

Consequentieanalyse Macrostabieliteit

Vergelijking oude en nieuwe toetsmethode

Alexander Rohe
Alexander van Duinen

1204203-005

Titel
Consequentieanalyse Macrostabiliiteit

Opdrachtgever Rijkswaterstaat Waterdienst
Project 1204203-005
Kenmerk 1204203-005-GEO-0002
Pagina's 67

Trefwoorden
Macrostabiliiteit, SBW, ongedraineerde schuifsterkte, consequentieanalyse




Samenvatting
Het voorliggende rapport beschrijft de resultaten van de stabiliteitsberekeningen voor zeven onderzoekslocaties die zijn uitgevoerd om de consequenties van de nieuwe rekenregel voor het toetsen van macrostabiliiteit van dijken in beeld te brengen. Het onderzoek is uitgevoerd in het kader van het project 'SBW Macrostabiliiteit'.

Voor het toetsen van de macrostabiliiteit van dijken is binnen het project 'Grensverleggend Toetsen' een nieuwe rekenregel ontwikkeld. Uitgangspunt van de nieuwe rekenregel is het toetsen van de macrostabiliiteit van dijken aan grenstoestanden voor sterkte en voor vervorming. Daarbij wordt uitgegaan van de bezwijkwaarde van de schuifsterkte van grond (de *critical state* toestand). Een tweede uitgangspunt is het ongedraineerde grondgedrag bij bezwijken van de grond. Uit de validatie studie van 2010 blijkt dat de stabiliteitsanalyses op basis van de nieuwe rekenregel het bezwijken van taluds nauwkeuriger en betrouwbaarder beschrijven dan de vigerende rekenmethode.

Met de voorliggende rapportage wordt toegelicht wat de consequenties van het toepassen van de nieuwe rekenregel voor het toetsen van de macrostabiliiteit van dijken zijn. Er zijn vergelijkende berekeningen met de vigerende en nieuwe rekenmethode uitgevoerd. Hiervoor zijn zeven locaties verspreid over Nederland gekozen om een enigszins representatief beeld te kunnen geven. De oorzaken van afwijkende toetsresultaten worden toegelicht rekening houdend met verschillende parametersets van de sterkte eigenschappen (verwachtingswaarden, karakteristieke waarden en rekenwaarden).

De resultaten van de vergelijkende berekeningen zijn vertaald in consequenties voor de primaire waterkeringen in Nederland. Deze consequenties zijn op een topografische kaart gepresenteerd. Voor veel van de onderzochte locaties geldt dat de nieuwe toetsmethode zal leiden tot lagere stabiliteitsfactoren en het afkeuren van de waterkering. Oorzaak hiervoor blijkt hoofdzakelijk een grotere onzekerheid (spreiding) bij de bepaling van de ongedraineerde sterkteparameters (met name de grensspanning).

Referenties
SBW programmaplan 2011-2016, 9s6167.DO

Versie	Datum	Auteur	Paraaf	Review	Paraaf	Goedkeuring	Paraaf
1	dec. 2011	Alexander Rohe		Meindert Van		Harm Aantjes	
2	maart 2012	Alexander Rohe		Meindert Van		Harm Aantjes	
3	april 2012	Alexander Rohe Alexander van Duinen		Meindert Van		Leo Vuyt	

Status
definitief

Inhoud

1	Inleiding	1
1.1	Achtergrond	1
1.2	Resultaten validatie studie	2
1.3	Consequentieanalyse	3
1.4	Doel	3
1.5	Werkwijze	3
2	Uitgangspunten	5
2.1	Overzicht cases	5
2.2	Benodigde gegevens	8
2.3	Karakteristieke waarde schuifsterkte	8
2.4	Partiële veiligheidsfactoren	9
2.5	Grensspanning uit correlaties	10
2.6	Rekenmodel	11
3	Beschrijving onderzoekslocaties	13
3.1	Case 1: Waddenzeedijk Friesland	13
3.1.1	Schematisatie	13
3.1.2	Grondparameters	14
3.2	Case 2: Markermeerdijk Noord-Holland	15
3.2.1	Schematisatie	16
3.2.2	Grondparameters	16
3.3	Case 3: Rijnbandijk Rijswijk – Opheusden	18
3.3.1	Schematisatie	19
3.3.2	Grondparameters	20
3.4	Case 4: Hardinxveld – Giessendam Oost	21
3.4.1	Schematisatie	22
3.4.2	Grondparameters	23
3.5	Case 5: Spui Hollandse Delta	24
3.5.1	Schematisatie	25
3.5.2	Grondparameters	26
3.6	Case 6: Bergambacht macrostabiliteitsproef	28
3.6.1	Grondparameters	29
3.7	Case 7: Lekdijk west Bergambacht (TAW-proefvak)	31
3.7.1	Grondparameters	32
4	Resultaten stabiliteitsanalyse	35
4.1	Case 1: Waddenzeedijk Friesland	35
4.2	Case 2: Markermeerdijk Noord-Holland	37
4.3	Case 3: Rijnbandijk Rijswijk – Opheusden	40
4.4	Case 4: Hardinxveld – Giessendam Oost	42
4.5	Case 5: Spui Hollandse Delta	44
4.6	Case 6: Bergambacht macrostabiliteitsproef	46
4.7	Case 7a: Lekdijk west Bergambacht (vóór dijkverbetering)	48
4.8	Case 7b: Lekdijk west Bergambacht (na dijkverbetering)	50
5	Analyse resultaten	53

5.1	Samenvatting en interpretatie resultaten	53
5.1.1	Verwachtingswaarden	54
5.1.2	Karakteristieke waarden	55
5.1.3	Rekenwaarden	56
5.1.4	Effect dijkverbetering	56
5.1.5	Effecten laboratoriumonderzoek	56
5.2	Vergelijking grensverleggend Toetsen en SBW onderzoek	56
5.3	Vergelijking parameters gedraineerde sterkte en ongedraineerde sterkte	58
6	Conclusie	63
7	Referenties	67

1 Inleiding

1.1 Achtergrond

Voor het toetsen van de macrostabiliteit van dijken is binnen het project 'Grensverleggend Toetsen' een nieuwe rekenregel ontwikkeld. Uitgangspunt van de nieuwe rekenregel is het toetsen van de macrostabiliteit van dijken aan grenstoestanden voor sterkte en voor vervorming. Daarbij wordt uitgegaan van de bezwijkwaarde van de schuifsterkte van grond (de *critical state* toestand). Een tweede uitgangspunt is het ongedraineerde grondgedrag bij bezwijken van de grond.

Uit de validatie studie [Van Duinen, 2010] van het SBW onderzoek Werkelijke Sterkte van Dijken (inmiddels SBW Macrostabiliteit) blijkt dat de stabiliteitsanalyses op basis van de nieuwe rekenregel het bezwijken van taluds nauwkeuriger en betrouwbaarder beschrijven dan de vigerende rekenmethode. Uit deze validatie studie volgt echter ook dat de nieuwe rekenmethode voor de zeven toen onderzochte dijklocaties lagere stabiliteitsfactoren geeft. Deze liggen gemiddeld 0,3 à 0,4 lager dan bij de oude rekenmethode, die is gebaseerd op celproefresultaten. De zeven toen onderzochte locaties zijn dijken waar een taludafschuiving of aanzienlijke deformatie is opgetreden. Anderzijds is bij de validatie studie ook de macrostabiliteitsproef Bergambacht onderzocht, waar de nieuwe rekenregel tot een stabiliteitsfactor leidt die 0,35 hoger ligt dan bij de werkwijze met celproeven. De proef in Bergambacht is een situatie die goed aansluit bij de condities waaronder rivierdijken worden getoetst. Omdat het om locaties gaat waar een afschuiving of forse deformatie is opgetreden, moet een stabiliteitsfactor van ongeveer 1,0 worden verwacht (uitgaande van verwachtingswaarden van de ongedraineerde schuifsterkte). Met de nieuwe werkwijze zijn stabiliteitsfactoren rond 1,0 berekend (+/- 15%). Met de oude werkwijze met celproeven zijn evenwichtsfactoren tussen 0,65 en 2,15 berekend. Dus soms wordt de sterkte van de dijk overschat en soms onderschat.

De bij de validatie studie [van Duinen, 2010] onderzochte dijklocaties zijn:

- Bergambacht macrostabiliteitsproef;
- Lekdijk west Bergambacht (TAW-proefvak met hellingmeetbuis);
- Lekdijk Streefkerk;
- Wolpherensedijk Gorinchem;
- Zuiderlingedijk Spijk;
- Heinoomsvaart Wilnis;
- IJkdijk macrostabiliteitsproef.

Om een enigszins representatief beeld te kunnen geven voor heel Nederland is ervoor gekozen om een vervolganalyse uit te voeren. Hierbij zijn vijf aanvullende cases en twee al eerder onderzochte cases verspreid over Nederland gekozen. De onderzochte zeven dijklocaties voor voorliggende consequentieanalyse zijn:

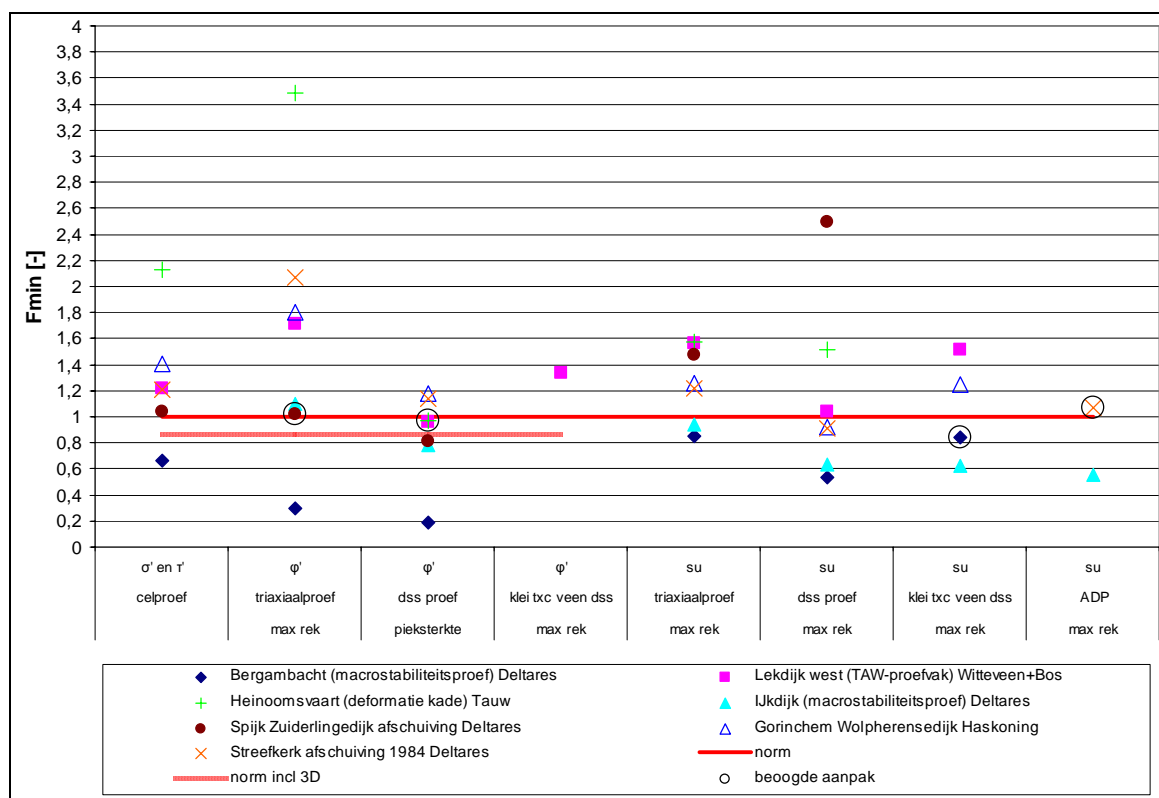
- 1) Waddenzeedijk Friesland;
- 2) Markermeerdijk Noord-Holland;
- 3) Rijnbanddijk Rijswijk – Opheusden;
- 4) Hardinxveld – Giessendam Oost;
- 5) Spui Hollandse Delta;
- 6) Bergambacht macrostabiliteitsproef;

7) Lekdijk west Bergambacht.

Voor deze zeven locaties worden stabiliteitsanalyses uitgevoerd met de vigerende en nieuwe rekenregel. De resultaten van deze vergelijkende berekeningen worden geanalyseerd en vertaald in consequenties voor de primaire waterkeringen in Nederland. De oorzaken van afwijkende toetsresultaten met de nieuwe rekenregel worden toegelicht.

1.2 Resultaten validatie studie

In Figuur 1.1 is een overzicht gegeven van de belangrijkste berekeningsresultaten van de macrostabiliteitsanalyses van de zeven verschillende onderzoekslocaties die zijn uitgevoerd in het kader van de validatie studie [Van Duinen, 2010]. De resultaten van de analyses met verwachtingswaarden van de schuifsterkteparameters uit celproeven zijn weergegeven. Tevens zijn de berekeningsresultaten weergegeven van de analyses met de beschrijving van het grondgedrag die het meeste recht doet aan de specifieke situatie van de onderzoekslocaties met de afschuiving of grote deformatie die daar is opgetreden (eveneens met verwachtingswaarden van de schuifsterkte).



Figuur 1.1 Overzicht van de belangrijkste berekeningsresultaten van de macrostabiliteitsanalyses van de validatie studie. De resultaten van de analyses met schuifsterkteparameters uit celproeven zijn weergegeven. Tevens zijn de berekeningsresultaten weergegeven van de analyses met de beschrijvingen van het grondgedrag die het meeste recht doet aan de specifieke situatie van de onderzoekslocaties. De best passende onderzoeksresultaten zijn omcirkeld.

Wanneer de verschillende onderzoekslocaties worden geanalyseerd op basis van schuifsterkteparameters uit celproeven leidt dit tot evenwichtsfactoren F_{min} die variëren tussen 0,66 en 2,13. Gemiddeld bedraagt de berekende evenwichtsfactor circa 1,4. Bij de onderzoekslocaties is bezwijken of grote deformatie aan de orde. De berekende evenwichtsfactoren

moeten daarom circa 1,0 zijn. Met celproeven wordt dus gemiddeld genomen een duidelijk te hoge evenwichtsfactor berekend.

Met een aanpak waarbij de beschrijving van het grondgedrag wordt afgestemd op de specifieke omstandigheden van de onderzoekslocaties worden evenwichtsfactoren gevonden tussen 0,84 en 1,07. Gemiddeld genomen liggen de berekende evenwichtsfactoren iets lager dan 1,0. Hierbij moet worden opgemerkt dat de IJkdijk bijzonder is ($F_{min} = 0,55$), omdat de aangebrachte belasting om de afschuiving te forceren mogelijk hoger was dan noodzakelijk.

1.3 Consequentieanalyse

Het is van belang inzichtelijk te maken wat de consequenties van het toepassen van de nieuwe rekenregel bij het toetsen van dijken zijn. De nieuwe rekenregel is nader toegelicht in [van Duinen, 2010]. De vraag moet worden beantwoord of het introduceren van de nieuwe rekenregel voor een groot aantal dijken in Nederland zal leiden tot afkeuren op macrostabiliteit of juist zal leiden tot een aanscherping van de toets. Wanneer de nieuwe toetsmethode leidt tot lagere evenwichtsfactoren – wat bij de validatie studie gemiddeld genomen het geval is – volgen na de eerstkomende toetsronde een groot aantal nieuwe dijkverbeteringswerken. Daarnaast moet worden nagegaan waar de oorzaak van de afwijkende toetsresultaten van de nieuwe rekenregel ligt.

De consequenties van het invoeren van de nieuwe rekenregel worden beschouwd door stabiliteitsberekeningen uit te voeren volgens de vigerende werkwijze en daarnaast berekeningen uit te voeren met de nieuwe rekenregel. De uitkomsten worden met elkaar vergeleken. Bij deze vergelijkende berekeningen wordt zowel gekeken naar het toetsen van bestaande dijken als naar ontwerpen van dijkverbeteringen. De vergelijkende berekeningen worden uitgevoerd voor zeven locaties verspreid over Nederland om een representatief beeld te kunnen geven. De berekeningen worden uitgevoerd op basis van beschikbare gegevens. Er wordt geen veld- en laboratoriumonderzoek uitgevoerd. De resultaten van de vergelijkende berekeningen worden vertaald in consequenties voor de primaire waterkeringen in Nederland. Deze consequenties worden op een topografische kaart gepresenteerd.

1.4 Doel

Doel van het onderzoek is het vaststellen van de consequenties van het invoeren van de nieuwe toetsmethode op de uitkomsten van de macrostabiliteitstoets. De vergelijkende berekeningen worden dus niet uitgevoerd om de nieuwe rekenmethode te valideren. De validatie studie is reeds uitgevoerd en de nieuwe toetsmethode staat inhoudelijk niet ter discussie. De vergelijkende berekeningen zijn bedoeld om inzichtelijk te krijgen in hoeverre de introductie van de nieuwe rekenmethode tot andere toetsuitkomsten zal leiden, dat daardoor dijken worden afgekeurd en nieuwe dijkverbeteringswerken nodig zullen zijn.

1.5 Werkwijze

Voor het uitvoeren van voorliggende consequentieanalyse is de volgende werkwijze toegepast::

- De berekeningen worden opgezet met de bestaande gegevens over de geometrie, grondopbouw en waterspanningen.

- De stabiliteitsanalyses worden uitgevoerd met het Uplift-Van model in het programma D-Geo Stability (voorheen MStab).
- De stabiliteitsanalyses worden uitgevoerd met cohesie en hoek van inwendige wrijving gebaseerd op celproeven of triaxiaalproeven (meertraps of enkeltraps en isotroop geconsolideerd en 2% rek en 5% rek) volgens vigerende leidraden en technische rapporten (niet voor alle cases zijn zowel triaxiaalproeven als celproeven beschikbaar).
- De stabiliteitsanalyses worden tevens uitgevoerd met ongedraineerde schuifsterkte volgens nieuwe toetsmethode voor macrostabiliteit.
- De ongedraineerde schuifsterkte ratio's worden vastgesteld op basis van resultaten van eerdere SBW onderzoeken. Voor de cases waar niet eerder SBW onderzoek heeft plaatsgevonden worden de schuifsterkte ratio's gecorreleerd aan de grondsoort en het volumegewicht.
- De grensspanning wordt bepaald aan de hand van eerder uitgevoerde laboratoriumproeven van eerdere SBW onderzoeken. Voor de cases waar geen laboratoriumonderzoek in het kader van SBW is uitgevoerd wordt uit de correlatie met de conusweerstand van sonderingen (en waterspanning indien gemeten) de grensspanning afgeleid zoals toegelicht in hoofdstuk 2.5.
- Uit de combinatie van grensspanning (bepaald uit laboratoriumproeven of gecorreleerd aan conusweerstand) en ongedraineerde schuifsterkte ratio wordt de ongedraineerde schuifsterkte afgeleid.
- Voor zowel de vigerende toetsmethode als ook de nieuwe rekenregel worden de stabiliteitsanalyses uitgevoerd met verwachtingswaarden, karakteristieke waarden en rekenwaarden van de sterkteparameters.
- De berekeningsresultaten worden geanalyseerd om aan te kunnen geven waardoor verschillen tussen oude en nieuwe methode ontstaan.

De resultaten van de vergelijkende stabiliteitsberekeningen worden vertaald in consequenties voor de primaire waterkeringen in Nederland. Deze consequenties worden op een topografische kaart gepresenteerd.

2 Uitgangspunten

In dit hoofdstuk worden de zeven onderzoekslocaties kort geïntroduceerd en de uitgangspunten voor de parameterbepaling en stabiliteitsanalyses gegeven.

2.1 Overzicht cases

Voor het uitvoeren van de consequentieanalyse worden voor zeven locaties vergelijkende stabiliteitsanalyses uitgevoerd. Deze zeven onderzoekslocaties liggen verspreid over heel Nederland om een representatief beeld te kunnen geven. Hierbij is er naar gestreefd om locaties te kiezen met verschillende grondopbouw, verschillende hydraulische randvoorwaarden. De schuifsterkte parameters zijn afgeleid uit verschillende soorten laboratoriumproeven of zijn gebaseerd op correlaties met sonderingen. Op basis hiervan worden de volgende cases uitgewerkt.

Case 1

Waddenzeedijk Friesland: Zeedijk met bijbehorende hydraulische randvoorwaarden. Het betreft een zanddijk op een ondergrond van klei en veen. Deze dijk is eerder getoetst op basis van enkeltraps triaxiaalproeven met c' en φ' bij 2% verticale rek voor klei en direct simple shear proeven voor veen.

Case 2

Markermeerdijk Noord-Holland: Case uit het project 'Grensverleggend Toetsen' (voorloper van SBW) aan het Markermeer met bijbehorende hydraulische randvoorwaarden. Deze case betreft een dijkvak waar dijkverbetering voorgenomen is. Uit het project 'Grensverleggend Toetsen' kwam het beeld dat bij de nieuwe toetsmethode de evenwichtsfactoren hoger zouden liggen dan bij de vigerende werkwijze. Belangrijk verschil tussen het project 'Grensverleggend Toetsen' en SBW is dat toen triaxiaalproeven werden gedaan met 1:1 monsterverhouding en dat nu gekozen is voor een 2:1 monsterverhouding wat tot lagere waarden van schuifsterkte parameters leidt zoals nader toegelicht in hoofdstuk 5.2.

Case 3

Rijnbanddijk Rijswijk – Opheusden: Case in het oostelijk deel van beheersgebied Waterschap Rivierenland in het bovenrivierengebied. Voor dit dijktraject wordt een dijkverbetering voorbereid. Deze case betreft een ondergrond van zandige klei. De dijkverbetering wordt ontworpen op basis van triaxiaalproeven met c' en φ' bij 2% verticale rek.

Case 4

Hardinxveld – Giessendam Oost (Merwededijk Alblasserwaard): Case in het benedenrivierengebied met bijbehorende hydraulische randvoorwaarden. Het betreft een dijk waarvan tijdens het hoogwater van 1995 werd verwacht dat deze zou kunnen bezwijken, maar dat niet heeft gedaan. De uitgevoerde analyses waren gebaseerd op celproefresultaten. Deze case is interessant omdat dit in tegenstelling staat tot de eerder in de validatie studie [van Duinen, 2010] onderzochte gevallen die dijken betroffen die wel zijn bezweken, terwijl dat niet werd verwacht.

Case 5

Spui Hollandse Delta: Case in het beheersgebied van Waterschap Hollandse Delta. De dijk bevindt zich in het deltagebied en heeft de bijbehorende hydraulische randvoorwaarden. Voor dit dijkvak wordt een dijkverbetering voorbereid waarbij stabiliteitsanalyses uitgevoerd worden op basis van celproefresultaten.

Case 6

Bergambacht macrostabiliteitsproef: Case in het benedenrivierengebied met bijbehorende hydraulische randvoorwaarden. Na de dijkversterkingen langs de Lek in de Krimpenerwaard in de jaren negentig is het gedeelte tussen dp. 84 en dp. 87 van de oorspronkelijke Lekdijk nabij Bergambacht vanaf 2000 niet meer in functie als waterkering. In 2001 zijn praktijkproeven uitgevoerd op de oude Lekdijk. De schuifsterkte van de grond is in de analyses beschreven met cohesie (c') en hoek van inwendige wrijving (φ'), gebaseerd op lokale enkeltraps triaxiaalproeven bij 5% rekgrens (met name dijksmateriaal en Hollandveen), lokale enkeltraps triaxiaalproeven bij 2% rekgrens (met name organische klei), celproeven van het TAW-proefvak, regionale celproevenverzameling Krimpener- en Alblasserwaard, lokale triaxiaalproeven bij bezwijkwaarde (gehanteerd in de analyse na afloop) en tabel 1 uit NEN 6740 en elders/eerder door GeoDelft gehanteerde waarden. Daarnaast zijn in het kader van het SBW-onderzoek ongedraineerde sterkteparameters bepaald.

Case 7

Lekdijk west Bergambacht (TAW-proefvak): Case in het benedenrivierengebied met bijbehorende hydraulische randvoorwaarden. Op deze locatie is gedurende meerdere jaren de deformatie gemeten in opdracht van de Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen (TAW). De metingen zijn in 1994 gestart. De dijk was destijds een vierkante dijk zonder binnendijkse stabiliteitsberm. De ondergrond bestaat hoofdzakelijk uit veen. Op deze locatie zijn meerdere dijkverbeteringen uitgevoerd. Sterkteparameters zijn beschikbaar uit de regionale celproevenverzameling Krimpener- en Alblasserwaard en uit lokale enkeltraps triaxiaalproeven bij 2% en 5% rekgrens. Daarnaast zijn in het kader van het SBW-onderzoek ongedraineerde sterkteparameters bepaald.

Voor een overzicht zijn de cases in onderstaande Tabel 2.1 verzameld. In Figuur 2.1 is een topografische kaart gepresenteerd waarin de locaties van de zeven cases zijn aangegeven.



Figuur 2.1 Overzicht onderzoekslocaties, kaart uit [HR2006].

case		HR	beschikbare proeven	grondopbouw
1	Waddenzeedijk Friesland	zeedijk	enkeltraps triaxiaalproeven isotroop geconsolideerd bij 2% rek (klei), en direct simple shear proeven bij 40% rek (veen)	zeeklei en veen (dijk heeft zandkern)
2	Markermeerdijk Noord-Holland	meerdijk	celproeven; meertraps triaxiaalproeven; SBW onderzoek	zeeklei en veen
3	Rijnbandijk Rijswijk–Opheusden	bovenrivieren- gebied	triaxiaalproeven	rivierklei en -zand
4	Hardinxveld – Giessendam Oost	benedenrivieren- gebied	celproeven	klei, organische klei en veen
5	Spui Hollandse Delta	deltagebied	celproeven	zeeklei en –zand met soms veen
6	Bergambacht macrostabiliteitsproef	benedenrivieren- gebied	celproeven; SBW onderzoek	klei, organische klei en veen
7	Lekdijk west Bergambacht	benedenrivieren- gebied	celproeven; SBW onderzoek	klei, organische klei en veen

Tabel 2.1 Overzicht cases voor consequentieanalyse.

2.2 Benodigde gegevens

Voor elke case zijn de volgende gegevens verzameld voor het uitvoeren van stabiliteitsanalyses voor de consequentieanalyse:

- Dwarsprofiel van de dijk met maaiveldverloop in het achterland;
- Geotechnisch lengteprofiel met grondopbouw onder de dijk en naast de dijk;
- Freatisch vlak en polderpeil en stijghoogten;
- Volumegewichten van de grondlagen;
- Schuifsterkteparameters uit celproeven of triaxiaalproeven (verwachtingswaarden, standaardafwijkingen en materiaalfactoren);
- Elektrische sonderingen (indien beschikbaar met meting van de waterspanning) ter plaatse van de kruin van de dijk en binnendijks.

2.3 Karakteristieke waarde schuifsterkte

De karakteristieke waarden van de sterkteparameters voor de uitvoering van stabiliteitsberekeningen zijn op twee verschillende wijzen bepaald.

Voor de cases waarbij de proevenverzameling beschikbaar is voor de bepaling van de sterkteparameters wordt de karakteristieke waarde bepaald gebruik makend van de verwachtingswaarde en de hierbij behorende standaardafwijking. Het betreft hierbij de per laag gemiddelde waarden. De karakteristieke waarde $X_{5\%}$ van de grondparameters wordt bepaald met behulp van de volgende relatie [b.v. Calle, 2008],

$$X_{5\%} = \mu \pm t\sigma\sqrt{1-a+\frac{1}{n}}, \quad (2.1)$$

waarin,

$X_{5\%}$	karakteristieke waarde,
μ	verwachtingwaarde,
σ	standaardafwijking,
t	de t-waarde uit de Student t-verdeling als functie van de gewenste betrouwbaarheid,
a	lokale ($a = 0$) of regionale ($a = 0,75$) proevenverzameling,
n	aantal proefresultaten.

Hieruit kan de variatiecoëfficiënt V_c worden bepaald die gedefinieerd is als,

$$V_c = \frac{\sigma}{\mu}. \quad (2.2)$$

Voor de cases waarbij geen proevenverzameling beschikbaar is, is een standaardafwijking bepaald op basis van een gekozen variatiecoëfficiënt. Wanneer het de cohesie en hoek van inwendige wrijving uit triaxiaalproeven betreft, zijn de variatiecoëfficiënten vastgesteld volgens het Addendum van het Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies [Add TRWG]. Wanneer het parameters voor stabiliteitsanalyses met ongedraineerde schuifsterkte betreft, zijn variatiecoëfficiënten bepaald op basis van ervaring in SBW-onderzoek (voor de variatiecoëfficiënt voor de ongedraineerde schuifsterkteratio is 0,2 gekozen en voor de variatiecoëfficiënt voor de POP is 0,4 gekozen). De gekozen waardes zijn in het vervolg per case vermeld. Hieruit kan de standaardafwijking worden bepaald en de bijbehorende karakteristieke waarde of verwachtingswaarde worden afgeleid. Hierbij wordt uitgegaan van een oneindig grote en lokale proevenverzameling, waarvoor geldt $n = \infty$ en $a = 0$. Hiervoor volgt $t = 1,65$.

2.4 Partiële veiligheidsfactoren

De stabiliteitsberekeningen op basis van rekenwaarden van de schuifsterkteparameters uit celproeven zijn uitgevoerd volgens de Leidraad voor het ontwerpen van Rivierdijken – deel 2, benedenrivierengebied [LOR2]. Hierin zijn de materiaalfactoren afgeleid voor een betrouwbaarheidsindex $\beta = 3,5$. De materiaalfactoren zijn gemiddeld 1,2. Recentere leidraden voorzien niet in materiaalfactoren voor celproeven.

De stabiliteitsberekeningen op basis van rekenwaarden van de gedraineerde schuifsterkteparameters cohesie (c') en hoek van inwendige wrijving (φ') uit triaxiaalproeven (huidige werkwijze) zijn uitgevoerd volgens het Addendum bij het Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies [Add TRWG]. Hierin zijn de materiaalfactoren afgeleid voor een betrouwbaarheidsindex $\beta = 4,0$. De materiaalfactoren zijn gemiddeld 1,30, waarbij de materiaalfactoren voor veen gemiddeld 1,38 zijn en voor klei gemiddeld 1,23. De materiaalfactoren uit het Addendum [Add TRWG] maken een duidelijker onderscheid tussen klei en veen dan de Leidraad [LOR2].

De stabiliteitsberekeningen op basis van rekenwaarden van de ongedraineerde schuifsterkteparameters zijn uitgevoerd met materiaalfactoren op de ongedraineerde schuifsterkte ratio en de *pre overburden pressure* (POP). Deze materiaalfactoren zijn voor macrostabiliteitsanalyses door Deltares afgeleid voor een betrouwbaarheidsindex $\beta = 4,0$. De materiaalfactoren zijn beide op 1,15 gesteld (gebaseerd op probabilistische stabiliteitsberekeningen en Monte-Carlo simulaties) en staan nog ter discussie en vragen nog om vervolgonderzoek. De verschillende betrouwbaarheidsindices waarvoor de materiaalfactoren zijn afgeleid geven verschillen in de materiaalfactoren in de orde van 0,10.

Bij de verschillende betrouwbaarheidsindices van de materiaalfactoren horen ook verschillende schadefactoren. De verschillen tussen de schadefactoren, uitgaande van betrouwbaarheidsindices $\beta = 3,5$ en $\beta = 4,0$ waarvoor de materiaalfactoren zijn afgeleid, is in de orde van 0,10. De schadefactoren zijn afhankelijk van het veiligheidsniveau van de dijkeringen. De verschillende veiligheidsniveaus van verschillende dijkeringen geven verschillen in schadefactoren tot maximaal ongeveer 0,1. De schadefactoren variëren voor verschillende dijkeringen tussen 1,03 en 1,12 bij $\beta = 4,0$ [Add TRWG]. Bij $\beta = 3,5$ [LOR2] variëren de schadefactoren ongeveer tussen 1,10 en 1,19.

Door de verschillen in materiaalfactoren en schadefactoren zijn er ook kleine verschillen in het rekenkundig product van alle partiële veiligheidsfactoren voor de verschillende cases. Deze verschillen zijn in de orde van 0,03. Hierbij is voor de vergelijkbaarheid de schematiseringsfactor (1,1 à 1,3) buiten beschouwing gelaten. Dezelfde schematisering van de ondergrond en de waterspanningen wordt immers toegepast voor de berekeningen op basis van [LOR2] en de berekeningen op basis van het Addendum [Add TRWG]. Deze verschillen zorgen er ook voor dat de verschillende berekeningsresultaten niet altijd rechtstreeks met elkaar vergeleken kunnen worden, maar dat een kleine marge moet worden genomen.

2.5 Grensspanning uit correlaties

Sonderingen kunnen worden gebruikt om de ongedraineerde schuifsterkte s_u en de grensspanning σ'_p in-situ te bepalen. Via correlaties kunnen de ongedraineerde schuifsterkte s_u en de grensspanning σ'_p worden afgeleid uit de sondeerweerstand. Hiervoor kunnen zowel de standaard sondering met piëzoconus als de bolsonde worden ingezet. In de literatuur zijn theoretische en empirische correlaties beschikbaar om grondmechanische parameters uit sonderingen af te leiden.

De gemeten conusweerstand q_c kan worden gecorrigeerd voor de gemeten waterspanning van de piezoconus en uitgedrukt in q_t , namelijk,

$$q_t = q_c + u_2(1 - A), \quad (2.3)$$

waarin,

- q_t voor waterspanningseffecten gecorrigeerde conusweerstand [MPa],
- q_c gemeten conusweerstand [MPa],
- u_2 met de piezoconus gemeten waterspanning (waterspanningsopnemer achter de conus) [MPa],
- A relatieve oppervlakte van de spleet bij het waterspanningsfilter, die voor conussen van verschillende fabrikanten een andere waarde heeft [-].

Een veel toegepaste empirische correlatie [Mayne, 2009] om de grensspanning σ'_p af te leiden uit de sondeerweerstand is:

$$\sigma'_p = k(q_t - \sigma_{v0})^m, \quad (2.4)$$

waarin,

σ'_p	grensspanning [MPa],
k	correlatiefactor [-],
q_t	voor waterspanningseffecten en totaalspanning gecorrigeerde sondeerweerstand van de piezoconus of de bol-sonde [MPa],
σ_{v0}	verticale totaalspanning [MPa],
m	exponent [-] afhankelijk van grondsoort.

Voor de correlatiefactor k is in dit onderzoek een waarde van $k = 0,33$ gekozen [Mayne, 2009]. Voor de exponent m zijn de volgende waarden bepaald: klei 1,0; organische klei 0,9; veen 0,85; zand 0,72 [Mayne, 2009].

De correcties voor waterspanningseffecten en totaalspanning kunnen ook achterwege worden gelaten en de grensspanning kan rechtstreeks worden gecorreleerd aan de gemeten sondeerweerstand q_c of aan q_t of aan q_m . Uiteraard geeft dit een andere correlatiefactor k .

2.6 Rekenmodel

De stabiliteitsanalyses worden met het computerprogramma D-Geo Stability (voorheen MStab) van DelftGeosystems (versie 10.1) uitgevoerd. Hierbij wordt de methode Uplift-Van gebruikt, waarbij meerdere tangentialijnen zijn toegepast. De methode Uplift-Van is een uitbreiding op de methode Bishop. Bij een stabiliteitsanalyse volgens de theorie van Bishop worden tweedimensionale glijvlakken beschouwd. Daarbij wordt er van uitgegaan dat de schuifsterkte langs het gehele glijvlak in gelijke mate is gemobiliseerd. De berekende veiligheidsfactor geeft aan in hoeverre de maximaal mobiliseerbare schuifsterkte daadwerkelijk is gemobiliseerd. Met deze theorie wordt het bereiken van een bezwijktoestand beoordeeld op basis van de maatgevende belasting tegenover de maximaal beschikbare sterkte. Met de methode Uplift-Van met meerdere tangentialijnen kunnen zowel diepe als ondiepe glijvlakken worden gevonden en zowel cirkelvormige glijvlakken als gedeeltelijk rechte glijvlakken. Bij de methode Uplift-Van wordt een modelfactor van 1,05 toegepast op de berekende evenwichtsfactor.

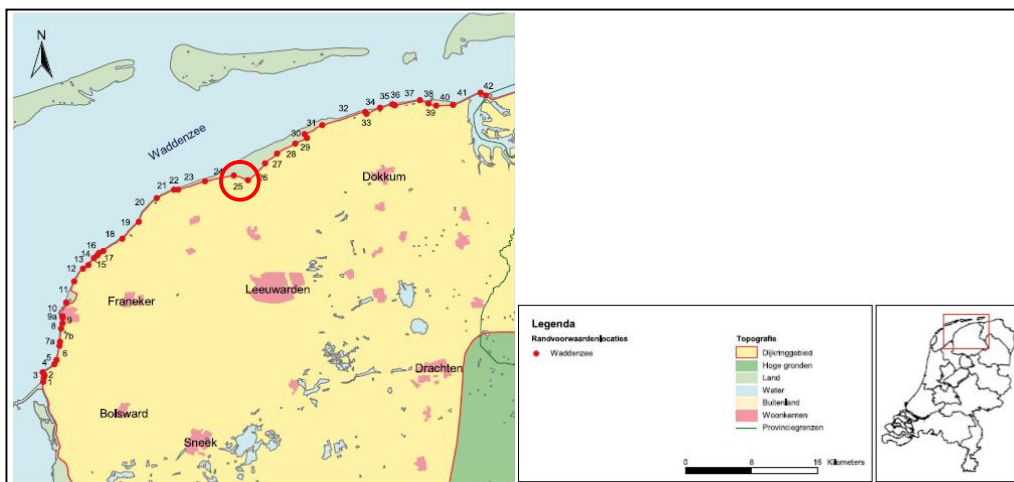
Voor de karakterisering van de schuifsterkte in de glijvlakberekeningen is gewerkt met de methoden "stress tables" (bezwijkomhullende op basis van $\sigma' - \tau$ relaties), "c phi" (bezwijkomhullende op basis van c' en ϕ') en "cu calculated". Met de methode "cu calculated" wordt de ongedraineerde schuifsterkte op het schuifvlak bepaald op basis van de verticale effectieve spanning, de *pre overburden pressure* (POP) en de ongedraineerde schuifsterkteratio (s_u/σ'_{v0}).

3 Beschrijving onderzoekslocaties

In dit hoofdstuk worden de zeven onderzochte cases beschreven gebaseerd op de uitgangspunten in het vorige hoofdstuk. Per case worden kort de randvoorwaarden beschreven en de toegepaste grondparameters weergegeven. De berekeningsresultaten volgen in hoofdstuk 4.

3.1 Case 1: Waddenzeedijk Friesland

De onderzoekslocatie van case 1 bevindt zich in de provincie Friesland in het noordwestelijke deel van dijkkringgebied 6 (Friesland en Groningen), zie Figuur 3.1. De normfrequentie is 1/4000. De waterkering ligt in het Waddenzeegebied en is in beheer van het Waterschap Fryslân. Het onderzochte dwarsprofiel bevindt zich op het traject Vijfhuizen – Armdijk en betreft het profiel w2-29.8.



Figuur 3.1 Onderzoekslocatie case 1 Waddenzeedijk in noordwestelijk deel van dijkkring 6 (Friesland en Groningen), kaart uit [HR2006].

3.1.1 Schematisatie

De schematisatie is gebaseerd op een eerder uitgevoerde toetsing van de Waddenzeedijken in Friesland. Hier zijn voor dwarsprofiel w2-29.8 de belangrijkste uitgangspunten samengevat.

De gebruikte hydraulische randvoorwaarden zijn:

- maatgevende hoogwaterstand (MHW): NAP + 4,85 m;
- gemiddelde hoogwaterstand (GHW): NAP + 1,00 m;
- opdrijfpotentiaal: NAP + 3,45 m;
- polderpeil: NAP – 1,20 m.

De waterspanningen in de dijk zijn geschematiseerd volgens de vigerende leidraden [TRWD].

Een verkeersbelasting van 13 kPa op de kruin van de dijk is toegepast over een breedte van 2,50 m. Er is rekening gehouden met belastingspreiding van 45°. De klei- en veenlagen zijn als niet geconsolideerd verondersteld onder deze tijdelijke belasting.

3.1.2 Grondparameters

Ter plaatse van het onderzochte dwarsprofiel van case 1 komen de grondlagen zoals vermeld in Tabel 3.1 voor, waarin de bijbehorende volumegewichten zijn gegeven.

grondlaag	volumegewicht [kN/m ³]
Klei antropogeen	18,0
Klei Calais (klei, siltig, vaak humeus)	16,5
Klei Duinkerke (klei of zandige klei)	17,0
Klei venig	14,5
Basisveen	12,0
Zand (pleistoceen en kernmateriaal)	17,0 / 20,0

Tabel 3.1 Grondlagen en volumegewichten voor case 1 Waddenzeedijk.

In Tabellen 3.2 tot en met 3.5 zijn de voor case 1 gehanteerde sterkteparameters weergegeven met de volgende uitgangspunten:

- Gedraineerde analyse (parameters c' en ϕ'): De verwachtings- en karakteristieke en rekenwaarden inclusief variatiecoëfficiënten en standaardafwijkingen volgen uit regionale proevenverzamelingen van enkeltraps isotroop geconsolideerde ongedraineerde triaxiaalproeven met c' en ϕ' bij 2% rek (klei Calais en klei Duinkerke) en direct simple shear proeven met c' en ϕ' bij 40% rek (veen). De materiaalfactoren zijn in overeenstemming met [Add TRWG].
- Ongedraineerde analyse (parameters s_u -ratio en POP): De verwachtingswaarden zijn gebaseerd op de correlatie met grondsoort en volumegewicht (s_u -ratio) en op de correlatie met conusweerstand uit een sondering ter plaatse (POP). De variatiecoëfficiënten zijn aangenomen en bedragen 0,2 en 0,4 respectievelijk. De materiaalfactoren zijn gelijk gesteld aan 1,15 (zie paragraaf 2.4).

grondsoort	verwachtings- waarde	standaard- afwijking	variatie- coëfficiënt	karakteristieke waarde	materiaal- factor	reken- waarde
Klei antropogeen	4,5	1,3	0,29	2,5	1,25	2,0
Klei Calais	7,5	1,3	0,17	5,6	1,25	4,5
Klei Duinkerke	4,5	1,3	0,29	2,7	1,25	2,2
Klei venig						
Basisveen	7,3	2,3	0,32	2,1	1,50	1,4
Zand	0	n.v.t.	n.v.t.	0	n.v.t.	0

Tabel 3.2 Grondparameters voor gedraineerde analyse (cohesie c' [kPa]) case 1 Waddenzeedijk, gebaseerd op triaxiaalproeven (klei) en direct simple shear proeven (veen).

grondsoort	verwachtings- waarde	standaard- afwijking	variatie- coëfficiënt	karakteristieke waarde	materiaal- factor	reken- waarde
Klei antropogeen	32,6	2,2	0,07	25,9	1,20	22,0
Klei Calais	28,0	1,6	0,06	26,9	1,20	22,9
Klei Duinkerke	32,6	2,2	0,07	31,2	1,20	26,8
Klei venig						
Basisveen	34,2	2,6	0,08	31,8	1,25	26,4
Zand	38,0	2,0	0,05	34,7	1,20	30,0

Tabel 3.3 Grondparameters voor gedraineerde analyse (wrijvingshoek φ' [°]) case 1 Waddenzeedijk, gebaseerd op triaxiaalproeven (klei) en direct simple shear proeven (veen).

grondsoort	verwachtings- waarde	standaard- afwijking	variatie- coëfficiënt	karakteristieke waarde	materiaal- factor	reken- waarde
Klei antropogeen	0,40	0,08	0,20	0,27	1,15	0,23
Klei Calais	0,21	0,04		0,14		0,12
Klei Duinkerke	0,30	0,06		0,20		0,17
Klei venig	0,25	0,05		0,17		0,15
Basisveen	0,31	0,06		0,21		0,18

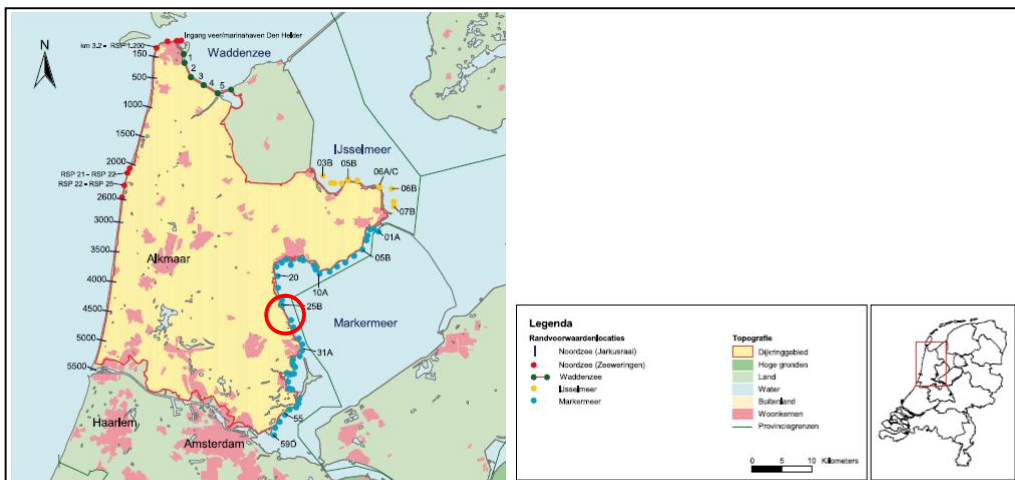
Tabel 3.4 Grondparameters voor ongedraineerde analyse (s_u -ratio [-]) case 1 Waddenzeedijk, gebaseerd op correlatie met grondsoort en volumegewicht.

grondsoort	verwachtings- waarde	standaard- afwijking	variatie- coëfficiënt	karakteristieke waarde	materiaal- factor	reken- waarde
Klei antropogeen	70	28	0,40	24	1,15	21
Klei Calais	16	6,4		5,4		4,7
Klei Duinkerke	33	13		11		9,8
Klei venig	7	2,8		2,4		2,1
Basisveen	24	9,6		8,2		7,1

Tabel 3.5 Grondparameters voor ongedraineerde analyse (POP [kPa]) case 1 Waddenzeedijk, gebaseerd op correlatie met conusweerstand uit sondering.

3.2 Case 2: Markermeerdijk Noord-Holland

De onderzoekslocatie van case 2 bevindt zich in de provincie Noord-Holland in het oostelijke deel van dijkkringgebied 13 (Noord Holland), zie Figuur 3.2. De normfrequentie is 1/10000. De waterkering grenst aan het Markermeer en is in beheer van het Hoogheemraadschap Hollands Noorderkwartier. Het onderzochte dwarsprofiel bevindt zich op het traject Hoorn – Edam (Zeevangsdijk) en betreft het profiel bij dp. 63.



Figuur 3.2 Onderzoeklocatie case 2 Markermeerdijk in dijkring 13 (Noord-Holland), kaart uit [HR2006].

3.2.1 Schematisatie

De schematisatie is gebaseerd op een eerder uitgevoerde toetsing van de Markermeerdijk in Noord-Holland. Hier zijn voor het geselecteerde dwarsprofiel bij dp. 63 de belangrijkste uitgangspunten samengevat.

De gebruikte hydraulische randvoorwaarden zijn:

- maatgevende hoogwaterstand (MHW): NAP + 0,68 m;
- stijghoogte pleistocene zandlaag: NAP – 2,10 m;
- polderpeil: NAP – 4,30 m.

De waterspanningen in de dijk zijn geschematiseerd volgens de vigerende leidraden [TRWD].

Een verkeersbelasting van 13 kPa op de binnenberm van de dijk is toegepast over een breedte van 2,50 m. Er is rekening gehouden met belastingspreiding van 45°. De klei- en veenlagen zijn als niet geconsolideerd verondersteld onder deze tijdelijke belasting.

3.2.2 Grondparameters

Ter plaatse van het onderzochte dwarsprofiel van case 2 komen de grondlagen zoals vermeld in Tabel 3.6 voor, waarin de bijbehorende volumegewichten zijn gegeven.

grondlaag	volumegewicht [kN/m ³]
Klei antropogeen 1	14,9
Klei antropogeen 2	13,3
Hollandveen naast / onder	10,6 / 10,1
Klei Calais naast / onder	13,5 / 13,9
Zand Calais	15,2
Zand pleistoceen	20,0

Tabel 3.6 Grondlagen en volumegewichten voor case 2 Markermeerdijk.

In Tabellen 3.7 tot en met 3.11 zijn de voor case 2 gehanteerde grondparameters weergegeven met de volgende uitgangspunten:

- Analyse met sigma-tau tabellen: De verwachtings- en karakteristieke en rekenwaarden volgen uit een proevenverzameling van celproeven (Noord-Holland). De materiaalfactoren voor de celproeven zijn in overeenstemming met [LOR2].
- Gedraineerde analyse (parameters c' en ϕ'): De rekenwaarden volgen uit meertraps triaxiaalproeven uitgevoerd door Fugro. De materiaalfactoren en variatiecoëfficiënten zijn in overeenstemming met [Add TRWG]. Hieruit volgen de standaardafwijkingen, karakteristieke waarden en verwachtingswaarden.
- Ongedraineerde analyse (parameters s_u -ratio en POP): De verwachtings- en karakteristieke waarden inclusief variatiecoëfficiënten en standaardafwijkingen zijn bepaald in eerder uitgevoerd SBW onderzoek van Deltares aan de hand van de op de locatie uitgevoerde triaxiaal- en direct simple shear proeven. De materiaalfactoren zijn gelijk gesteld aan 1,15 (zie paragraaf 2.4).

grondsoort	sigma-tau tabel	materiaalfactor cohesie c	materiaalfactor wrijvingshoek $\tan(\phi)$
Klei antropogeen 1	NH – OB – B	1,25	1,10
Klei antropogeen 2	NH – OB – B	1,25	1,10
Hollandveen naast / onder	NH – Hollandveen – B / O	1,25	1,15
Klei Calais naast / onder	NH – Calais (klei) – N / O	1,25	1,10
Zand Calais	NH – Calais (klei) – O	n.v.t.	1,10
Zand pleistoceen	Alg – Zand (0-30)	n.v.t.	1,10

Tabel 3.7 Sigma-tau tabellen voor case 2 Markermeerdijk, gebaseerd op celproeven.

grondsoort	verwachtings- waarde	standaard- afwijking	variatie- coëfficiënt	karakteristieke waarde	materiaal- factor	reken- waarde
Klei antropogeen 1	17,5	7,9	0,45	4,5	1,25	3,6
Klei antropogeen 2	3,1	1,4	0,45	0,8	1,25	0,6
Hollandveen	3,9	3,1	0,80	1,0	1,50	0,7
Klei Calais	11,3	5,1	0,45	2,9	1,25	2,3
Zand Calais	0	n.v.t.	n.v.t.	0	n.v.t.	0
Zand pleistoceen	0	n.v.t.	n.v.t.	0	n.v.t.	0

Tabel 3.8 Grondparameters voor gedraineerde analyse (cohesie c' [kPa]) case 2 Markermeerdijk, gebaseerd op meertraps triaxiaalproeven (Fugro).

grondsoort	verwachtings- waarde	standaard- afwijking	variatie- coëfficiënt	karakteristieke waarde	materiaal- factor	reken- waarde
Klei antropogeen 1	42,1	8,4	0,2	28,2	1,20	24,1
Klei antropogeen 2	39,3	7,9	0,2	26,3	1,20	22,4
Hollandveen naast	28,3	7,1	0,25	16,6	1,25	13,4
Hollandveen onder	23,5	5,9	0,25	13,8	1,25	11,1
Klei Calais naast	35,4	7,1	0,2	23,7	1,20	20,1
Klei Calais onder	29,7	5,9	0,2	19,9	1,20	16,8
Zand Calais	40,0	6,0	0,15	30,1	1,20	25,8
Zand pleistoceen	45,0	6,8	0,15	35,0	1,20	30,0

Tabel 3.9 Grondparameters voor gedraineerde analyse (wrijvingshoek φ' [°]) case 2 Markermeerdijk, gebaseerd op meertraps triaxiaalproeven (Fugro).

grondsoort	verwachtings- waarde	standaard- afwijking	variatie- coëfficiënt	karakteristieke waarde	materiaal- factor	reken- waarde
Klei antropogeen	0,26	0,04	0,16	0,19	1,15	0,17
Hollandveen	0,40	0,09	0,23	0,25		0,22
Klei Calais	0,34	0,02	0,06	0,31		0,27

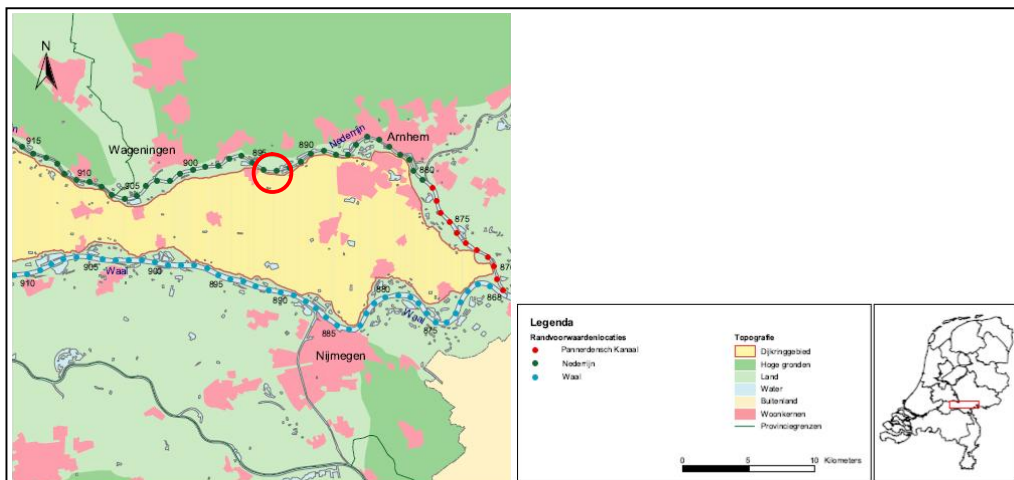
Tabel 3.10 Grondparameters voor ongedraineerde analyse (s_u -ratio [-]) case 2 Markermeerdijk, gebaseerd op triaxiaal- en direct simple shear proeven (SBW onderzoek Deltares).

grondsoort	verwachtings- waarde	standaard- afwijking	variatie- coëfficiënt	karakteristieke waarde	materiaal- factor	reken- waarde
Klei antropogeen	24	5,1	0,21	16	1,15	14
Hollandveen	14	9,2	0,65	0		0
Klei Calais	14	9,5	0,68	0		0

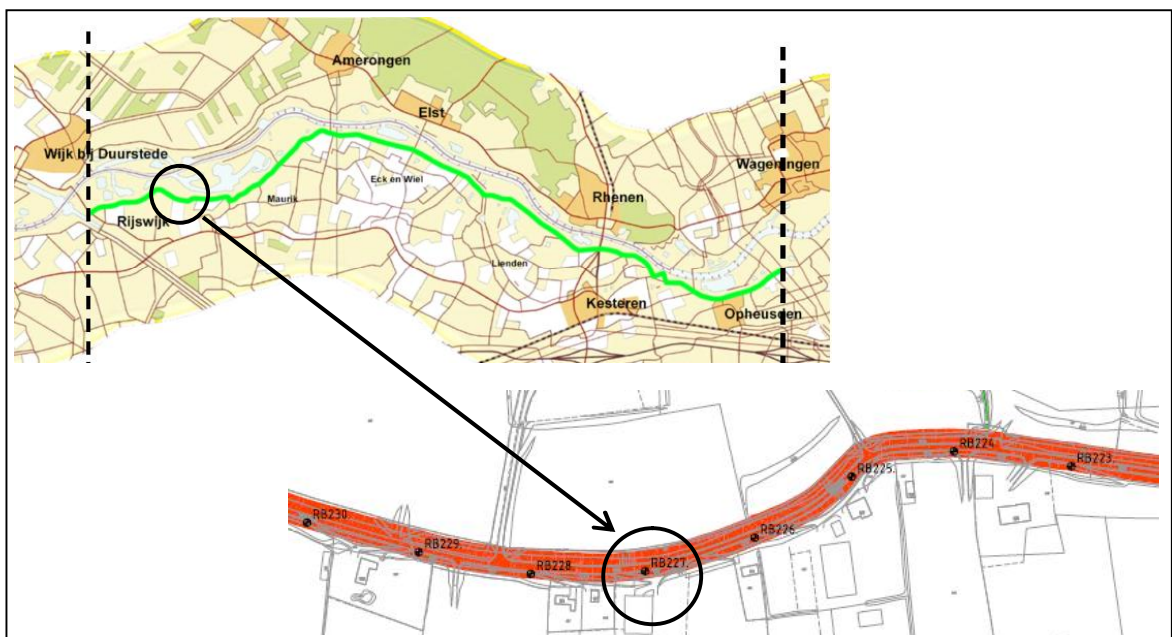
Tabel 3.11 Grondparameters voor ongedraineerde analyse (POP [kPa]) case 2 Markermeerdijk, gebaseerd op samendrukkings- en CRS proeven (SBW onderzoek Deltares).

3.3 Case 3: Rijnbandijk Rijswijk – Opheusden

De onderzoekslocatie van case 3 bevindt zich in de provincie Gelderland in het oostelijke deel van dijkkringgebied 43 (Betuwe/Tieler- en Culemborgerwaarden), zie Figuur 3.3. De normfrequentie is 1/1250. De waterkering ligt in het bovenrivierengebied en grenst aan de Neder-Rijn (zuidoever) en is in beheer van het Waterschap Rivierenland. Het onderzochte dwarsprofiel bevindt zich op het traject Rijswijk – Opheusden en betreft het profiel RB 227 + 38 m in dijkvak Maurik – Rijswijk (Eiland van Maurik). Voor het dijktraject Rijswijk – Opheusden wordt een dijkverbetering voorbereid. Bij deze locatie wordt een zandige ondergrond aangetroffen met een relatief dunne afdeklaag van klei. De locatie van het geselecteerde dwarsprofiel ter plaatse van dijkpaal RB 227 + 38 m is weergegeven in Figuur 3.4.



Figuur 3.3 Onderzoeklocatie case 3 Rijnbandijk in oostelijk deel van dijkkring 43 (Betuwe/Tieler- en Culemborgerwaarden), kaart uit [HR2006].



Figuur 3.4 Detail onderzoeklocatie voor case 3 Rijnbandijk, traject Rijswijk – Opeusden.

3.3.1 Schematisatie

De gebruikte hydraulische randvoorwaarden zijn:

- maatgevende hoogwaterstand (MHW): NAP + 9,10 m;
- potentiaal zandlaag (opbarsten): NAP + 6,40 m;
- polderpeil: NAP + 4,20 m.

De waterspanningen in de dijk zijn geschematiseerd volgens de vigerende leidraden [TRWD].

Een verkeersbelasting van 13 kPa op de kruin van de dijk is toegepast over een breedte van 2,50 m. Er is rekening gehouden met belastingspreiding van 45°. De kleilagen zijn als niet geconsolideerd verondersteld onder deze tijdelijke belasting.

3.3.2 Grondparameters

Ter plaatse van het onderzochte dwarsprofiel van case 3 komen de grondlagen zoals vermeld in Tabel 3.12 voor, waarin de bijbehorende volumegewichten zijn gegeven.

grondlaag	volumegewicht [kN/m ³]
Klei antropogeen (OB)	18,5
Klei nieuw	18,0
Klei Tiel (12)	18,5
Zand, kleilig Tiel (14)	19,5
Zand pleistoceen (32)	19,0

Tabel 3.12 Grondlagen en volumegewichten voor case 3 Rijnbandijk.

In Tabellen 3.13 tot en met 3.16 zijn de voor case 3 gehanteerde grondparameters weergegeven met de volgende uitgangspunten:

- Gedraineerde analyse (parameters c' en ϕ'): De rekenwaarden zijn gebaseerd op de gegevens die op dit moment gebruikt worden voor het ontwerp van de dijkverbetering. De parameters zijn gebaseerd op resultaten van triaxiaalproeven. Uit de rekenwaarden zijn de karakteristieke waarden en verwachtingswaarden terug gerekend. Hierbij zijn materiaalfactoren en variatiecoëfficiënten gebruikt volgens [Add TRWG].
- Ongedraineerde analyse (parameters s_u -ratio en POP): De verwachtingswaarden zijn gebaseerd op de correlatie met grondsoort en volumegewicht (s_u -ratio) en op samendrukkingsproeven (POP). De variatiecoëfficiënten zijn aangenomen en bedragen 0,2 en 0,4 respectievelijk. De materiaalfactoren zijn gelijk gesteld aan 1,15 (zie paragraaf 2.4).

grondsoort	verwachtings- waarde	standaard- afwijking	variatie- coëfficiënt	karakteristieke waarde	materiaal- factor	reken- waarde
Klei antropogeen	1,9	0,9	0,45	0,5	1,25	0,4
Klei nieuw	16,0	7,2	0,45	4,1	1,25	3,3
Klei Tiel	26,2	11,8	0,45	6,7	1,25	5,4
Zand, kleilig Tiel	0	n.v.t.	n.v.t.	0	n.v.t.	0
Zand pleistoceen	0	n.v.t.	n.v.t.	0	n.v.t.	0

Tabel 3.13 Grondparameters voor gedraineerde analyse (cohesie c' [kPa]) case 3 Rijnbandijk, gebaseerd op triaxiaalproeven.

grondsoort	verwachtings- waarde	standaard- afwijking	variatie- coëfficiënt	karakteristieke waarde	materiaal- factor	reken- waarde
Klei antropogeen	48,9	9,8	0,20	32,8	1,20	28,2
Klei nieuw	33,6	6,7	0,20	22,5	1,20	19,0
Klei Tiel	40,9	8,2	0,20	27,4	1,20	23,4
Zand, kleilig Tiel	53,3	8,0	0,15	40,0	1,20	35,0
Zand pleistoceen	46,3	6,9	0,15	35,0	1,20	30,0

Tabel 3.14 Grondparameters voor gedraineerde analyse (wrijvingshoek ϕ' [°]) case 3 Rijnbandijk, gebaseerd op triaxiaalproeven.

grondsoort	verwachtings- waarde	standaard- afwijking	variatie- coëfficiënt	karakteristieke waarde	materiaal- factor	reken- waarde
Klei antropogeen	0,33	0,07	0,20	0,22	1,15	0,19
Klei nieuw	0,33	0,07		0,22		0,19
Klei Tiel	0,31	0,06		0,21		0,18

Tabel 3.15 Grondparameters voor ongedraineerde analyse (s_u -ratio [-]) case 3 Rijnbanddijk, gebaseerd op correlatie met grondsoort en volumegewicht.

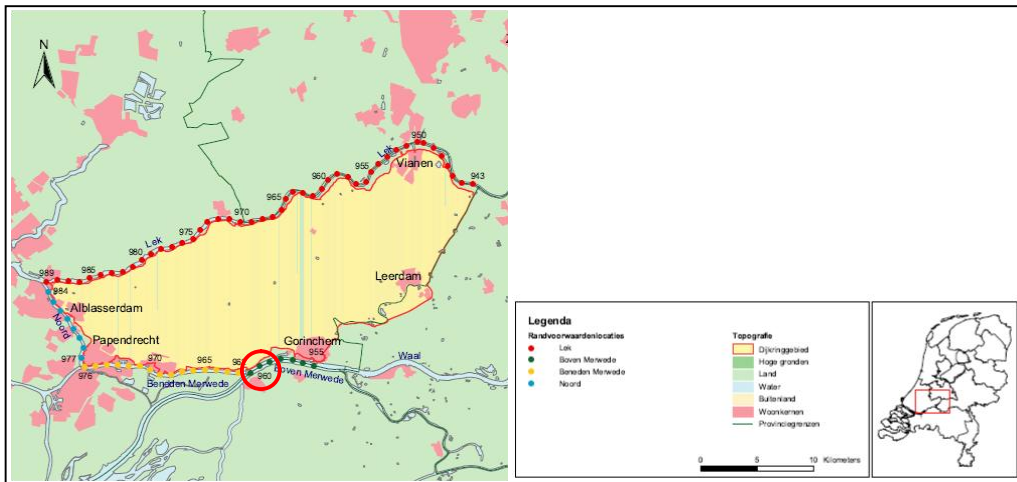
grondsoort	verwachtings- waarde	standaard- afwijking	variatie- coëfficiënt	karakteristieke waarde	materiaal- factor	reken- waarde
Klei antropogeen	35	14	0,40	12	1,15	10
Klei nieuw	20	8		7		6
Klei Tiel	35	14		12		10

Tabel 3.16 Grondparameters voor ongedraineerde analyse (POP [kPa]) case 3 Rijnbanddijk, gebaseerd op samendrukkingsproeven van Wiertsema.

3.4 Case 4: Hardinxveld – Giessendam Oost

De onderzoekslocatie van case 4 bevindt zich in de provincie Zuid-Holland in het zuidelijke deel van dijkkringgebied 16 (Alblasserwaard en de Vijfheerenlanden), zie Figuur 3.5. De normfrequentie is 1/2000. De waterkering ligt in het benedenrivierengebied en grenst aan de Boven Merwede (noordoever, rivierkilometer 959-960) en is in beheer van het Waterschap Rivierenland. Het onderzochte dwarsprofiel bevindt zich op het traject Hardinxveld – Giessendam Oost en betreft het profiel dp. 012 + 055 m.

In 1995 heeft Deltares een onderzoek voor de Hardinxveld – Giessendam Oost dijk uitgevoerd in verband met het naderen van de hoge waterstand. Bij het naderen van de hoge rivierwaterstand van 1995 werd verwacht dat deze dijk onvoldoende stabiliteit zou hebben. Berekeningen op basis van verwachtingswaarden van de schuifsterkte uit celproeven gaven aanleiding voor deze verwachting. Naar aanleiding van deze berekeningsresultaten zijn noodmaatregelen genomen in de vorm van zandzakken op het maaiveld achter de dijk. Deze maatregelen bleken in stabiliteitsberekeningen een beperkt effect te hebben. Bij het passeren van de hoge rivierwaterstand zijn er geen aanwijzingen geweest van een marginale instabiliteit van deze dijk. Er zijn tijdens de hoogwaterperiode geen meldingen geweest van deformatie of instabiliteit.



Figuur 3.5 Onderzoeklocatie case 4 Hardinxveld – Giessendam Oost in dijkkring 16 (Alblasserwaard en de Vijfheerenlanden), kaart uit [HR2006].

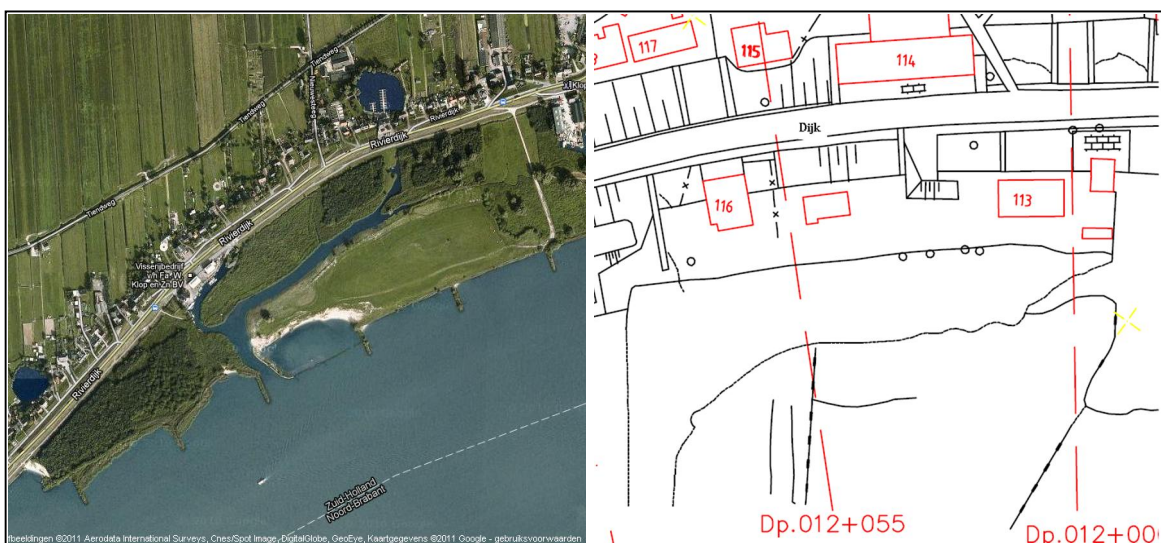
3.4.1 Schematisatie

De gebruikte hydraulische randvoorwaarden zijn:

- Polderpeil: NAP – 1,60 m;
- Stijghoogte maatgevende situatie: NAP + 3,30 m;
- Stijghoogte dagelijks situatie: NAP + 0,75 m;
- Rivierwaterstand (MHW): NAP + 5,00 m.

De waterspanningen in de dijk zijn geschematiseerd volgens de vigerende leidraden [TRWD].

Een verkeersbelasting van 13 kPa op de kruin van de dijk is toegepast over een breedte van 2,50 m. Er is rekening gehouden met belastingspreiding van 45°. De klei- en veenlagen zijn als niet geconsolideerd verondersteld onder deze tijdelijke belasting.



Figuur 3.6 Detail onderzoeklocatie case 4 Hardinxveld – Giessendam Oost en dwarsprofiel.

3.4.2 Grondparameters

Ter plaatse van het onderzochte dwarsprofiel van case 4 komen de grondlagen zoals vermeld in Tabel 3.17 voor, waarin de bijbehorende volumegewichten zijn gegeven.

grondlaag	volumegewicht [kN/m ³]
Pleistoceen	20,0
Kreftenheye Naast	17,3
Gorkum 2 Onder / Naast	18,0 / 15,1 – 18,0
Gorkum 1 Onder / Naast	13,4 – 15,1 / 15,0
Hollandveen Onder / Naast	10,5 – 11,5
Tiel Onder / Naast	13,3
Dijksmateriaal licht	16,3 – 16,9
Dijksmateriaal zwaar	18,3 – 18,6
Dijksmateriaal nieuw	18,0

Tabel 3.17 Grondlagen en volumegewichten voor case 4 Hardinxveld – Giessendam Oost.

In Tabellen 3.18 tot en met 3.20 zijn de voor case 4 gehanteerde grondparameters weergegeven met de volgende uitgangspunten:

- Analyse met sigma-tau tabellen: De verwachtings- en karakteristieke en rekenwaarden volgen uit een proevenverzameling van celproeven (gecombineerde verzameling van de Krimpenerwaard en Alblasserwaard). De materiaalfactoren voor de celproeven zijn in overeenstemming met [LOR2].
- Ongedraineerde analyse (parameters s_u -ratio en POP): De verwachtingswaarden zijn gebaseerd op de correlatie met grondsoort en volumegewicht (s_u -ratio) en op de correlatie met conusweerstand uit een sondering ter plaatse (POP). De variatiecoëfficiënten zijn aangenomen en bedragen 0,2 en 0,4 respectievelijk. De materiaalfactoren zijn gelijk gesteld aan 1,15 (zie paragraaf 2.4).

grondsoort	sigma-tau tabel	materiaalfactor cohesie c	materiaalfactor wrijvingshoek $\tan(\varphi)$
Zand pleistoceen	Alg – Zand (0-30)	n.v.t.	1,10
Kreftenheye naast	Kr+Al – Kreftenheye Naast	1,25	1,10
Gorkum 2 onder / naast	Kr+Al – Gorkum 2 Onder / Naast	1,25	1,10
Gorkum 1 onder / naast	Kr+Al – Gorkum 1 Onder / Naast	1,25	1,10
Hollandveen onder / naast	Kr+Al – Hollandveen Onder / Naast	1,25	1,15
Tiel onder / naast	Kr+Al – Tiel Onder / Naast	1,25	1,10
Dijksmateriaal licht	Alg – Dijksmateriaal	1,25	1,10
Dijksmateriaal zwaar		1,25	1,10
Dijksmateriaal nieuw		1,25	1,10

Tabel 3.18 Sigma-tau tabellen voor case 4 Hardinxveld – Giessendam Oost, gebaseerd op celproeven.

grondsoort	verwachtings- waarde	standaard- afwijking	variatie- coëfficiënt	karakteristieke waarde	materiaal- factor	reken- waarde
dijksmateriaal	0,33	0,07	0,20	0,22	1,15	0,19
dijksmateriaal nieuw	0,33	0,07		0,22		0,19
Tiel	0,29	0,06		0,19		0,17
Hollandveen	0,37	0,07		0,25		0,22
Gorkum 1	0,30	0,06		0,20		0,17
Hollandveen	0,37	0,07		0,25		0,22
Gorkum 1	0,31	0,06		0,21		0,18
Kreftenheye	0,30	0,06		0,20		0,17

Tabel 3.19 Grondparameters voor ongedraineerde analyse (s_u -ratio [-]) case 4 Hardinxveld – Giessendam Oost, gebaseerd op correlatie met grondsoort en volumegewicht.

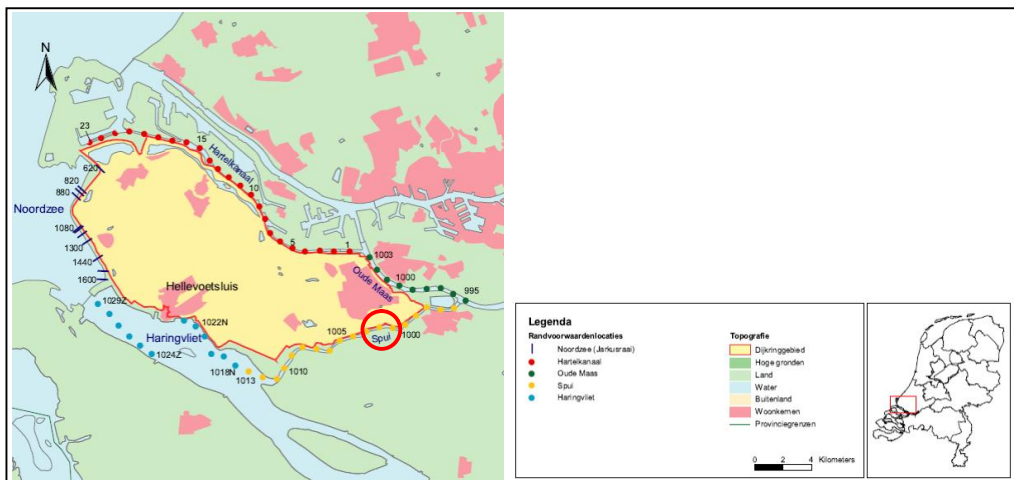
grondsoort	verwachtings- waarde	standaard- afwijking	variatie- coëfficiënt	karakteristieke waarde	materiaal- factor	reken- waarde
dijksmateriaal	99	40	0,40	34	1,15	29
dijksmateriaal nieuw	41	16		14		12
Tiel	45	18		15		13
Hollandveen	34	14		12		10
Gorkum 1	43	17		15		13
Hollandveen	41	16		14		12
Gorkum 1	40	16		14		12
Kreftenheye	55	22		19		16

Tabel 3.20 Grondparameters voor ongedraineerde analyse (POP [kPa]) case 4 Hardinxveld – Giessendam Oost, gebaseerd op correlatie met conusweerstand uit sondering.

3.5 Case 5: Spui Hollandse Delta

De onderzoekslocatie van case 5 bevindt zich in de provincie Zuid-Holland in dijkkringgebied 20 (Voorne-Putten), zie Figuur 3.7. De normfrequentie is 1/4000. De waterkering ligt in het Deltagebied en grenst aan het Spui (noordoever) en is in beheer van het Waterschap Hollandse Delta. Het onderzochte dwarsprofiel betreft het profiel hm 21.69.

De onderzoekslocatie is ter plaatse van hm 21.69 langs het Spui. De dijk wordt Aaldijk genoemd. De rode streep in onderstaande luchtfoto (zie Figuur 3.8) geeft de locatie weer. De onderzoekslocatie is langs het Spui in Zuid-Holland, een rivier die het Haringvliet met de Oude Maas verbind. Deze rivier heeft voor de deltawerken in verbinding gestaan met zee. De opbouw van de dijk is klassiek en bestaat uit voorland, de dijk, binnenberm en de polder.



Figuur 3.7 Onderzoekslocatie case 5 Spui in dijkring 20 (Voorne-Putten), kaart uit [HR2006].



Figuur 3.8 Detail onderzoekslocatie case 5 Spui.

3.5.1 Schematisatie

De gebruikte hydraulische randvoorwaarden zijn:

- Polderpeil: NAP – 2,65 m;
- Stijghoogte in pleistocene zandlaag t.p.v. teensloot NAP – 0,60 m;
- Rivierwaterstand: NAP + 2,70 m.

De waterspanningen in de dijk zijn geschematiseerd volgens de vigerende leidraden [TRWD].

Een verkeersbelasting van 13 kPa op de kruin van de dijk is toegepast over een breedte van 2,50 m. Er is rekening gehouden met belastingspreiding van 45°. De klei- en veenlagen zijn als niet geconsolideerd verondersteld onder deze tijdelijke belasting.

3.5.2 Grondparameters

Ter plaatse van het onderzochte dwarsprofiel van case 5 komen de grondlagen zoals vermeld in Tabel 3.21 voor, waarin de bijbehorende volumegewichten zijn gegeven.

grondlaag	volumegewicht [kN/m ³]
Hollandveen naast / berm / onder	10,5 / 11,0 / 12,0
Klei Calais naast / berm / onder	12,5 / 12,5 / 13,5
Klei Duinkerke naast / berm	13,0 / 13,0
Klei Duinkerke naast / onder	13,0 / 15,0
Antropogene klei berm	16,0
Klei, zandig Calais	16,0
Dijksmateriaal	17,5
Zand	19 / 20

Tabel 3.21 Grondlagen en volumegewichten voor case 5 Spui.

In onderstaande Tabellen 3.22 tot en met 3.24 zijn de voor case 5 gehanteerde grondparameters weergegeven met de volgende uitgangspunten:

- Analyse met sigma-tau tabellen: De verwachtings- en karakteristieke en rekenwaarden volgen uit een proevenverzameling van celproeven (Brielse Dijkkring). De materiaalfactoren voor de celproeven zijn in overeenstemming met [LOR2].
- Ongedraineerde analyse (parameters s_u -ratio en POP): De verwachtingswaarden zijn gebaseerd op de correlatie met grondsoort en volumegewicht (s_u -ratio) en op de correlatie met conusweerstand uit een sondering ter plaatse (POP). De variatiecoëfficiënten voor de s_u -ratio's volgen uit eerder uitgevoerd SBW-onderzoek, voor de POP-waarde zijn deze aangenomen als 0,4. De materiaalfactoren zijn gelijk gesteld aan 1,15 (zie paragraaf 2.4).

grondlaag	sigma-tau tabel
Hollandveen naast / berm / onder	BD - Hollandveen – N / B / O
Klei Calais naast / berm / onder	BD - Calais – N / B / O
Klei Duinkerke naast / berm / onder	BD - Duinkerke – N / B / O
Antropogene klei berm	BD - OB - B
Klei, zandig Calais	BD - Calais - O
Dijksmateriaal	Alg - Dijksmateriaal nieuw
Zand	Alg - Zand (0-30)

Tabel 3.22 Sigma-tau tabellen voor case 5 Spui, gebaseerd op celproeven.

grondsoort	verwachtings- waarde	standaard- afwijking	variatie coëfficiënt	karakteristieke waarde	materiaal- factor	reken- waarde
onder de dijk						
Dijksmateriaal	0,33	0,05	0,15	0,25	1,15	0,22
Klei Duinkerke	0,30	0,02	0,08	0,26		0,23
Hollandveen 1	0,35	0,06	0,17	0,25		0,22
Klei Calais 1	0,21	0,02	0,09	0,18		0,16
Hollandveen 2	0,35	0,06	0,17	0,25		0,22
Klei Calais 2	0,21	0,02	0,09	0,18		0,16
Klei, zandig-Calais	0,21	0,02	0,09	0,18		0,16
naast de dijk						
Klei Duinkerke 1	0,30	0,02	0,08	0,26	1,15	0,23
Hollandveen 1	0,35	0,06	0,17	0,25		0,22
Klei Duinkerke 2	0,30	0,02	0,08	0,26		0,23
Hollandveen 2	0,35	0,06	0,17	0,25		0,22
Klei Calais	0,21	0,02	0,09	0,18		0,16
Klei, zandig-Calais	0,21	0,02	0,09	0,18		0,16

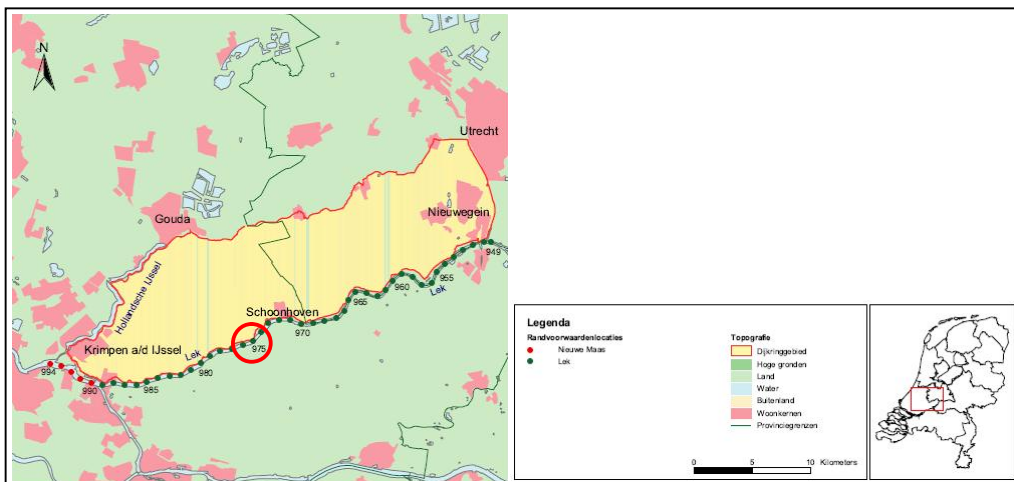
Tabel 3.23 Grondparameters voor ongedraineerde analyse (s_v -ratio [-]) case 5 Spui, gebaseerd op correlatie met grondsoort en volumegewicht.

grondsoort	verwachtings- waarde	standaard- afwijking	variatie coëfficiënt	karakteristieke waarde	materiaal- factor	reken- waarde
onder de dijk						
Dijksmateriaal	71	32	0,40	18	1,15	16
Klei Duinkerke	31	14		8,0		6,9
Hollandveen 1	17	7,7		4,4		3,8
Klei Calais 1	22	9,9		5,7		5,0
Hollandveen 2	17	7,7		4,4		3,8
Klei Calais 2	22	9,9		5,7		5,0
Klei, zandig Calais	27	12		7,0		6,1
naast de dijk						
Klei Duinkerke 1	80	36	0,40	21	1,15	18
Hollandveen 1	20	9,0		5,2		4,5
Klei Duinkerke 2	31	14		8,0		6,9
Hollandveen 2	17	7,7		4,4		3,8
Klei Calais	22	9,9		5,8		5,0
Klei, zandig Calais	27	12		7,0		6,1

Tabel 3.24 Grondparameters voor ongedraineerde analyse (POP [kPa]) case 5 Spui, gebaseerd op correlatie met conusweerstand uit sondering.

3.6 Case 6: Bergambacht macrostabiliteitsproef

De onderzoekslocatie van case 6 bevindt zich in de provincie Zuid-Holland in dijkkringgebied 15 (Lopiker- en Krimpenerwaard), zie Figuur 3.9. De normfrequentie is 1/2000. De waterkering ligt in het benedenrivierengebied en grenst aan de Lek (noordoever) en is in beheer van het Hoogheemraadschap Schieland en de Krimpenerwaard. Het onderzochte dwarsprofiel bevindt zich tussen dijkpalen 84 en 87.



Figuur 3.9 Onderzoekslocatie case 6 Bergambacht in dijkkring 15 (Lopiker- en Krimpenerwaard), kaart uit [HR2006].

Na de dijkversterkingen langs de Lek in de Krimpenerwaard in de jaren negentig is het gedeelte tussen dp. 84 en dp. 87 van de oorspronkelijke Lekdijk nabij Bergambacht vanaf 2000 niet meer in functie als waterkering. In september en november 2001 zijn praktijkproeven uitgevoerd op de oude Lekdijk. Bij deze proeven stond het opdrijven als inleidend mechanisme voor bezwijken van de dijk centraal. Bij de praktijkproef werd het opdrijven van het achterland achter de dijk opgewekt door het verhogen van de stijghoogte in het Pleistoceen door waterinfiltratie vanaf de kruin van de dijk. Omrekening van de tijdens bezwijken aanwezige stijghoogtes levert een corresponderende rivierwaterstand op van ongeveer NAP + 4,70 m. Dit is circa 0,5 m onder het niveau van de kruin van de dijk. Om een taludafschuiving te forceren is tevens het maaiveld achter de dijk verlaagd. De afmetingen van de afschuiving waren zeer groot:

- ruim 100 m in de lengterichting van de dijk;
- de diepte van de afschuiving bedroeg ca. 17 m (vanaf de kruin van de dijk) en 12 m onder het maaiveld in het achterland;
- binnenwaarts strekte de afschuiving zich tot ongeveer 30 m buiten de binnenteen uit.

De afschuiving was goed zichtbaar. Bij het uittredende glijvlak was op de kruin een abrupt hoogteverschil te zien van plaatselijk zelfs meer dan één meter. Nabij de uiteinden nam het hoogteverschil af. Daar waar het glijvlak omhoog naar het binnentalud en achterland was het nauwelijks zichtbaar. Het maaiveld in het achterland kwam omhoog tot maximaal 0,8 m in het midden van het proefvak.



Figuur 3.10 Praktijkproef macrostabiliteit op de oude Lekdijk te Bergambacht.

3.6.1 Grondparameters

Ter plaatse van het onderzochte dwarsprofiel van case 6 komen de grondlagen zoals vermeld in Tabel 3.25 voor, waarin de bijbehorende volumegewichten zijn gegeven.

grondlaag	grondsoort	volumegewicht [kN/m ³]
ST	Dijkmateriaal 2	19,0
OA	Dijkmateriaal 2	17,8
OB	Dijkmateriaal 1	18,8
HVO, HVT, HVN	Hollandveen	10,1
GLO, GLN	Gorkum licht	12,0
GKN	Gorkum	13,0
GZWN	Gorkum zwaar	15,0
GKZO, GZWO	Gorkum zwaar	17,2
GZTO, GZTN	Gorkum zwaar	17,5
BVO, BVN	Basisveen	10,5
GZAO, GZAN	Zand	19,5
KZ	Pleistoceen	20,0

Tabel 3.25 Grondlagen en volumegewichten voor case 6 Bergambacht.

In Tabellen 3.26 tot en met 3.28 zijn de voor case 6 gehanteerde grondparameters weergegeven met de volgende uitgangspunten:

- Analyse met sigma-tau tabellen: De verwachtings- en karakteristieke en rekenwaarden volgen uit een proevenverzameling van celproeven (gecombineerde verzameling van de Alblasserwaard en de Krimpenerwaard). De materiaalfactoren voor de celproeven zijn in overeenstemming met [LOR2].

- Ongedraineerde analyse (parameters s_u -ratio en POP): De verwachtings- en karakteristieke waarden zijn gebaseerd op eerder op de locatie uitgevoerd SBW onderzoek van Deltares. De materiaalfactoren zijn gelijk gesteld aan 1,15 (zie paragraaf 2.4).

grondlaag	grondsoort	sigma-tau tabel
ST	Dijksmateriaal 2	Alg. Mijnssteen
OA	Dijksmateriaal 2	Kr+Al Dijksmateriaal
OB	Dijksmateriaal 1	Kr+Al Dijksmateriaal
HVO / HVT, HVN	Hollandveen	Kr+Al Hollandveen Onder / Naast
GLO / GLN	Gorkum licht	Kr+Al Gorkum 1 Onder / Naast
GKN	Gorkum	Kr+Al Gorkum 2 Naast
GZWN	Gorkum zwaar	Kr+Al Gorkum 2 Naast
GKZO, GZWO	Gorkum zwaar	Kr+Al Gorkum 2 Onder
GZTO / GZTN	Gorkum zwaar	Kr+Al Gorkum 2 Onder / Naast
BVO / BVN	Basisveen	Kr+Al Basisveen Onder / Naast
GZAO, GZAN	Zand	Kr+Al Gorkum Geul
KZ	Pleistoceen	Alg. Zand

Tabel 3.26 Sigma-tau tabellen voor case 6 Bergambacht, gebaseerd op celproeven.

grondsoort	proef	verwachtings-waarde	standaard-afwijking	variatie-coëfficiënt	karakteristieke waarde	materiaal-factor	reken-waarde
Dijksmateriaal 1	TXC	0,33	0,05	0,16	0,25	1,15	0,22
Dijksmateriaal 2	schatting	0,22	0,02	0,08	0,19		0,17
Klei van Tiel	TXC	0,29	0,08	0,28	0,16		0,14
Hollandveen	DSS	0,35	0,06	0,17	0,25		0,22
Gorkum licht	TXC	0,36	0,08	0,23	0,23		0,20
Gorkum	TXC	0,30	0,09	0,31	0,15		0,13
Gorkum zwaar	TXC	0,31	0,07	0,23	0,19		0,17
Basisveen	DSS	0,31	0,01	0,03	0,29		0,26
Kreftenheye	TXC	0,30	0,09	0,30	0,15		0,13

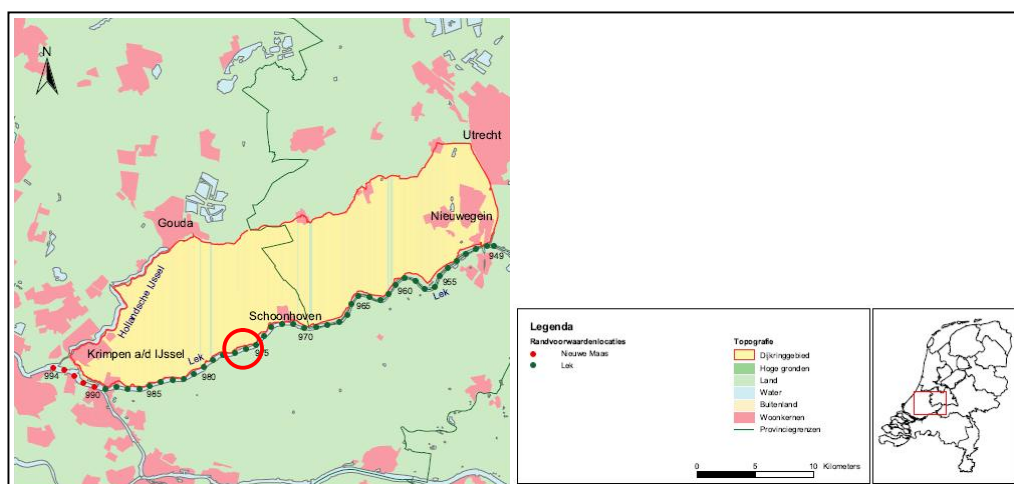
Tabel 3.27 Grondparameters voor ongedraineerde analyse (s_u -ratio [-]) case 6 Bergambacht, gebaseerd op lokaal SBW onderzoek van Deltares.

grondsoort	proef	verwachtings-waarde	standaard-afwijking	variatie-coëfficiënt	karakteristieke waarde	materiaal-factor	reken-waarde
Dijksmateriaal 1	TXC	50	25	0,50	8,8	1,15	7,7
Dijksmateriaal 2	schatting	10	6,0	0,60	0		0
Klei van Tiel	TXC	26	3,8	0,15	20		17
Hollandveen	DSS	19	2,2	0,12	15		13
Gorkum licht	TXC	14	2,7	0,19	9,4		8,2
Gorkum	TXC	18	1,8	0,10	15		13
Gorkum zwaar	TXC	27	6,9	0,25	16		14
Basisveen	DSS	27	9,1	0,34	12		10
Kreftenheye	TXC	14	4,2	0,30	7,1		6,2

Tabel 3.28 Grondparameters voor ongedraineerde analyse (POP [kPa]) case 6 Bergambacht, gebaseerd op lokaal SBW onderzoek van Deltares.

3.7 Case 7: Lekdijk west Bergambacht (TAW-proefvak)

De onderzoekslocatie van case 7 bevindt zich in de provincie Zuid-Holland in dijkringgebied 15 (Lopiker- en Krimpenerwaard), zie Figuur 3.11. De normfrequentie is 1/2000. De waterkering ligt in het benedenrivierengebied en grenst aan de Lek (noordoever) en is in beheer van het Hoogheemraadschap Schieland en de Krimpenerwaard. Het onderzochte dwarsprofiel is 21.01.



Figuur 3.11 Onderzoekslocatie case 7 Lekdijk west in dijkring 15 (Lopiker- en Krimpenerwaard), kaart uit [HR2006].

Op deze locatie is gedurende meerdere jaren de deformatie gemeten in opdracht van de Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen (TAW). De metingen zijn in 1994 gestart. De dijk was destijds een vierkante dijk zonder binnendijkse stabiliteitsberm. De ondergrond bestaat hoofdzakelijk uit veen. De deformatiemetingen zijn gestart vanwege de grote deformatie van de dijk op deze locatie.

In 1972 is op deze locatie een dijkverbetering uitgevoerd. Daarbij is de kruin van de dijk verhoogd en het binnentalud is iets verflauwd en zodanig vorm gegeven, dat de binnendijkse stabiliteitsberm onder het binnentalud is verdwenen. Door het verhogen van de kruin en het aanpassen van het binnentalud, in combinatie met het veen in de ondergrond, is instabiliteit van het binnentalud ontstaan. Door de geometrische aanpassingen van de dijk is serieuze deformatie van de dijk ontstaan. Regelmatig werden scheuren in het wegdek op de kruin van de dijk waargenomen. Tijdens de hoge waterstanden op de Lek in 1993 en 1995 is het gedeelte van de kruin aan de polderzijde verzakt.

In de tweede helft van de jaren negentig is opnieuw een dijkverbetering uitgevoerd. Op deze locatie is de dijk buitenwaarts verlegd. Aan de buitenzijde van de oude dijk is een nieuwe dijk aangelegd. Medio 1999 is in het kader van de dijkverbetering de oude dijk afgegraven tot een lager niveau. De oude dijk vormt nu de stabiliteitsberm van de nieuw aangelegde dijk.

Gedurende de periode 1994 tot 2000 is de deformatie van de Lekdijk gemeten met een hellingmeetbuis. Recent is een nieuwe meting aan de reeks toegevoegd. Het patroon van de deformatie geeft een scherpe knik te zien op de overgang van de deklaag, hoofdzakelijk bestaande uit veen, en de zandondergrond (circa MV – 11 m). Dit deformatiepatroon duidt op horizontale vervorming over een diep gelegen schuifvlak. Omdat de deklaag hoofdzakelijk uit veen bestaat en het maaiveld achter de dijk laag gelegen is (NAP – 1,20 m), spelen hoge rivierwaterstanden en opdrijven hoogstwaarschijnlijk een rol bij de deformatie. In 1994 is de meting gestart. In de periode van 1994 tot de dijkverbetering van 1999 is 80 mm horizontale

vervorming opgetreden. De deformatie concentreert zich rondom twee hogere waterstanden in de winter van 1994/1995 (circa 30 mm) en het najaar van 1998 (circa 35 mm). Daarnaast is er een doorgaande deformatie van circa 2 mm per jaar. Na de uitvoering van de dijkverbetering van 1999 is nog eens ruim 20 mm horizontale vervorming opgetreden. De snelheid van de vervorming bedraagt nu gemiddeld circa 2 mm per jaar. De grootste deformatie vindt niet meer plaats over een diep gelegen schuifvlak op MV – 11 m, maar over een ondieper gelegen schuifvlak op MV – 4 m. Dat de grootste deformatie optreedt op een ander niveau in de ondergrond duidt op een ander vervormingsmechanisme. Overigens is het ondiepere mechanisme al in de metingen zichtbaar vanaf medio 1996, maar sinds de dijkverbetering in 1999 is het ondiepere mechanisme belangrijker geworden dan het diepere mechanisme.

3.7.1 Grondparameters

Ter plaatse van het onderzochte dwarsprofiel van case 7 komen de grondlagen zoals vermeld in Tabel 3.29 voor, waarin de bijbehorende volumegewichten zijn gegeven.

grondlaag	grondsoort	volumegewicht [kN/m ³]
Dijkenklei oud / nieuw	Klei antropogeen	18,4 / 18,1
Klei van Tiel onder / naast	Tiel	16,0 / 13,4
Hollandveen onder / naast	Hollandveen	11,5 / 10,9
Klei van Gorkum onder / naast	Gorkum	14,1 / 14,1
Basisveen onder / naast	Basisveen	11,8 / 11,8
Antropogeen zand	Pleistoceen	17,2
zand	Pleistoceen	20,0

Tabel 3.29 Grondlagen en volumegewichten voor case 7 Lekdijk west.

In Tabellen 3.30 tot en met 3.34 zijn de voor case 7 gehanteerde grondparameters weergegeven met de volgende uitgangspunten:

- Analyse met sigma-tau tabellen: De verwachtings- en karakteristieke en rekenwaarden volgen uit een proevenverzameling van celproeven (gecombineerde verzameling van de Alblasserwaard en de Krimpenerwaard). De materiaalfactoren voor de celproeven zijn in overeenstemming met [LOR2].
- Ongedraineerde analyse (parameters s_u -ratio en POP): De verwachtings- en karakteristieke waarden zijn gebaseerd op eerder uitgevoerd SBW onderzoek van Witteveen+Bos (Tabellen 3.31 en 3.32) of SBW onderzoek van Deltares (Tabellen 3.33 en 3.34) respectievelijk. De materiaalfactoren zijn gelijk gesteld aan 1,15 (zie paragraaf 2.4).

De triaxiaalproeven uit het grondonderzoek van Witteveen+Bos zijn uitgevoerd op monsters met een diameter van 38 mm, afkomstig van de locatie. De triaxiaalproeven uit het grondonderzoek van Deltares zijn uitgevoerd op monsters met een diameter van 66 mm, afkomstig van de naburige locaties Bergambacht en Streefkerk. De triaxiaalproeven met monsterdiameter 38 mm resulteren in een hogere schuifsterkteratio met een grotere standaardafwijking dan de triaxiaalproeven met monsterdiameter 66 mm. Daarnaast geeft het onderzoek van Witteveen+Bos een grotere standaardafwijking voor de POP-waarde dan het onderzoek van Deltares. Hierdoor wordt de karakteristieke waarde van de POP theoretisch negatief, maar wordt voor de berekeningen gelijk gesteld aan nul (zie Tabel 3.32).

Grondsoort	sigma-tau tabel
Dijkenklei oud / nieuw	Kr+Al Dijksmateriaal
Klei van Tiel onder / naast	Kr+Al Tiel Onder / Naast
Hollandveen onder / naast	Kr+Al Hollandveen Onder / Naast
Klei van Gorkum onder / naast	Kr+Al Gorkum 1 Onder / Naast
Basisveen onder / naast	Kr+Al Basisveen Onder / Naast
Antropogeen zand	Alg. Zand
zand	Alg. Zand

Tabel 3.30 Sigma-tau tabellen voor case 7 Lekdijk west, gebaseerd op celproeven.

grondsoort	verwachtings-waarde	standaard-afwijking	variatie-coëfficiënt	karakteristieke waarde	materiaal-factor	reken-waarde
Klei antropogeen	0,51	0,14	0,27	0,28	1,15	0,24
Tiel	0,41	0,07	0,17	0,29		0,25
Hollandveen	0,39	0,07	0,19	0,27		0,23
Gorkum	0,36	0,06	0,17	0,26		0,23
Basisveen	0,30	0,06	0,20	0,20		0,17

Tabel 3.31 Grondparameters voor ongedraineerde analyse (s_u -ratio [-]) case 7 Lekdijk west, gebaseerd op lokaal SBW onderzoek van Witteveen+Bos op monsters van 38 mm diameter.

grondsoort	verwachtings-waarde	standaard-afwijking	variatie-coëfficiënt	karakteristieke waarde	materiaal-factor	reken-waarde
Klei antropogeen	40	34	0,85	0	1,15	0
Tiel onder	37	26	0,70	0		0
Tiel naast	11	8,0	0,73	0		0
Hollandveen onder	14	16	1,14	0		0
Hollandveen naast	16	14	0,88	0		0
Gorkum onder	37	26	0,70	0		0
Gorkum naast	11	8,0	0,73	0		0
Basisveen onder	14	16	1,14	0		0
Basisveen naast	16	14	0,88	0		0

Tabel 3.32 Grondparameters voor ongedraineerde analyse (POP [kPa]) case 7 Lekdijk west, gebaseerd op lokaal SBW onderzoek van Witteveen+Bos.

grondsoort	verwachtings-waarde	standaard-afwijking	variatie-coëfficiënt	karakteristieke waarde	materiaal-factor	reken-waarde
Klei antropogeen	0,33	0,05	0,15	0,25	1,15	0,22
Tiel	0,29	0,08	0,28	0,16		0,14
Hollandveen	0,35	0,06	0,17	0,25		0,22
Gorkum	0,30	0,09	0,31	0,15		0,13
Basisveen	0,31	0,01	0,03	0,29		0,26

Tabel 3.33 Grondparameters voor ongedraineerde analyse (s_u -ratio [-]) case 7 Lekdijk west, gebaseerd op SBW onderzoek van Deltares voor Bergambacht en Streefkerk op monsters van 66 mm diameter.

grondsoort	verwachtings- waarde	standaard- afwijking	variatie- coëfficiënt	karakteristieke waarde	materiaal- factor	reken- waarde
Klei antropogeen	50	25	0,50	8,8	1,15	7,6
Tiel	26	3,8	0,15	19,7		17,2
Hollandveen	18,7	2,2	0,12	15,1		13,1
Gorkum	18,2	1,8	0,10	15,2		13,2
Basisveen	26,8	9,0	0,33	12,0		10,4

Tabel 3.34 Grondparameters voor ongedraineerde analyse (POP [kPa]) case 7 Lekdijk west, gebaseerd op SBW onderzoek van Deltares voor Bergambacht en Streefkerk.

4 Resultaten stabiliteitsanalyse

Gebaseerd op de beschrijving in het voorgaande hoofdstuk van de onderzoekslocaties met bijbehorende randvoorwaarden en grondparameters zijn stabiliteitsanalyses uitgevoerd. In dit hoofdstuk worden de resultaten van de stabiliteitsanalyses met D-Geo Stability (voorheen MStab) gepresenteerd voor de zeven onderzoekslocaties. Stabiliteitsanalyses zijn uitgevoerd met de vigerende rekenregel en de nieuwe rekenregel. In de tabellen in dit hoofdstuk worden de berekende stabiliteitsfactoren (F_{min}) voor de verschillende rekenmethoden weergegeven. Hierbij is onderscheid gemaakt in de berekeningen met verwachtingswaarden, karakteristieke waarden en rekenwaarden van de sterkteparameters. Voor elke case worden de resultaten van de berekeningen met verwachtingswaarden gepresenteerd door een figuur van de vorm van de optredende glijcirkel met bijbehorende schuifspanningsverdeling te geven.

In het volgende hoofdstuk 5 worden de resultaten van de stabiliteitsberekeningen geanalyseerd en met elkaar vergeleken.

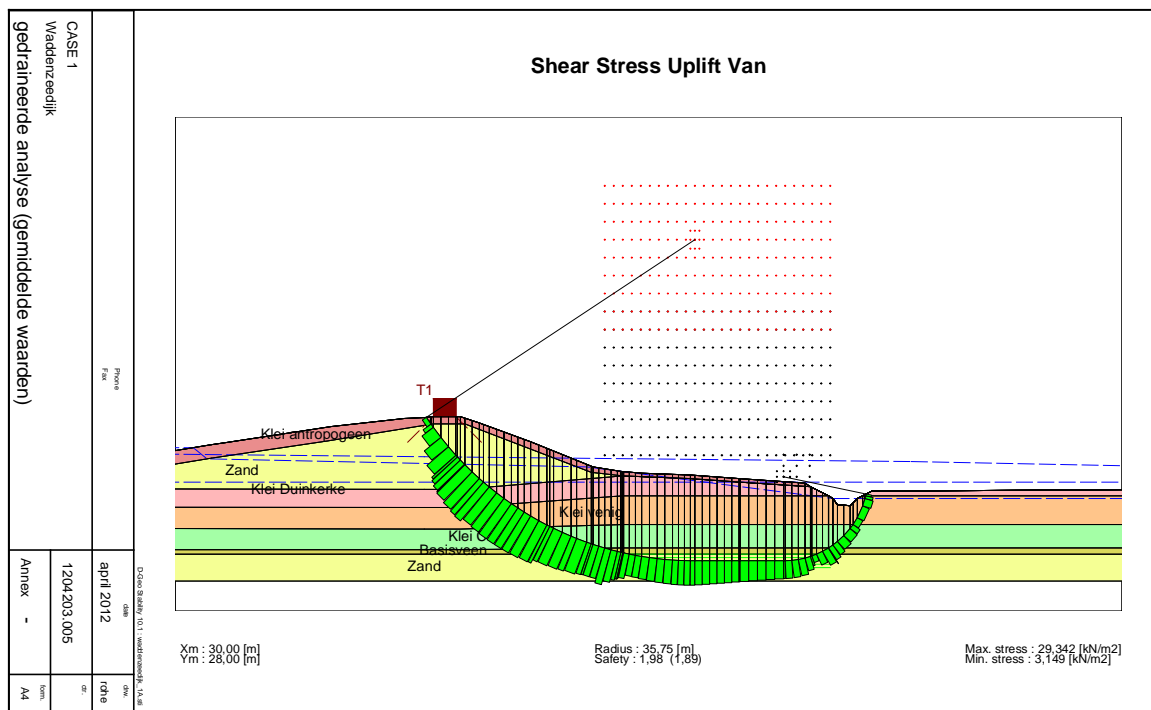
4.1 Case 1: Waddenzeedijk Friesland

In Tabel 4.1 zijn de resultaten van de stabiliteitsberekeningen voor case 1 Waddenzeedijk samengevat. Het betreft de berekeningen met het Uplift-Van model in D-Geo Stability.

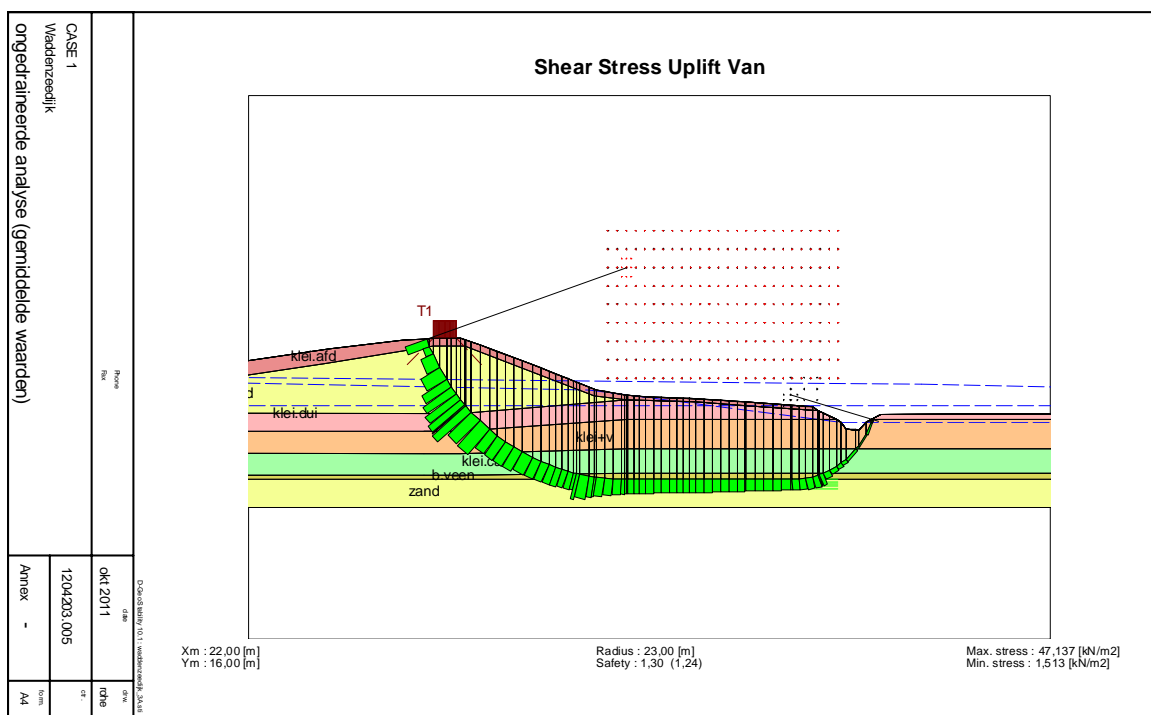
rekenmethode		F_{min} [-]
gedraineerde analyse, c' en φ' gebaseerd op triaxiaalproeven 2% rek (klei) en 40% rek (veen)		
2A	verwachtingswaarden	1,89
2B	karakteristieke waarden	1,66
2C	rekenwaarden	1,38
ongedraineerde analyse, POP gebaseerd op sondering, s_u -ratio uit correlatie		
3A	verwachtingswaarden	1,24
3B	karakteristieke waarden	0,68
3C	rekenwaarden	0,58

Tabel 4.1 Berekende stabiliteitsfactor F_{min} voor case 1 Waddenzeedijk met model Uplift-Van voor analyse met gedraineerde en ongedraineerde grondparameters.

De resultaten van de stabiliteitsanalyses met verwachtingswaarden van de grondparameters zijn weergegeven in onderstaande Figuren 4.1 en 4.2.



Figuur 4.1 Berekend maatgevend schuifvlak met gemobiliseerde schuifspanning voor case 1 Waddenzeeëdijk met model Uplift-Van voor analyse met gedraineerde grondparameters uit triaxiaalproeven en direct simple shear proeven (verwachtingswaarden).



Figuur 4.2 Berekend maatgevend schuifvlak met gemobiliseerde schuifspanning voor case 1 Waddenzeeëdijk met model Uplift-Van voor analyse met ongedraineerde grondparameters (verwachtingswaarden).

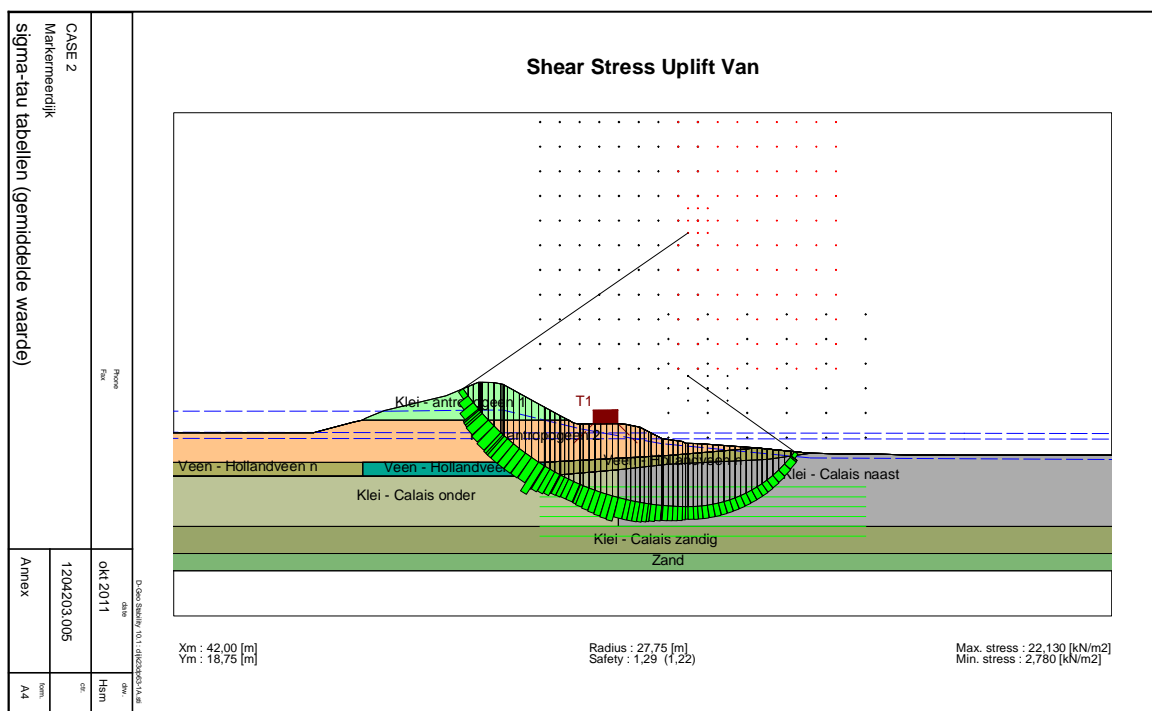
4.2 Case 2: Markermeerdijk Noord-Holland

In Tabel 4.2 zijn de resultaten van de stabiliteitsberekeningen van case 2 Markermeerdijk samengevat. Het betreft de berekeningen met het Uplift-Van model in D-Geo Stability.

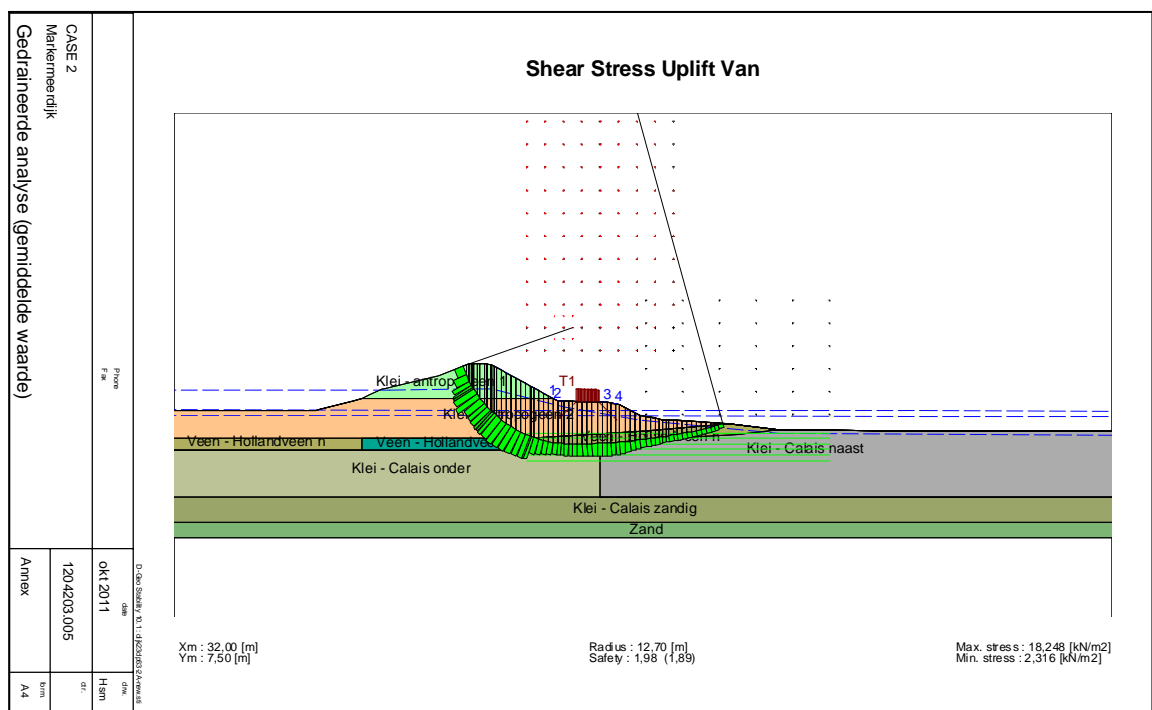
rekenmethode		F_{min} [-]
sigma-tau tabellen, gebaseerd op celproevenverzameling Noord-Holland		
1A	gemiddelde waarden	1,22
1B	karakteristieke waarden	0,99
1C	rekenwaarden	0,91
gedraineerde analyse, c' en ϕ' gebaseerd op meertraps triaxiaalproeven van Fugro		
2A	gemiddelde waarden	1,89
2B	karakteristieke waarden	0,96
2C	rekenwaarden	0,78
ongedraineerde analyse, gebaseerd op POP uit samendrukkingsproeven en s_u -ratio		
3A	gemiddelde waarden	1,17
3B	karakteristieke waarden	0,65
3C	rekenwaarden	0,56

Tabel 4.2 Berekende stabiliteitsfactor F_{min} voor case 2 Markermeerdijk met model Uplift-Van voor analyse met celproevenverzameling, met gedraineerde en ongedraineerde grondparameters.

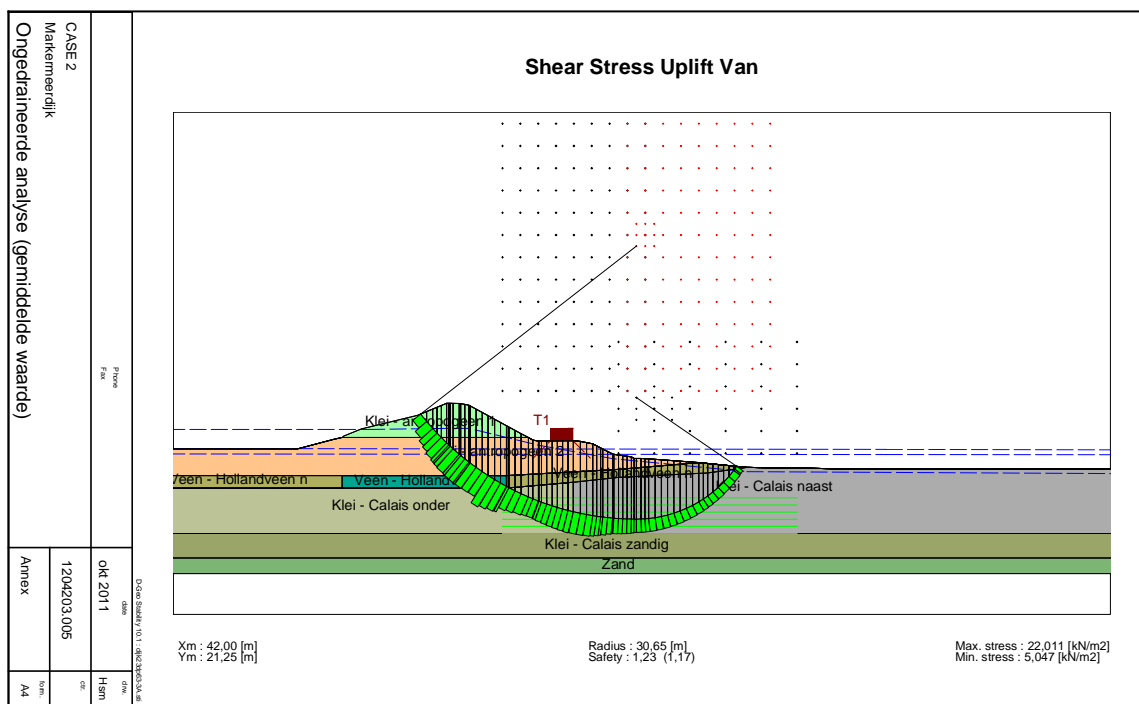
Ten aanzien van de berekening 3A: ongedraineerde analyse, gebaseerd op verwachtingswaarden van POP uit samendrukkingsproeven en s_u -ratio's is in het project grensverleggend toetsen een evenwichtsfactor van 1,32 berekend. Deze hogere evenwichtsfactor is gebaseerd op triaxiaalproeven met 1:1 monsterverhouding, terwijl in de huidige berekeningen is uitgegaan van s_u -ratio's gebaseerd op triaxiaalproeven met grondmonsters met 2:1 monsterverhouding. De resultaten van de stabiliteitsanalyses met verwachtingswaarden van de grondparameters zijn weergegeven in onderstaande Figuren 4.3 tot en met 4.5.



Figuur 4.3 Berekend maatgevend schuifvlak met gemobiliseerde schuifspanning voor case 2 Markermeerdijk met model Uplift-Van voor analyse met grondparameters gebaseerd op celproevenverzameling (verwachtingswaarden).



Figuur 4.4 Berekend maatgevend schuifvlak met gemobiliseerde schuifspanning voor case 2 Markermeerdijk met model Uplift-Van voor analyse met gedraineerde grondparameters uit meertraps triaxiaalproeven (verwachtingswaarden).



Figuur 4.5 Berekend maatgevend schuifvlak met gemobiliseerde schuifspanning voor case 2 Markermeerdijk met model Uplift-Van voor analyse met ongedraineerde grondparameters (verwachtingswaarden).

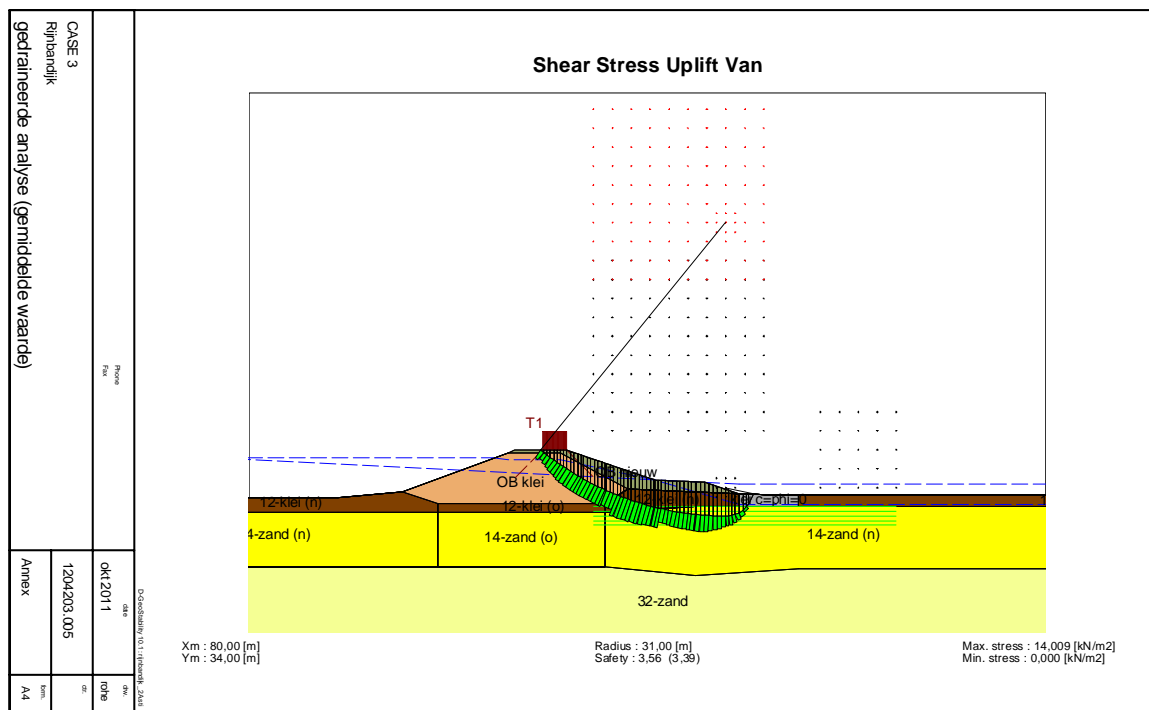
4.3 Case 3: Rijnbandijk Rijswijk – Opheusden

In Tabel 4.3 zijn de resultaten van de stabiliteitsberekeningen van case 3 Rijnbandijk samengevat. Het betreft de berekeningen met het Uplift-Van model in D-Geo Stability.

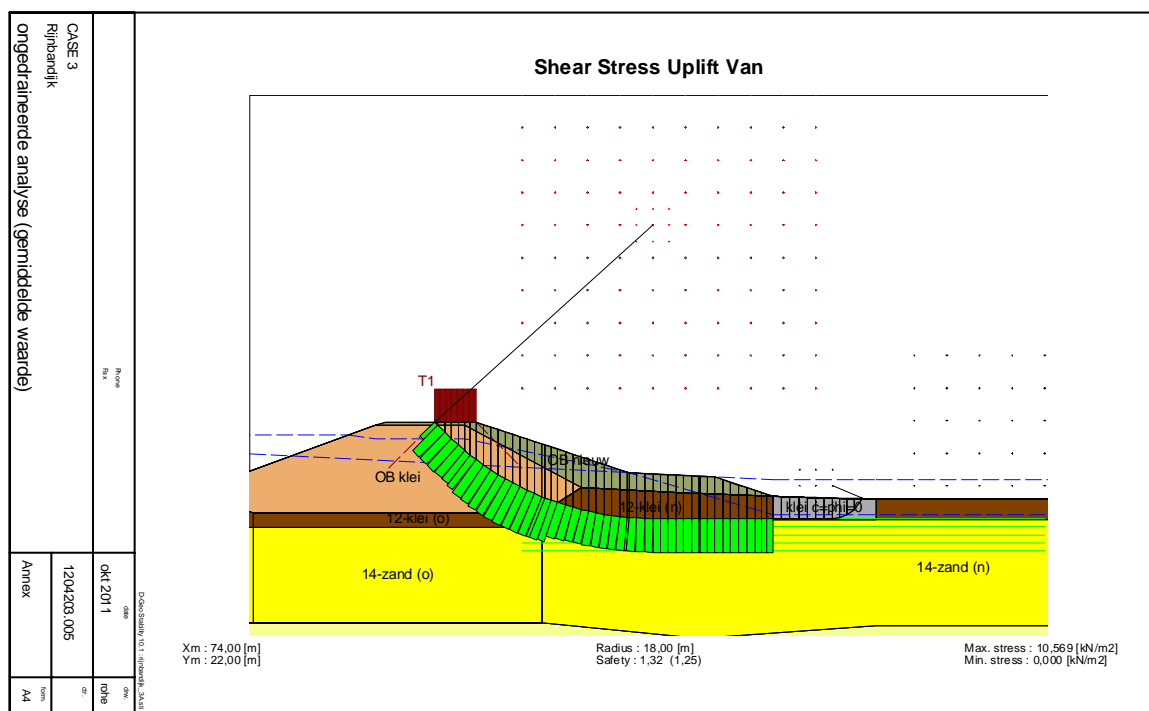
	rekenmethode	F_{min} [-]
gedraineerde analyse, c' en φ' gebaseerd op triaxiaalproeven		
2A	gemiddelde waarden	3,39
2B	karakteristieke waarden	1,76
2C	rekenwaarden	1,46
ongedraineerde analyse, gebaseerd op POP uit samendrukkingsproef en s_u -ratio uit correlatie		
3A	gemiddelde waarden	1,25
3B	karakteristieke waarden	0,59
3C	rekenwaarden	0,52

Tabel 4.3 Berekende stabiliteitsfactor F_{min} voor case 3 Rijnbandijk met model Uplift-Van voor analyse met gedraineerde en ongedraineerde grondparameters.

De resultaten van de stabiliteitsanalyses met verwachtingswaarden van de grondparameters zijn weergegeven in onderstaande Figuren 4.6 en 4.7.



Figuur 4.6 Berekend maatgevend schuifvlak met gemobiliseerde schuifspanning voor case 3 Rijnbandijk met model Uplift-Van voor analyse met gedraineerde grondparameters uit triaxiaalproeven (verwachtingswaarden).



Figuur 4.7 Berekend maatgevend schuifvlak met gemobiliseerde schuifspanning voor case 3 Rijnbandijk met model Uplift-Van voor analyse met ongedraineerde grondparameters (verwachtingswaarden).

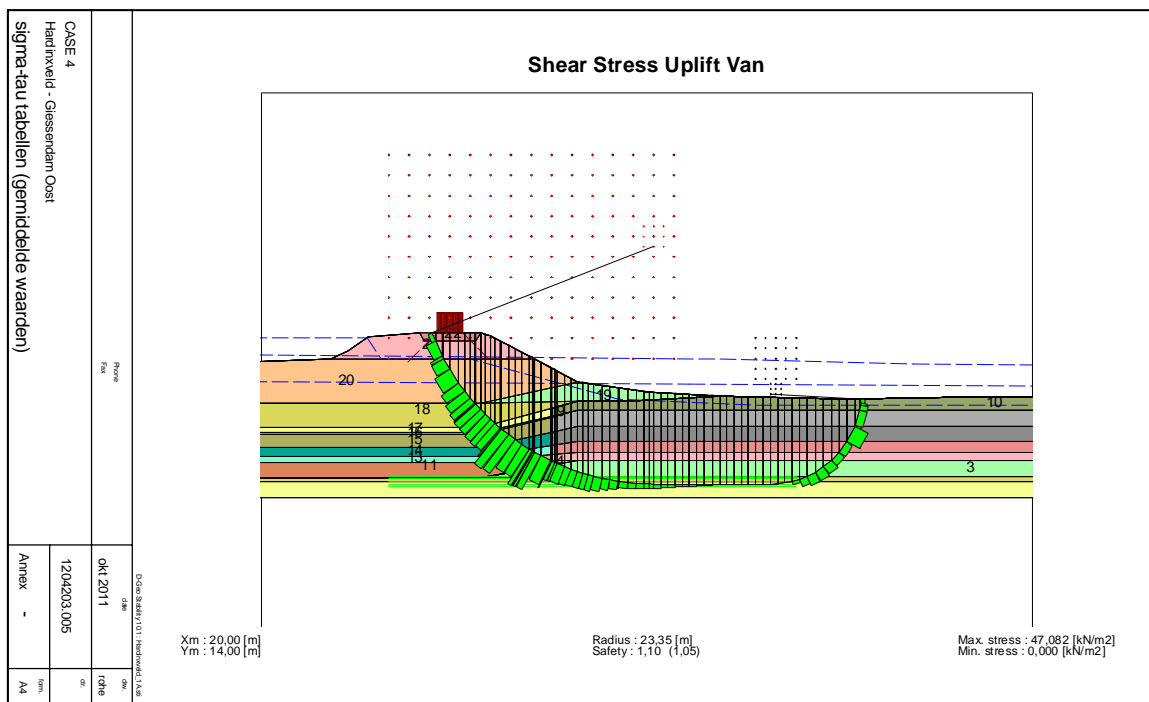
4.4 Case 4: Hardinxveld – Giessendam Oost

In Tabel 4.4 zijn de resultaten van de stabiliteitsberekeningen van case 4 Hardinxveld – Giessendam Oost samengevat. Het betreft de berekeningen met het Uplift-Van model in D-Geo Stability.

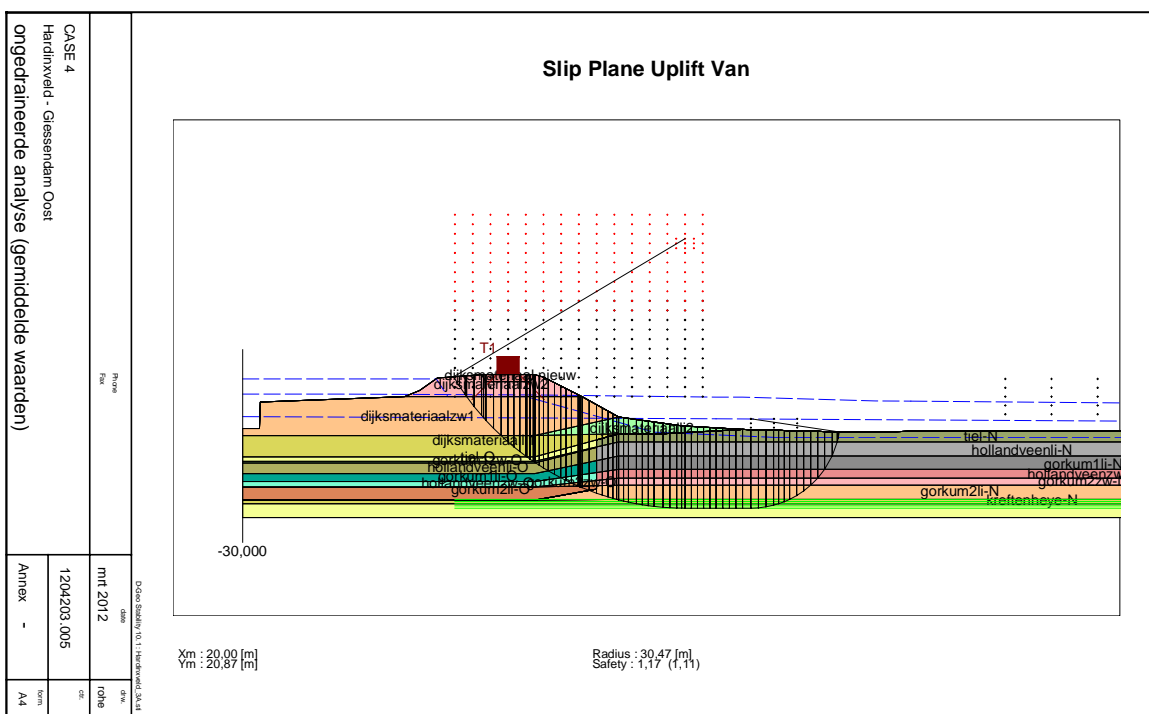
rekenmethode		F_{min} [-]
sigma-tau tabellen, gebaseerd op celproevenverzameling Krimpener- en Alblasserwaard		
1A	gemiddelde waarden	1,05
1B	karakteristieke waarden	0,90
1C	rekenwaarden	0,81
ongedraineerde analyse, gebaseerd op POP en s_u -ratio uit correlaties		
3A	gemiddelde waarden	1,11
3B	karakteristieke waarden	0,53
3C	rekenwaarden	0,45

Tabel 4.4 Berekende stabiliteitsfactor F_{min} voor case 4 Hardinxveld – Giessendam Oost met model Uplift-Van voor analyse met celproevenverzameling en ongedraineerde grondparameters.

De resultaten van de stabiliteitsanalyses met verwachtingswaarden van de grondparameters zijn weergegeven in onderstaande Figuren 4.8 en 4.9.



Figuur 4.8 Berekend maatgevend schuifvlak met gemobiliseerde schuifspanning voor case 4 Hardinxveld – Giessendam Oost met model Uplift-Van voor analyse met grondparameters gebaseerd op celproevenverzameling (verwachtingswaarden).



Figuur 4.9 Berekend maatgevend schuifvlak met gemobiliseerde schuifspanning voor case 4 Hardinxveld – Giessendam Oost met model Uplift-Van voor analyse met ongedraineerde grondparameters (verwachtingswaarden).

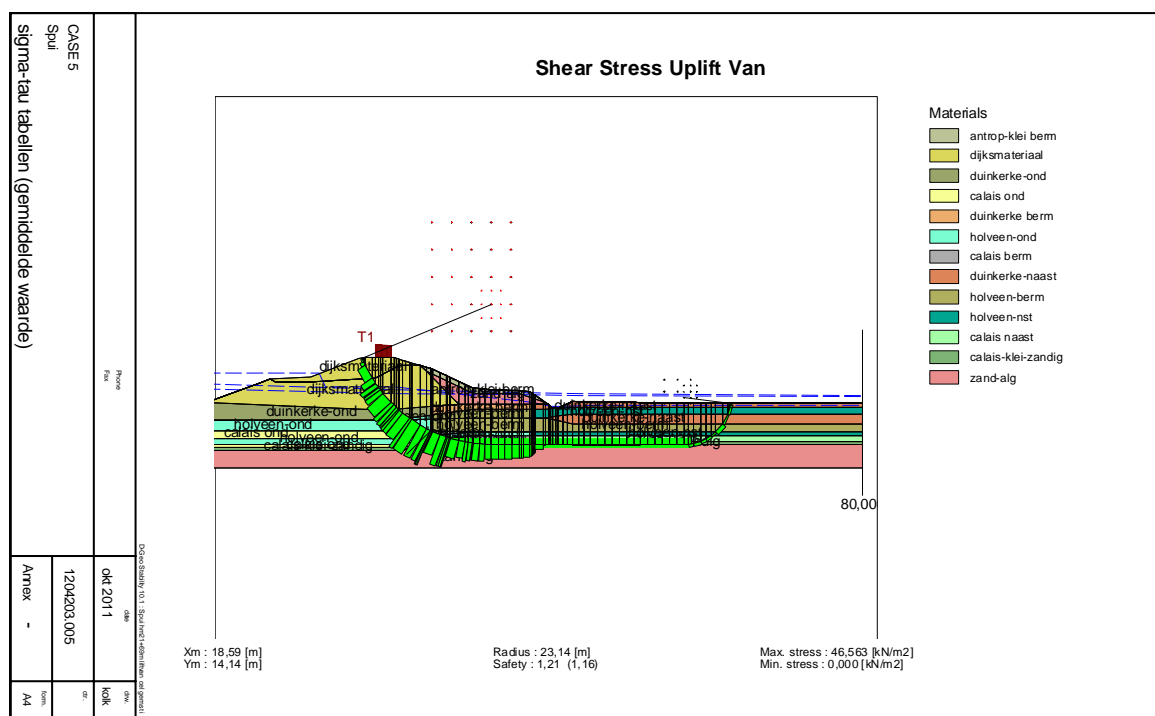
4.5 Case 5: Spui Hollandse Delta

In Tabel 4.5 zijn de resultaten van de stabiliteitsberekeningen van case 5 Spui samengevat. Het betreft de berekeningen met het Uplift-Van model in D-Geo Stability.

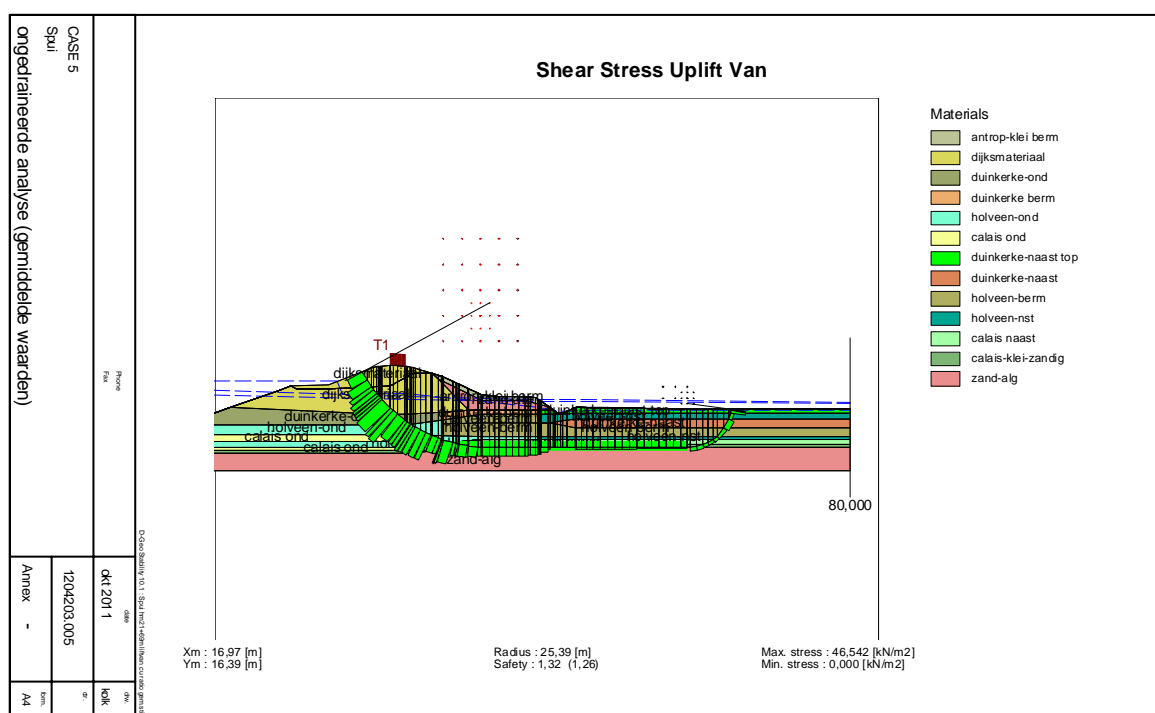
	rekenmethode	F_{min} [-]
sigma-tau tabellen, gebaseerd op celproevenverzameling Brielse Dijkkring		
1A	gemiddelde waarden	1,16
1B	karakteristieke waarden	1,02
1C	rekenwaarden	0,90
ongedraineerde analyse, gebaseerd op POP uit sondering en correlatie su-ratio		
3A	gemiddelde waarden	1,26
3B	karakteristieke waarden	0,67
3C	rekenwaarden	0,59

Tabel 4.5 Berekende stabiliteitsfactor F_{min} voor case 5 Spui met model Uplift-Van voor analyse met celproevenverzameling en ongedraineerde grondparameters.

De resultaten van de stabiliteitsanalyses met verwachtingswaarden van de grondparameters zijn weergegeven in onderstaande Figuren 4.10 en 4.11.



Figuur 4.10 Berekend maatgevend schuifvlak met gemobiliseerde schuifspanning voor case 5 Spui met model Uplift-Van voor analyse met grondparameters gebaseerd op celproevenverzameling (verwachtingswaarden).



Figuur 4.11 Berekend maatgevend schuifvlak met gemobiliseerde schuifspanning voor case 5 Spui met model Uplift-Van voor analyse met ongedraineerde grondparameters (verwachtingswaarden).

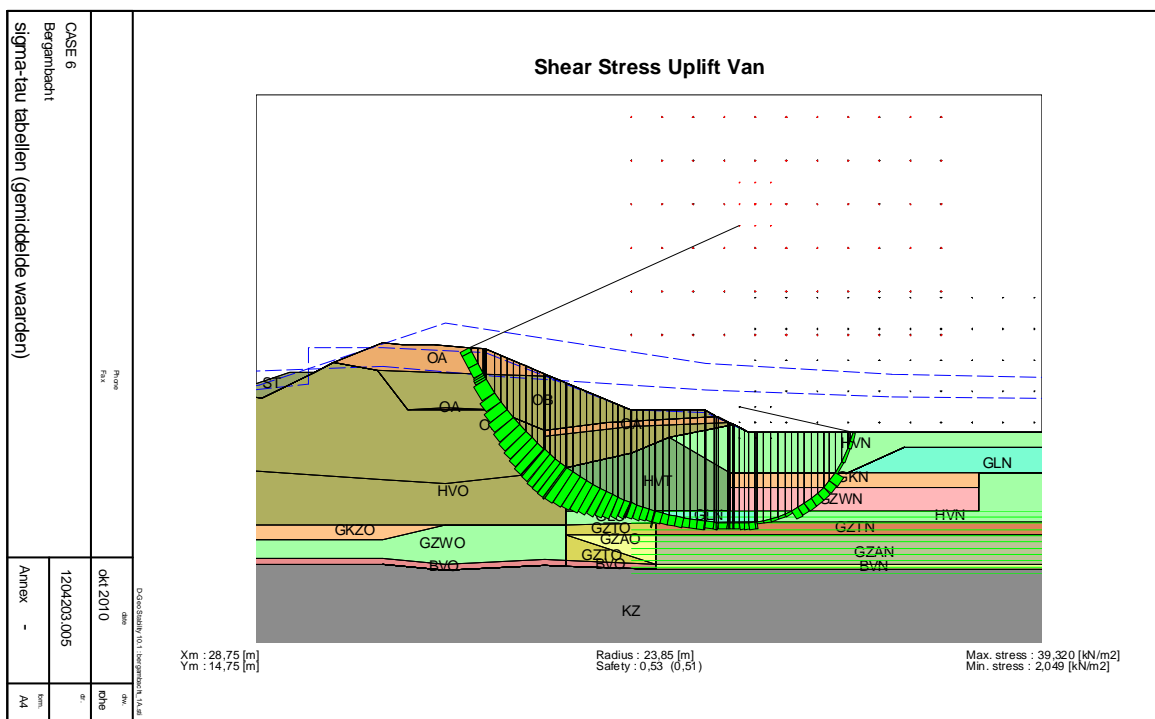
4.6 Case 6: Bergambacht macrostabiliteitsproef

In Tabel 4.6 zijn de resultaten van de stabiliteitsberekeningen voor case 6 Bergambacht samengevat. Het betreft de berekeningen met het Uplift-Van model in D-Geo Stability.

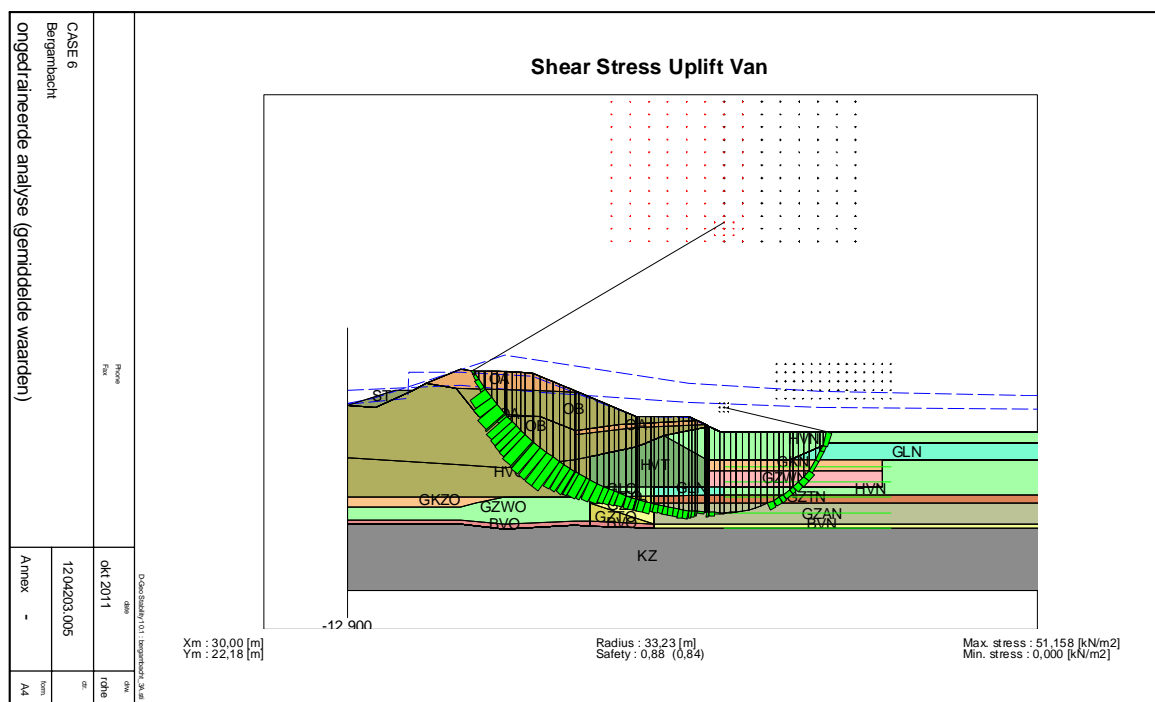
rekenmethode		F_{min} [-]
sigma-tau tabellen, gebaseerd op celproevenverzameling Krimpener- en Alblasserwaard		
1A	gemiddelde waarden	0,51
1B	karakteristieke waarden	0,32
1C	rekenwaarden	0,26
ongedraineerde analyse, gebaseerd op proevenverzameling (TXC en DSS) Deltares		
3A	gemiddelde waarden	0,84
3B	karakteristieke waarden	0,44
3C	rekenwaarden	0,36

Tabel 4.6 Berekende stabiliteitsfactor F_{min} voor case 6 Bergambacht met model Uplift-Van voor analyse met celproevenverzameling en ongedraineerde grondparameters.

De resultaten van de stabiliteitsanalyses met verwachtingswaarden van de grondparameters zijn weergegeven in onderstaande Figuren 4.12 en 4.13.



Figuur 4.12 Berekend maatgevend schuifvlak met gemobiliseerde schuifspanning voor case 6 Bergambacht met model Uplift-Van voor analyse met grondparameters gebaseerd op celproevenverzameling (verwachtingswaarden).



Figuur 4.13 Berekend maatgevend schuifvlak met gemobiliseerde schuifspanning voor case 6 Bergambacht met model Uplift-Van voor analyse met ongedraineerde grondparameters (verwachtingswaarden).

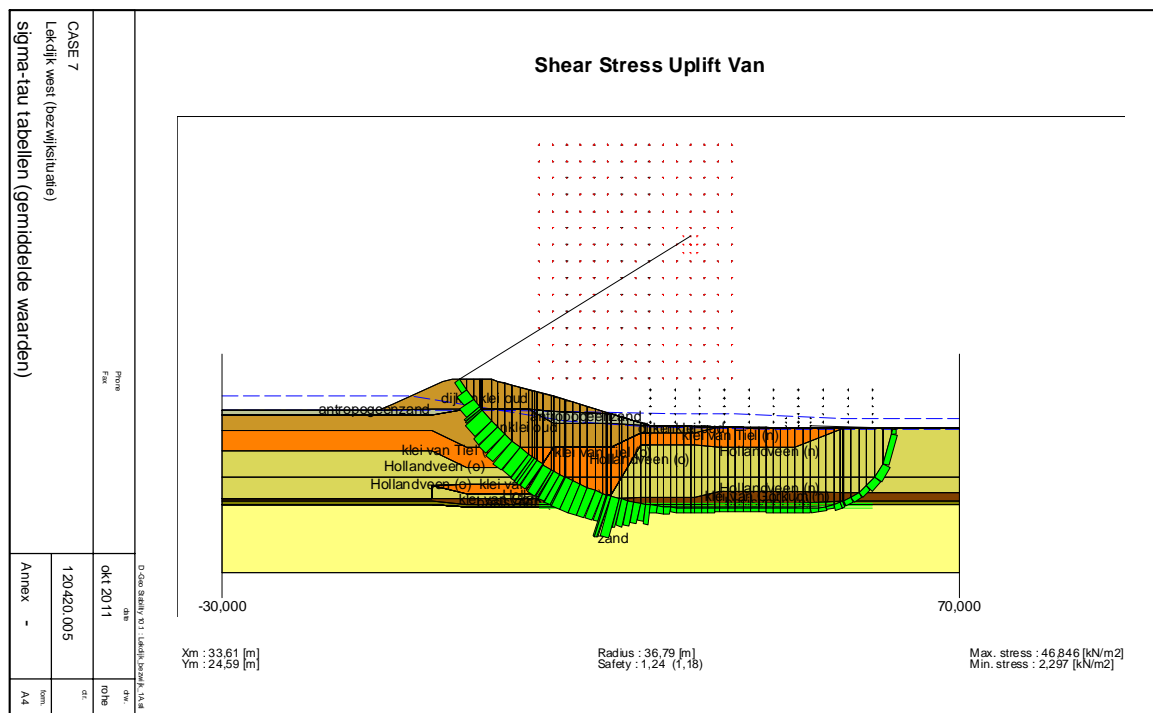
4.7 Case 7a: Lekdijk west Bergambacht (vóór dijkverbetering)

In Tabel 4.7 zijn de resultaten van de stabiliteitsberekeningen voor case 7 Lekdijk west voordat de dijkverbetering is uitgevoerd samengevat. Het betreft de berekeningen met het Uplift-Van model in D-Geo Stability.

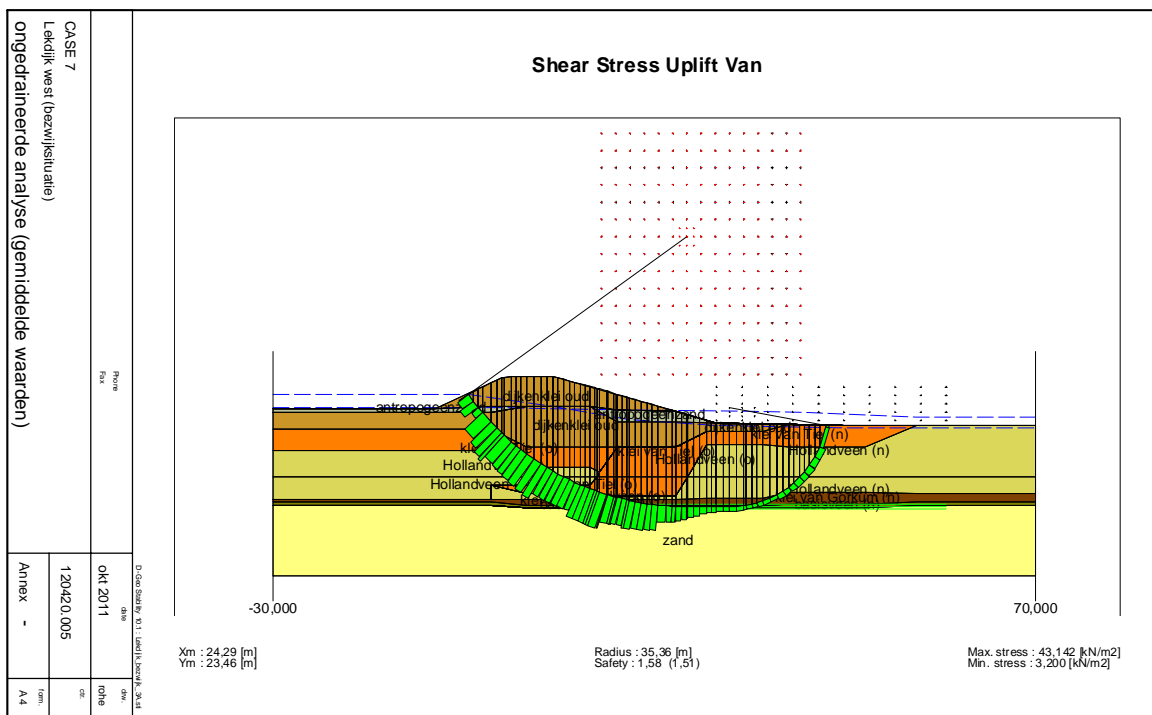
rekenmethode		F_{min} [-]
sigma-tau tabellen, gebaseerd op celproevenverzameling Krimpener- en Alblasserwaard		
1A	gemiddelde waarden	1,18
1B	karakteristieke waarden	1,03
1C	rekenwaarden	0,93
ongedraineerde analyse, geb. op proevenverzameling Witteveen+Bos (TXC en DSS, monsters 38 mm)		
3A	gemiddelde waarden	1,51
3B	karakteristieke waarden	0,66
3C	rekenwaarden	0,58
ongedraineerde analyse, gebaseerd op proevenverzameling Deltares (TXC en DSS, monsters 66 mm)		
4A	gemiddelde waarden	1,17
4B	karakteristieke waarden	0,62
4C	rekenwaarden	0,53

Tabel 4.7 Berekende stabiliteitsfactor F_{min} voor case 7 Lekdijk west (vóór dijkverbetering) met model Uplift-Van voor analyse met celproevenverzameling en ongedraineerde grondparameters.

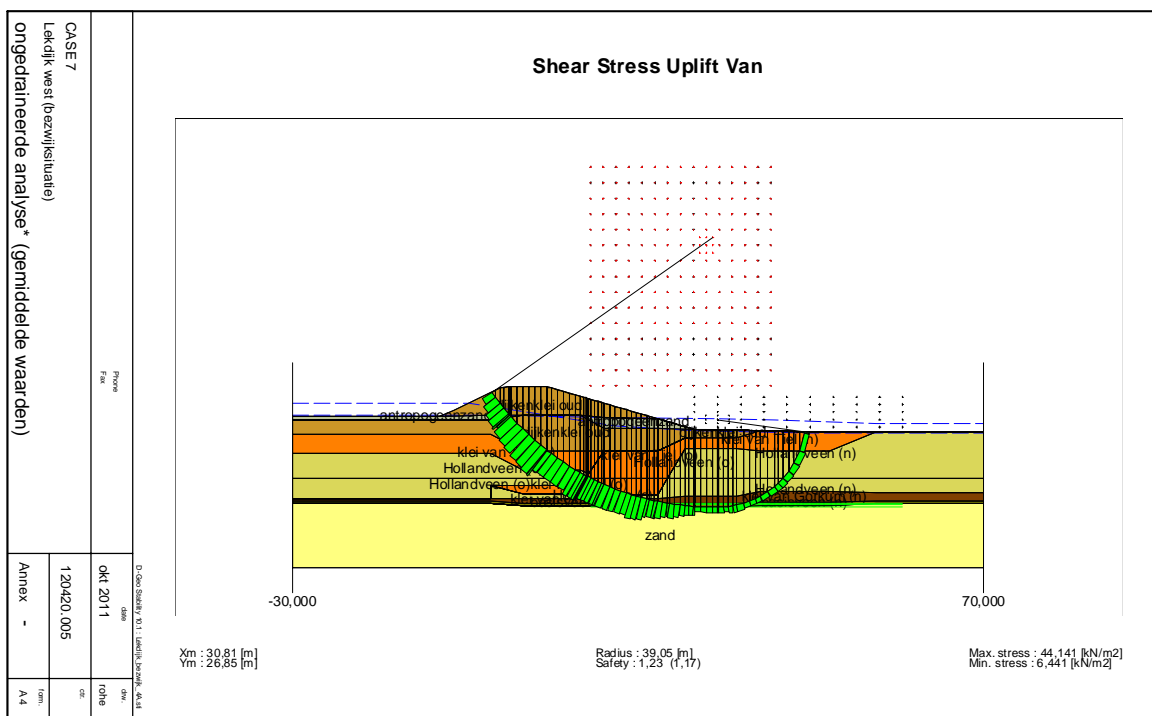
De resultaten van de stabiliteitsanalyses met verwachtingswaarden van de grondparameters zijn weergegeven in onderstaande Figuren 4.14 tot en met 4.16.



Figuur 4.14 Berekend maatgevend schuifvlak met gemobiliseerde schuifspanning voor case 7 Lekdijk west (vóór dijkverbetering) met model Uplift-Van voor analyse met grondparameters gebaseerd op celproevenverzameling (verwachtingswaarden).



Figuur 4.15 Berekend maatgevend schuifvlak met gemobiliseerde schuifspanning voor case 7 Lekdijk west (vóór dijkverbetering) met model Uplift-Van voor analyse met ongedraineerde grondparameters Witteveen+Bos (verwachtingswaarden).



Figuur 4.16 Berekend maatgevend schuifvlak met gemobiliseerde schuifspanning voor case 7 Lekdijk west (vóór dijkverbetering) met model Uplift-Van voor analyse met ongedraineerde grondparameters Deltares (verwachtingswaarden).

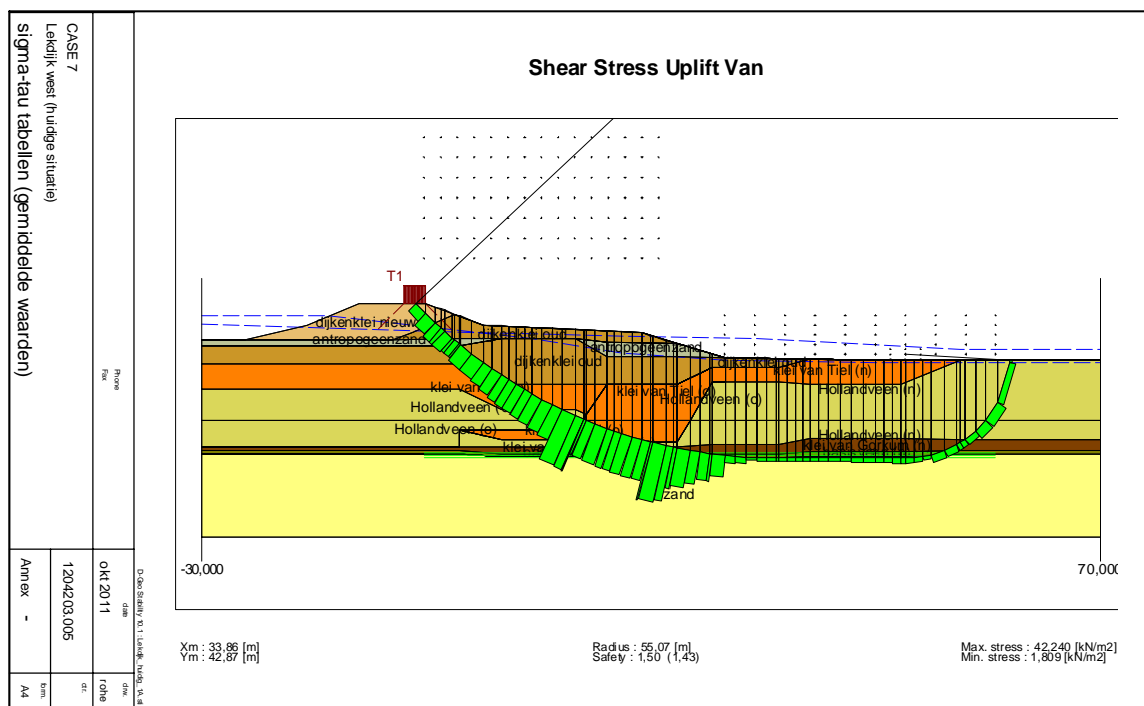
4.8 Case 7b: Lekdijk west Bergambacht (na dijkverbetering)

In Tabel 4.8 zijn de resultaten van de stabiliteitsberekeningen voor case 7 Lekdijk west nadat de dijkverbetering is uitgevoerd samengevat. Het betreft de berekeningen met het Uplift-Van model in D-Geo Stability.

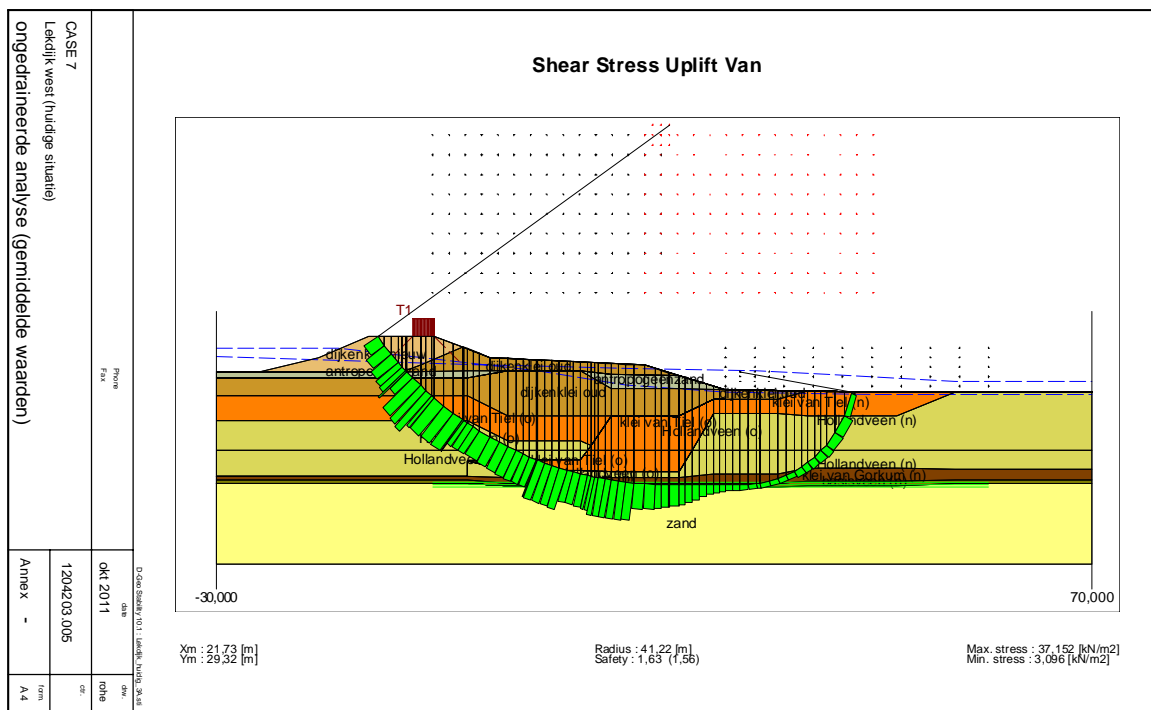
rekenmethode		F _{min} [-]
sigma-tau tabellen, gebaseerd op celproevenverzameling Krimpener- en Alblasserwaard		
1A	gemiddelde waarden	1,43
1B	karakteristieke waarden	1,23
1C	rekenwaarden	1,10
ongedraineerde analyse, geb. op proevenverzameling Witteveen+Bos (TXC en DSS, monsters 38 mm)		
3A	gemiddelde waarden	1,56
3B	karakteristieke waarden	0,69
3C	rekenwaarden	0,61
ongedraineerde analyse, gebaseerd op proevenverzameling Deltares (TXC en DSS, monsters 66 mm)		
4A	gemiddelde waarden	1,26
4B	karakteristieke waarden	0,74
4C	rekenwaarden	0,62

Tabel 4.8 Berekende stabiliteitsfactor F_{min} voor case 7 Lekdijk west (na dijkverbetering) met model Uplift-Van voor analyse met celproevenverzameling en ongedraineerde grondparameters.

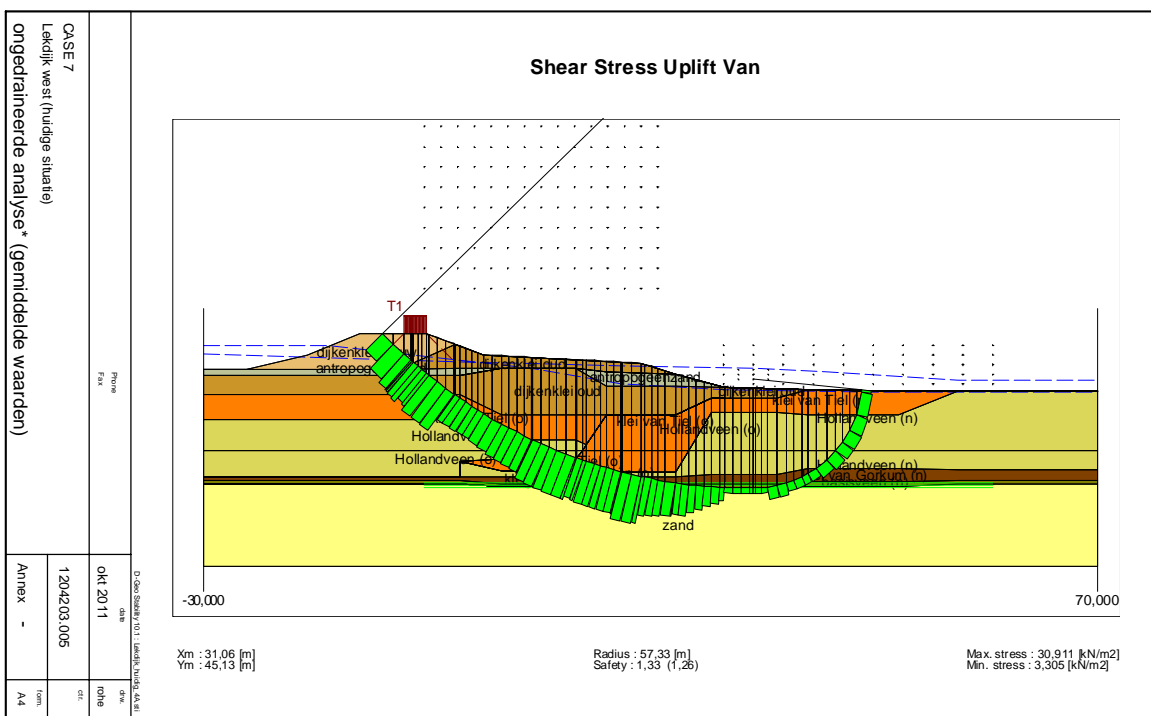
De resultaten van de stabiliteitsanalyses met verwachtingswaarden van de grondparameters zijn weergegeven in onderstaande Figuren 4.17 tot en met 4.19.



Figuur 4.17 Berekend maatgevend schuifvlak met gemobiliseerde schuifspanning voor case 7 Lekdijk west (na dijkverbetering) met model Uplift-Van voor analyse met grondparameters gebaseerd op celproevenverzameling (verwachtingswaarden).



Figuur 4.18 Berekend maatgevend schuifvlak met gemobiliseerde schuifspanning voor case 7 Lekkijk west (na dijkverbetering) met model Uplift-Van voor analyse met ongedraineerde grondparameters Witteveen+Bos (verwachtingswaarden).



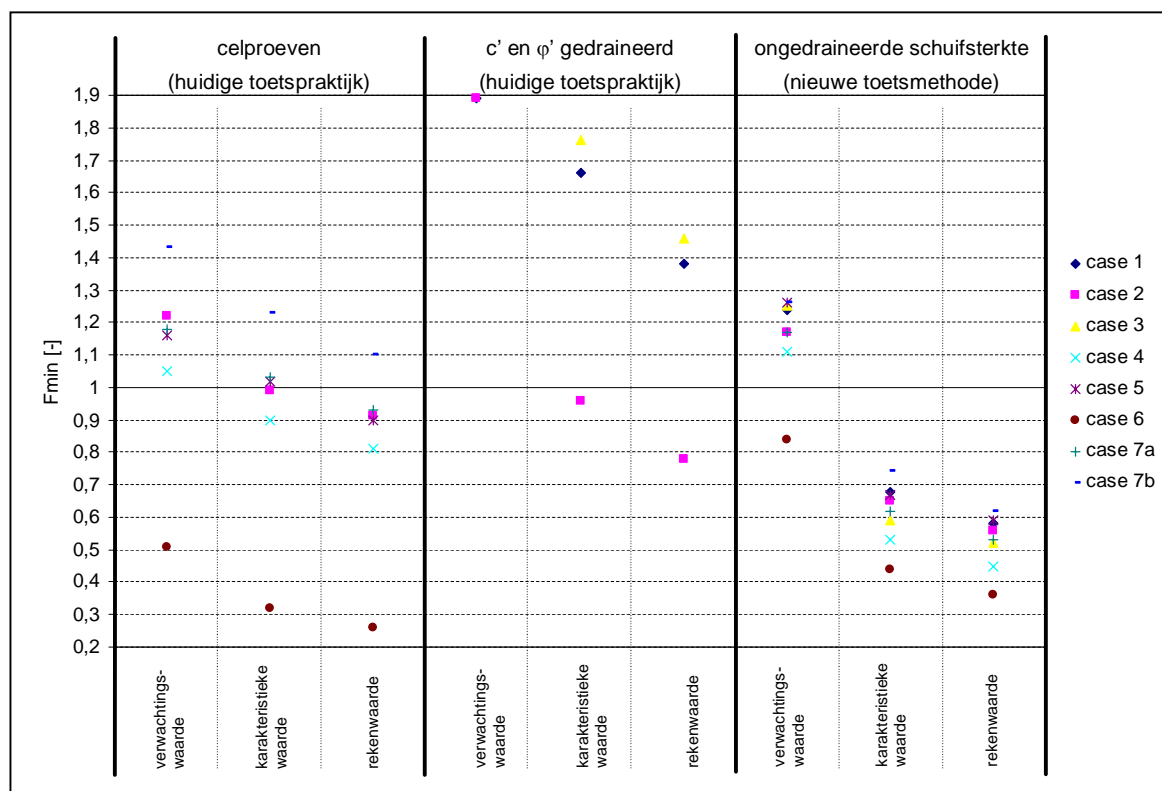
Figuur 4.19 Berekend maatgevend schuifvlak met gemobiliseerde schuifspanning voor case 7 Lekkijk west (na dijkverbetering) met model Uplift-Van voor analyse met ongedraineerde grondparameters Deltares (verwachtingswaarden).

5 Analyse resultaten

In dit hoofdstuk worden de resultaten van de in het vorige hoofdstuk beschreven stabiliteitsanalyses samengevat en geanalyseerd.

5.1 Samenvatting en interpretatie resultaten

De resultaten van de stabiliteitsanalyses voor elke case zijn in Figuur 5.1 samengevat. Hierin is de berekende stabiliteitsfactor F_{min} voor elke case uitgezet tegen het toegepaste parameterset van de sterkte eigenschappen. In het linker gedeelte (eerste drie kolommen) zijn de resultaten van de berekeningen met sterkteparameters gebaseerd op celproeven verzameld. In het middelste gedeelte (middelste drie kolommen) zijn de resultaten van de berekeningen met gedraineerde sterkteparameters verzameld. In het rechter gedeelte (laatste drie kolommen) zijn de resultaten van de berekeningen met ongedraineerde schuifsterkte parameters weergegeven. Voor elk van deze drie sets is onderscheid gemaakt in de berekeningen met verwachtingswaarden, karakteristieke waarden en rekenwaarden van de sterkteparameters.



Figuur 5.1 Overzicht van de resultaten van de stabiliteitsanalyse voor de verschillende onderzoekslocaties. Weergegeven is de berekende stabiliteitsfactor F_{min} voor analyses met a) sterkteparameters gebaseerd op celproeven (eerste drie kolommen), b) gedraineerde sterkteparameters gebaseerd op triaxiaalproeven (middelste drie kolommen), en c) ongedraineerde schuifsterkte parameters (laatste drie kolommen); telkens gebruik makend van verwachtingswaarden, karakteristieke waarden en rekenwaarden. Bij de verwachtingswaarden van de sterkte parameters uit triaxiaalproeven vallen enkele evenwichtsfactoren buiten het bereik van de grafiek.

In Tabel 5.1 is ter vergelijking het overzicht van de cases uit Paragraaf 2.1 herhaald.

case	HR	beschikbare proeven	grondopbouw	
1	Waddenzeedijk Friesland	zeedijk	enkeltraps triaxiaalproeven op klei en direct simple shear proeven op veen	zeeklei en veen (dijk heeft zandkern)
2	Markermeerdijk Noord-Holland	meerdijk	celproeven; meertraps triaxiaalproeven; enkeltraps triaxiaalproeven SBW onderzoek	zeeklei en veen
3	Rijnbandijk Rijswijk – Opheusden	bovenrivieren- gebied	triaxiaalproeven	rievierklei en -zand
4	Hardinxveld – Giessendam Oost	benedenrivieren- gebied	celproeven	klei, organische klei en veen
5	Spui Hollandse Delta	deltagebied	celproeven	zeeklei en –zand met soms veen
6	Bergambacht macrostabiliteitsproef	benedenrivieren- gebied	celproeven; enkeltraps triaxiaalproeven SBW onderzoek	klei, organische klei en veen
7	Lekdijk west Bergambacht	benedenrivieren- gebied	celproeven; enkeltraps triaxiaalproeven SBW onderzoek	klei, organische klei en veen

Tabel 5.1 Overzicht cases consequentieanalyse.

5.1.1 Verwachtingswaarden

De analyses met verwachtingswaarden van de gedraineerde sterkteparameters c' en φ' volgens de vigerende praktijk geven in alle gevallen duidelijk hogere stabiliteitsfactoren dan de berekeningen met sterkteparameters gebaseerd op celproeven en de berekeningen met ongedraineerde schuifsterkte. De stabiliteitsfactoren voor de berekeningen met verwachtingswaarden van de schuifsterkte zijn voor de analyses met ongedraineerde schuifsterkte in het algemeen vergelijkbaar met berekeningen met sterkteparameters gebaseerd op celproeven.

Voor alle onderzoekslocaties (behalve case 6, Bergambacht) geldt dat bij een analyse met verwachtingswaarden van de ongedraineerde schuifsterkte een stabiliteitsfactor groter dan 1,0 wordt gevonden, zie Figuur 5.1. Alleen voor case 6 (macrostabiliteitsproef Bergambacht) is een waarde lager dan 1,0 gevonden, echter is deze dijk ook daadwerkelijk bezweken. Van de andere onderzoekslocaties is niet bekend dat deze dijken niet goed functioneren. De berekende stabiliteitsfactoren met verwachtingswaarden van de ongedraineerde schuifsterkte, die groter zijn dan 1,0 sluiten hier goed op aan.

Op te merken is dat onder andere voor onderzoekslocatie Hardinxveld – Giessendam (case 4) voor de analyse met verwachtingswaarden van de ongedraineerde schuifsterkte een licht hogere stabiliteitsfactor gevonden wordt dan met sterkteparameters uit celproeven. De dijk op deze locatie werd verwacht te bezwijken tijdens hoogwater in 1995 maar deed dat niet. Met celproeven wordt voor deze locatie op basis van verwachtingswaarden van de schuifsterkte een evenwichtsfactor net boven 1,0 berekend, terwijl met een ongedraineerde stabiliteitsanalyse de evenwichtsfactor 1,11 bedraagt.

5.1.2 Karakteristieke waarden

Bij de berekeningen met karakteristieke waarden van de schuifsterkte op basis van celproeven zijn evenwichtsfactoren rond 1,0 berekend (0,9 en hoger), zie Figuur 5.1. Uitzondering hierop is ook hier weer de case Bergambacht, vanwege de eerder genoemde reden. De berekeningen met karakteristieke waarden van de ongedraineerde schuifsterkte geven evenwichtsfactoren ruim lager dan 1,0, namelijk 0,6 à 0,7. Ten aanzien van deze lage evenwichtsfactoren moet de vraag worden gesteld of de verwachtingswaarde van de ongedraineerde schuifsterkte een te lage (onrealistische) waarde heeft, wanneer de karakteristieke waarde van de ongedraineerde schuifsterkte in een stabiliteitsberekening tot een evenwichtsfactor ver onder 1,0 leidt.

Bij de ongedraineerde stabiliteitsanalyses valt op dat hier een groot verschil bestaat tussen berekeningen met verwachtingswaarden van de sterkte, berekeningen met karakteristieke waarden van de sterkte en berekeningen met rekenwaarden van de sterkte. Dit verschil is bij ongedraineerde stabiliteitsanalyses duidelijk groter dan bij berekeningen op basis van celproeven en – in mindere mate – berekeningen op basis van c' en ϕ' volgens de vigerende praktijk. Bij de berekeningen met verwachtingswaarden van de schuifsterkte uit celproeven en de berekeningen met verwachtingswaarden van de ongedraineerde schuifsterkte zijn de berekende evenwichtsfactoren in dezelfde orde van grootte. Bij de berekeningen met rekenwaarden van de schuifsterkte resulteren de berekeningen met ongedraineerde schuifsterkte echter in aanmerkelijk lagere evenwichtsfactoren dan de berekeningen met celproeven. Dit kan worden toegeschreven aan de grotere spreiding op de ongedraineerde schuifsterkte-parameters, met name op de *pre overburden pressure* (POP), die is afgeleid uit de grensspanning. Hierbij wordt opgemerkt dat de materiaalfactoren voor de ongedraineerde parameters nog niet definitief zijn vastgesteld.

De karakteristieke waarde van de ongedraineerde schuifsterkte kan theoretisch vanuit de statistiek in het veld worden aangetroffen, gezien de vastgestelde verwachtingswaarden en standaardafwijkingen van de sterkteparameters. In het dwarsprofiel waar deze karakteristieke waarde van de ongedraineerde schuifsterkte aanwezig is, zou dan bij het optreden van het toetspeil een instabiliteit kunnen optreden. Tot nu toe is niets bekend van onvoldoende stabiliteit op de onderzochte locaties. Dit ligt uiteraard deels voor de hand, omdat op de onderzochte locaties het toetspeil niet is opgetreden.

Anderzijds is het mogelijk dat de berekende karakteristieke waarde een te lage waarde is, die in het veld niet zal worden aangetroffen. Mogelijk moet op een andere manier worden omgegaan met de uitmiddeling van de onzekerheid langs het schuifvlak. Eerder is hiervoor al de methode van de pseudo karakteristieke waarden ontwikkeld. Deze methode leidt tot iets hogere karakteristieke waarden van de schuifsterkte (orde 10% hoger). De gebruikelijke werkwijze voor het bepalen van de karakteristieke waarde van de schuifsterkte, waarbij rekening wordt gehouden met uitmiddeling van de onzekerheid, is mogelijk niet juist voor het toepassen op de grensspanning. Het gebruikelijke model van de uitmiddeling van de onzekerheid met de correlatieschaal en de variantiereductiefactor is wellicht een goed model voor geologische fenomenen. De grensspanning is niet zozeer een geologisch fenomeen, maar een bodemkundig fenomeen. De grensspanning wordt veroorzaakt door rijping van de grond en door polderpeilfluctuaties. Hiervoor kan een andere correlatieschaal van toepassing zijn dan voor geologische fenomenen. Verder is een belangrijk deel van de onzekerheid in de grensspanning het gevolg van interpretatie van de samendrukkingsproeven. Het gebruikelijke model van de uitmiddeling van de onzekerheid houdt hier wellicht onvoldoende rekening mee.

5.1.3 Rekenwaarden

De berekeningsresultaten met rekenwaarden van de schuifsterkte in Figuur 5.1 kunnen niet altijd direct met elkaar vergeleken worden, maar er moet een marge worden genomen, omdat de berekeningen met celproeven zijn gebaseerd op materiaalfactoren volgens LOR2 met $\beta = 3,5$, terwijl de andere berekeningen zijn gebaseerd op materiaalfactoren volgens het Addendum bij het TRWG met $\beta = 4,0$ of gelijkwaardig. Dit leidt tot verschillen in materiaalfactoren en schadefactoren. De marge die hiervoor moet worden genomen bedraagt ongeveer 10%, waarbij de schematiseringsfactor achterwege is gelaten voor de vergelijkbaarheid tussen de verschillende berekeningen. Los van deze opmerkingen is in Figuur 5.1 duidelijk te zien dat de berekeningen op basis van de rekenwaarden van de ongedraineerde schuifsterkte van de grond tot duidelijk lagere evenwichtsfactoren leiden dan de vigerende praktijk met celproeven en triaxiaalproeven.

5.1.4 Effect dijkverbetering

Voor case 7 Lekdijk west zijn stabiliteitsberekeningen uitgevoerd voor de situatie voor en na de dijkverbetering. Met rekenwaarden van de schuifsterkte op basis van celproeven zorgt de uitgevoerde dijkverbetering voor een verhoging van de evenwichtsfactor van 0,17. Bij de berekeningen met rekenwaarden van de ongedraineerde schuifsterkte wordt de evenwichtsfactor 0,09 hoger als gevolg van de uitgevoerde dijkverbetering. Op basis van de berekeningen met celproeven is voor een benodigde toename van de evenwichtsfactor een geringere dijkverbeteringsmaatregel nodig dan bij het toepassen van de ongedraineerde schuifsterkte.

5.1.5 Effecten laboratoriumonderzoek

Bij case 7 Lekdijk west is een aanzienlijk verschil in evenwichtsfactoren geconstateerd bij de berekeningen met ongedraineerde schuifsterkte. Eén van de oorzaken hiervan is het verschil in diameter van het grondmonster dat is beproefd in de triaxiaalproeven. Een andere oorzaak is het verschil in de waarden van de grensspanning en POP. Wat de monsterdiameter bij de triaxiaalproeven betreft, gaat het om grondmonsters met een diameter van 66 mm die gemiddeld een lagere schuifsterkte geven dan grondmonsters met een diameter van 38 mm. De standaardafwijkingen zijn bij de 38 mm grondmonsters ook groter dan bij de 66 mm grondmonsters. Ten aanzien van de POP is er een aanzienlijk verschil in variatiecoëfficiënten tussen de beide proevenverzamelingen. Bij verwachtingswaarden van de schuifsterkte liggen de berekende evenwichtsfactor circa 0,30 uit elkaar. Uitgaande van rekenwaarden van de schuifsterkte zijn de verschillen tussen de evenwichtsfactoren veel kleiner, namelijk maximaal 0,05.

5.2 Vergelijking grensverleggend Toetsen en SBW onderzoek

Op basis van de resultaten van het project Grensverleggend Toetsen werd verwacht dat het beoordelen van de macrostabiliteit van dijktaluds op basis van stabiliteitsanalyses met ongedraineerde schuifsterkte tot gunstiger evenwichtsfactoren en opzichte van de vigerende praktijk zou leiden. Sinds het uitvoeren van de validatie studie in het kader van het SBW project Macrostabiliteit [Van Duinen, 2010] is duidelijk dat deze verwachting niet zondermeer bewaarheid zal worden.

Het project Grensverleggend Toetsen is in opdracht van de Waterdienst (toen nog DWW) uitgevoerd door Deltares (toen nog GeoDelft) in de periode 2006 tot 2008. Doel van dit

project was te komen tot een optimalisatie van de beoordeling van de macrostabiliteit van dijktaaluds. Hierbij werd uitgegaan van een afzonderlijke toetsing op sterkte en op vervorming van dijktaaluds. Deze aanpak biedt ruimte om uit te gaan van de bezwijksterkte van de grond. Wanneer dit tot ontoelaatbare vervorming van een dijk zou leiden, zou dit worden geconstateerd in de vervormingstoets van de dijk. Tevens is in dit project rekening gehouden met ongedraineerd grondgedrag. Het onderzoek van het project Grensverleggend Toetsen is na 2008 voortgezet binnen het SBW project Werkelijke sterkte van dijken (nu SBW Macrostabiliteit).

De tegenvallende resultaten van de validatie studie in het kader van het SBW project Macrostabiliteit worden in het algemeen veroorzaakt doordat het ongunstige effect van het ongedraineerd grondgedrag groter is dan het positieve effect van de hogere schuifsterkte door uit te gaan van de hoek van inwendige wrijving bij bezwijken. De insteek bij de start van het project Grensverleggend Toetsen was dat de bezwijksterkte van de grond in rekening zou worden gebracht. Bij het vervolgonderzoek in het kader van SBW blijkt het gunstige effect van de hogere schuifsterkte echter helemaal teniet te worden gedaan door het ongunstige effect van het genereren van wateroverspanning bij het ongedraineerd grondgedrag bij deformatie van de grond.

Grensverleggend Toetsen liet nog wel positieve onderzoeksresultaten zien. De belangrijkste oorzaken voor de ongunstige uitkomsten van SBW ten opzichte van Grensverleggend Toetsen zijn:

- de hoogte–diameter verhouding van de monsters voor de triaxiaalproeven;
- de keuze van de consolidatiespanning voor de triaxiaalproeven.

De hoogte–diameter verhouding van de monsters voor de triaxiaalproeven. Bij Grensverleggend Toetsen zijn triaxiaalproeven uitgevoerd op grondmonsters met een hoogte–diameter verhouding van 1:1 en bij SBW was dit 2:1, dus de monsterhoogte 2 maal de diameter. De 1:1 monsterverhouding was ingegeven door het beeld dat deze 1:1 verhouding (samen met gladde platen aan onder- en bovenzijde van het monster) een homogenere vervorming geeft van het grondmonster tijdens de afschuiffase in de triaxiaalproef. Dit geeft betere parameters van het gedrag van het homogene korrelskelet (tot bezwijken). Bij een 2:1 monsterverhouding kan zich gemakkelijker een bezwijkvlak ontwikkelen. Theoretisch ontwikkelt een schuifvlak in een triaxiaalproef zich onder een hoek van $45^\circ + \frac{1}{2} \varphi'$. Dat is dus bij een hoek van inwendige wrijving van 30 à 50 graden een afschuifhoek van 60 à 70 graden. In een monster met 2:1 verhouding kan een schuifvlak zich gemakkelijker onder deze hoek ontwikkelen dan in een monster met 1:1 verhouding. Een monster met 1:1 verhouding is te laag voor een schuifvlak onder een hoek van 60 of 70 graden (mogelijk gaat daarbij de weerstand langs de boven- en onderzijde van het monster een rol spelen). Wanneer de ontwikkeling van een schuifvlak in het monster wordt bemoeilijkt door de condities van de proef leidt dit tot relatief hoge schuifsterkte parameters bij bezwijken van de grond.

De keuze van de consolidatiespanning voor de triaxiaalproeven. Bij Grensverleggend Toetsen zijn de triaxiaalproeven geconsolideerd bij de terreinspanning. Bij SBW zijn de triaxiaalproeven geconsolideerd bij de grensspanning of een nog iets hogere spanning. In theorie geven beide aanpakken dezelfde normaal geconsolideerde ongedraineerde schuifsterkte ratio. De ongedraineerde schuifsterkte ratio is de verhouding tussen de ongedraineerde schuifsterkte en de grensspanning (normaal geconsolideerd). Consolideren bij de terreinspanning leidt echter toch tot iets hogere schuifsterkte dan consolideren bij de

grensspanning, omdat bij consolideren bij de terreinspanning de structuur van het monster zoals die in het veld was beter bewaard blijft (vereist zeer zorgvuldige monsternamen en monsterbehandeling). Consolideren bij de grensspanning of een iets hogere spanning geeft dat de proef minder gevoelig is voor eventuele monsterverstoring tijdens het proces voorafgaand aan het beproeven van het monster. Voor beide aanpakken is dus iets te zeggen, maar in principe geeft consolideren bij de grensspanning een iets lagere schuifsterkte. Verwacht wordt dat het effect van de consolidatiespanning ruim kleiner is dan het effect van de monsterverhouding.

Als gevolg van deze twee verschillen is bij Grensverleggend Toetsen gerekend met ongedraineerde schuifsterkte ratio's die 1,2 tot 1,5 keer zo hoog zijn dan bij de SBW validatie studie. Een hogere ongedraineerde schuifsterkte ratio geeft ook een hogere evenwichtsfactor in de stabiliteitsanalyses. Dit verschil in s_u -ratio's leidt voor de case Markermeerdijk tot een reductie van 0,15 van de stabiliteitsfactor op basis van verwachtingswaarden van ongedraineerde schuifsterkte parameters (zie paragraaf 3.3). De validatie die bij SBW is uitgevoerd geeft aan dat de stabiliteitsanalyses goed passen bij de opgetreden afschuivingen en deformaties die zijn geanalyseerd. Dat betekent dat de schuifsterkte parameters in de berekeningen voor het validatie onderzoek van SBW op de juiste manier bepaald zijn. Daarom staat nu in het protocol voor het uitvoeren van laboratoriumonderzoek dat in opdracht van STOWA en in samenspraak met de Nederlandse geotechnische laboratoria en ingenieursbureaus is opgesteld door Deltares, dat grondmonsters voor triaxiaalproeven een monsterverhouding van 2:1 dienen te hebben.

5.3 Vergelijking parameters gedraineerde sterkte en ongedraineerde sterkte

Voor een gedraineerde analyse volgens de vigerende praktijk gebaseerd op effectieve cohesie c' en effectieve hoek van inwendige wrijving φ' verhoudt de relatie tussen gemobiliseerde schuifspanning τ en effectief aanwezige terreinspanning σ' zich als volgt,

$$\tau = c' + \sigma' \tan(\varphi'). \quad (5.1)$$

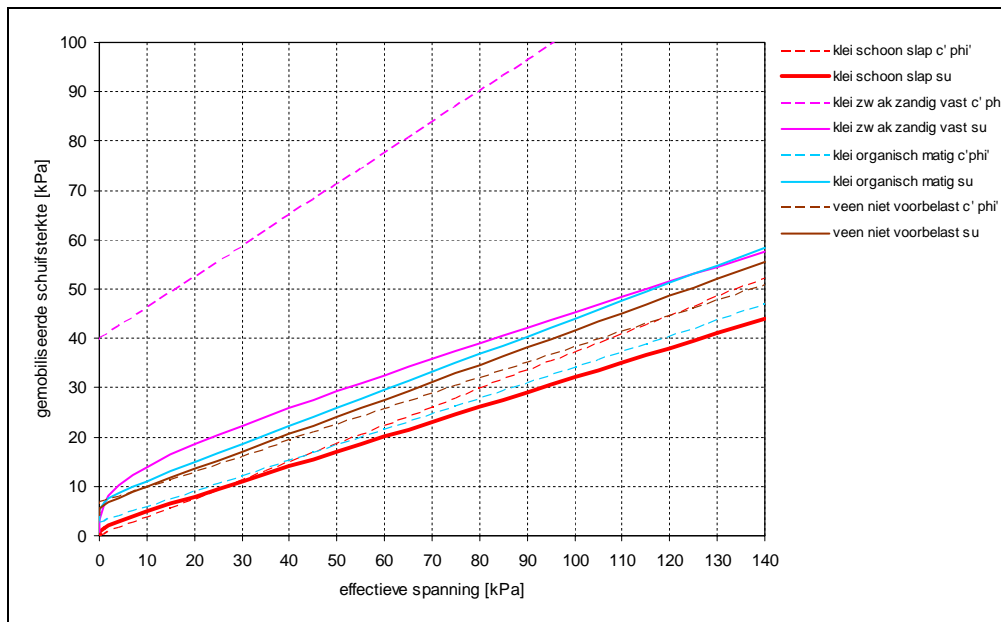
Voor een ongedraineerde analyse gebaseerd op de ongedraineerde schuifsterkte ratio (s_u/σ'_{vc}) en de POP of OCR waarde volgt,

$$\tau = \sigma' \left(\frac{s_u}{\sigma'_{vc}} \right) \left(\frac{\sigma' + POP}{\sigma'} \right)^m = \sigma' \left(\frac{s_u}{\sigma'_{vc}} \right) OCR^m. \quad (5.2)$$

Voor een aantal verschillende grondsoorten zijn deze relaties met elkaar vergeleken in onderstaande figuren. De vergelijkingen betreffen:

- Diverse grondsoorten van Tabel 1 van NEN 6740;
- Celproevenverzameling van de Alblasserwaard;
- Ongedraineerde schuifsterkeratio's en POP-waarden uit eerdere SBW-onderzoeken.

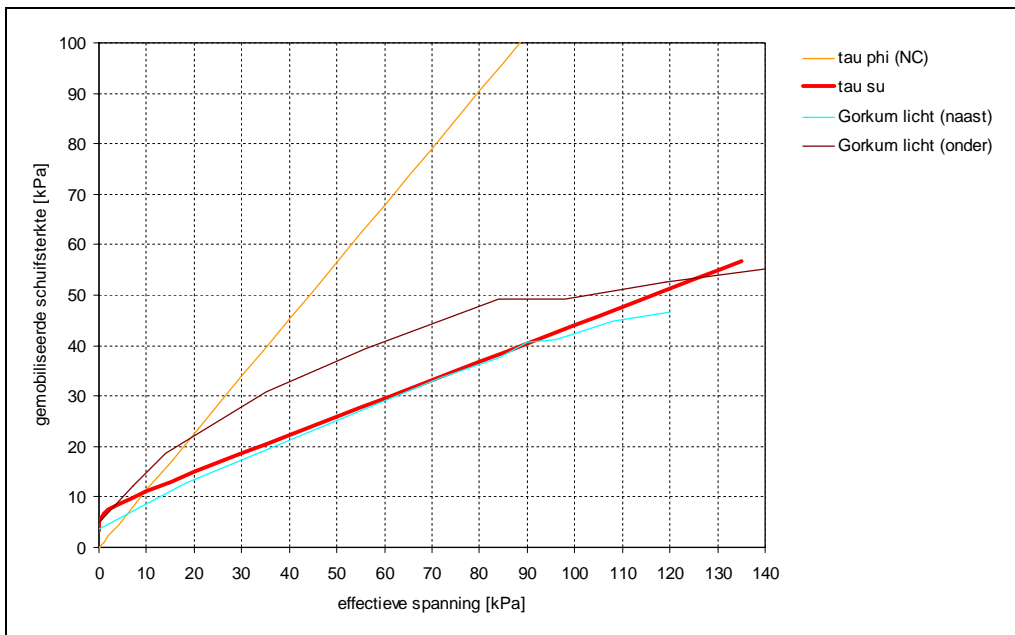
Het gaat in alle vergelijkingen om verwachtingswaarden van de schuifsterkte.



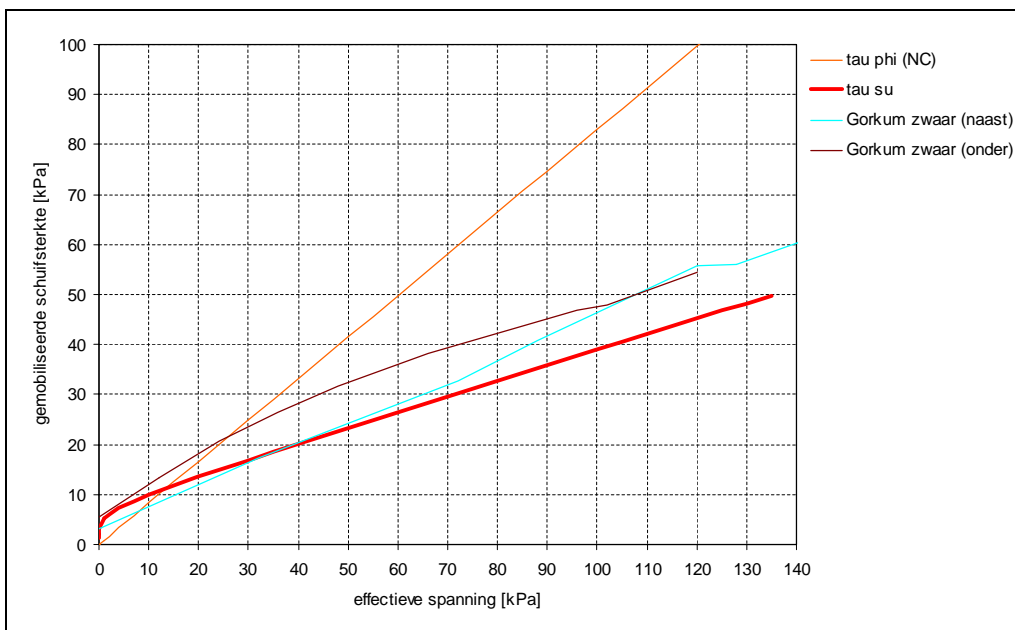
Figuur 5.2 Vergelijking tussen gedraineerde analyse met grondparameters voor c' en ϕ' uit NEN 6740 Tabel 1 en ongedraineerde analyse voor verschillende grondsoorten.

Bij de vergelijking van de gedraineerde parameters c' en ϕ' volgens Tabel 1 van NEN 6740 en ongedraineerde parameters zijn er enkele waarnemingen:

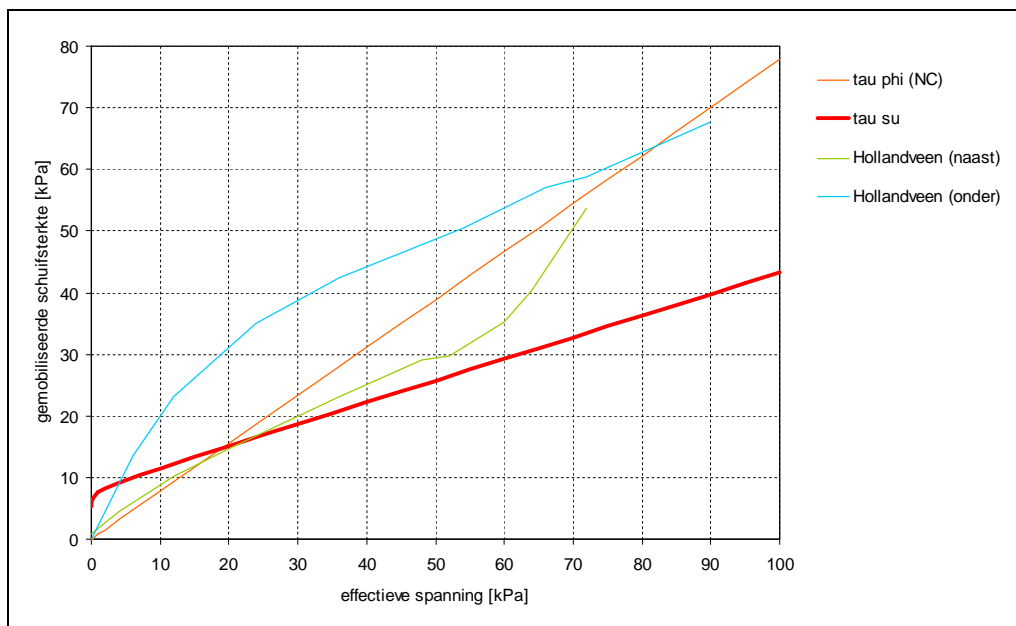
- Voor de meeste grondsoorten is in het lage spanningen bereik (tot 20 kN/m²) de ongedraineerde schuifsterkte hoger dan de gedraineerde schuifsterkte volgens NEN parameters;
- Voor organische klei en veen is de ongedraineerde schuifsterkte hoger dan de gedraineerde schuifsterkte volgens NEN parameters;
- Voor de grondsoort klei zwak zandig vast is de gedraineerde schuifsterkte volgens de NEN parameters aanmerkelijk hoger dan de ongedraineerde schuifsterkte. De NEN parameters voor deze grondsoort moeten als niet realistisch worden beschouwd.



Figuur 5.3 Vergelijking gemobiliseerde schuifsterkte voor Klei van Gorkum licht voor celproeven (sigma-tau tabellen), normaal geconsolideerde triaxiaalproeven ($c=0$, $\varphi=48,5^\circ$) en ongedraineerde proeven (su -ratio=0,35, POP=25 kPa).



Figuur 5.4 Vergelijking gemobiliseerde schuifsterkte voor Klei van Gorkum zwaar voor celproeven (sigma-tau tabellen), normaal geconsolideerde triaxiaalproeven ($c=0$, $\varphi=39,7^\circ$) en ongedraineerde proeven (su -ratio=0,31, POP=33 kPa).



Figuur 5.5 Vergelijking gemobiliseerde schuifsterkte voor Hollandveen voor celproeven (σ - τ tabellen), normaal geconsolideerde triaxiaalproeven ($c=0$, $\varphi=37,9^\circ$) en ongedraineerde proeven (s_u -ratio=0,35, POP=25 kPa).

In de Figuren 5.3 tot en met 5.5 is een vergelijking gemaakt tussen de schuifsterkte op basis van de celproevenverzameling van de Alblasserwaard en de gedraineerde schuifsterkte op basis van de normaal geconsolideerde hoek van inwendige wrijving φ' volgens de eindwaarde van enkeltraps normaal geconsolideerde triaxiaalproeven (klei) en enkeltraps normaal geconsolideerde direct simple shear proeven (veen) en de ongedraineerde schuifsterkte s_u volgens dezelfde triaxiaal- en direct simpel shear proeven. Het gaat in deze vergelijking om verwachtingswaarden van de schuifsterkte. Deze vergelijking leidt tot de volgende vaststellingen:

- De ongedraineerde schuifsterkte komt het meest overeen met de schuifsterkte op basis van celproeven “naast de dijk”;
- De ongedraineerde schuifsterkte is duidelijk lager dan de schuifsterkte op basis van celproeven “onder de dijk”;
- In het bereik van de lage spanningen is de ongedraineerde schuifsterkte s_u vaak hoger dan de schuifsterkte volgens de celproeven “naast de dijk”;
- De schuifsterkte op basis van de hoek van inwendige wrijving φ' volgens de eindwaarde van triaxiaalproeven (klei) en direct simple shear proeven (veen) en de ongedraineerde schuifsterkte s_u volgens de eindwaarde van dezelfde triaxiaalproeven (klei) en direct simple shear proeven (veen) laten het verschil in schuifsterkte zien op basis van dezelfde proeven voor gedraineerd gedrag en voor ongedraineerd gedrag. Bij lage spanningen (tot 10 à 20 kN/m²) is de ongedraineerde schuifsterkte hoger en bij hoge spanningen is de gedraineerde schuifsterkte hoger. De verschillen in schuifsterkte zijn aanzienlijk.

6 Conclusie

Op basis van de uitgevoerde consequentieanalyse worden de volgende conclusies getrokken.

Met stabiliteitsanalyses met verwachtingswaarden van de ongedraineerde schuifsterkte is voor alle cases een stabiliteitsfactor groter dan 1,0 berekend. Een uitzondering hierop is de case Bergambacht, waar in het kader van de macrostabiliteitsproef een afschuiving is opgewekt. Voor de case Bergambacht is met verwachtingswaarden van de ongedraineerde schuifsterkte een stabiliteitsfactor van 0,85 berekend. Er zijn geen aanwijzingen dat de andere dijken van de onderzochte locaties onvoldoende functioneren. Daarom kan worden gesteld dat een evenwichtsfactor met verwachtingswaarden van de schuifsterkte ten minste moet resulteren in een stabiliteitsfactor groter dan 1,0. De berekeningen met ongedraineerde schuifsterkte voldoen hier aan.

Ten aanzien van de case Hardinxveld – Giessendam werd bij het naderen van de hoge rivierwaterstand van 1995 verwacht dat deze dijk onvoldoende stabiliteit zou hebben. Berekeningen met verwachtingswaarden van de schuifsterkte uit celproeven gaven aanleiding voor deze verwachting (evenwichtsfactor 1,05). Bij het passeren van de hoge rivierwaterstand zijn er geen aanwijzingen geweest van een marginale instabiliteit van deze dijk. Dit ondersteunt het berekeningsresultaat van de berekening met verwachtingswaarden van de ongedraineerde schuifsterkte voor deze dijk, waarbij een evenwichtsfactor van 1,39 is berekend. Bij een dergelijk hoge evenwichtsfactor wordt geen deformatie of instabiliteit verwacht, terwijl dit bij een evenwichtsfactor juist boven 1,0 wel het geval kan zijn.

Op grond van de berekeningsresultaten met verwachtingswaarden van de schuifsterkte kan niet worden gesteld, dat stabiliteitsberekeningen met ongedraineerde schuifsterkte te conservatief zijn. Stabiliteitsberekeningen op basis van de ongedraineerde schuifsterkte lijken goed aan te sluiten bij het werkelijke grondgedrag bij het beoordelen van de macrostabiliteit van dijktaluds. De eerder in het kader van SBW uitgevoerde validatie studie [Van Duinen, 2010] ondersteunt deze conclusie.

De berekeningsresultaten van stabiliteitsanalyses met ongedraineerde schuifsterkte vallen in deze consequentieanalyse en in de SBW validatie studie lager uit ten opzichte van de vigerende praktijk dan in het onderzoek Grensverleggend Toetsen het geval was. De belangrijkste oorzaken voor de ongunstige uitkomsten van SBW ten opzichte van Grensverleggend Toetsen zijn de hoogte–diameter verhouding van de monsters voor de triaxiaalproeven en de keuze van de consolidatiespanning voor de triaxiaalproeven.

Grote spreiding ongedraineerde schuifsterkte

De ongedraineerde schuifsterkte parameters, s_u -ratio en *pre overburden pressure* POP hebben een relatief grote spreiding. Dit geldt met name voor de POP, die gerelateerd is aan de grensspanning. De spreiding op de s_u -ratio is verklaarbaar, omdat in deze parameter zowel de wrijving tussen de gronddeeltjes als ook het ongedraineerd gedrag van de grond is verwerkt. Het ligt voor de hand dat de s_u -ratio daardoor een grotere spreiding heeft dan de hoek van inwendige wrijving.

De grote spreiding bij de ongedraineerde schuifsterkte parameters leidt tot een groot verschil tussen de verwachtingswaarden, karakteristieke waarden en rekenwaarden van de

ongedraineerde schuifsterkte. Dit verschil tussen de verwachtingswaarden, karakteristieke waarden en rekenwaarden van de schuifsterkte is bij de ongedraineerde schuifsterkte veel groter dan bij de schuifsterkte op basis van celproeven en – in mindere mate – de schuifsterkte op basis van triaxiaalproeven volgens de vigerende praktijk. Kijkend naar verwachtingswaarden van de schuifsterkte liggen de stabiliteitsfactoren van berekeningen op basis van celproeven en berekeningen op basis van ongedraineerde schuifsterkte in dezelfde orde van grootte.

Uitgaande van rekenwaarden van de schuifsterkte liggen de stabiliteitsfactoren van berekeningen op basis van de ongedraineerde schuifsterkte duidelijk lager dan de stabiliteitsfactoren van berekeningen op basis van celproeven. Het grote verschil tussen de verwachtingswaarden, karakteristieke waarden en rekenwaarden van de ongedraineerde schuifsterkte leidt tot lage rekenwaarden van de ongedraineerde schuifsterkte en daarmee tot lage stabiliteitsfactoren.

Een punt van discussie is de karakteristieke waarde van de ongedraineerde schuifsterkte. Deze leidt bij de uitgevoerde stabiliteitsberekeningen tot evenwichtsfactoren ver beneden 1,0. De vraag is of dat realistisch is en of de verwachtingswaarde niet te laag is of de standaardafwijking te groot. Enerzijds kan de berekende karakteristieke waarde zich theoretisch gezien voordoen in het veld. Op de locatie waar dit het geval is, zou zich een instabiliteit van het dijktaalud kunnen voordoen. Dit kan niet worden geverifieerd, omdat het toetspeil niet is opgetreden op de onderzoekslocaties. Anderzijds is er reden om na te gaan of het gebruikelijke model voor het bepalen van de karakteristieke waarde van de schuifsterkte en het in rekening brengen van de uitmiddeling van de onzekerheid past bij de grensspanning. De grensspanning is voor holocene grondlagen geen geologisch fenomeen maar eerder bodemkundig fenomeen. Verder is de onzekerheid van de grensspanning voor een groot deel het gevolg van interpretatie van samendrukkingsproeven. Het uitmiddelen van de onzekerheid van de grensspanning verdient nader onderzoek.

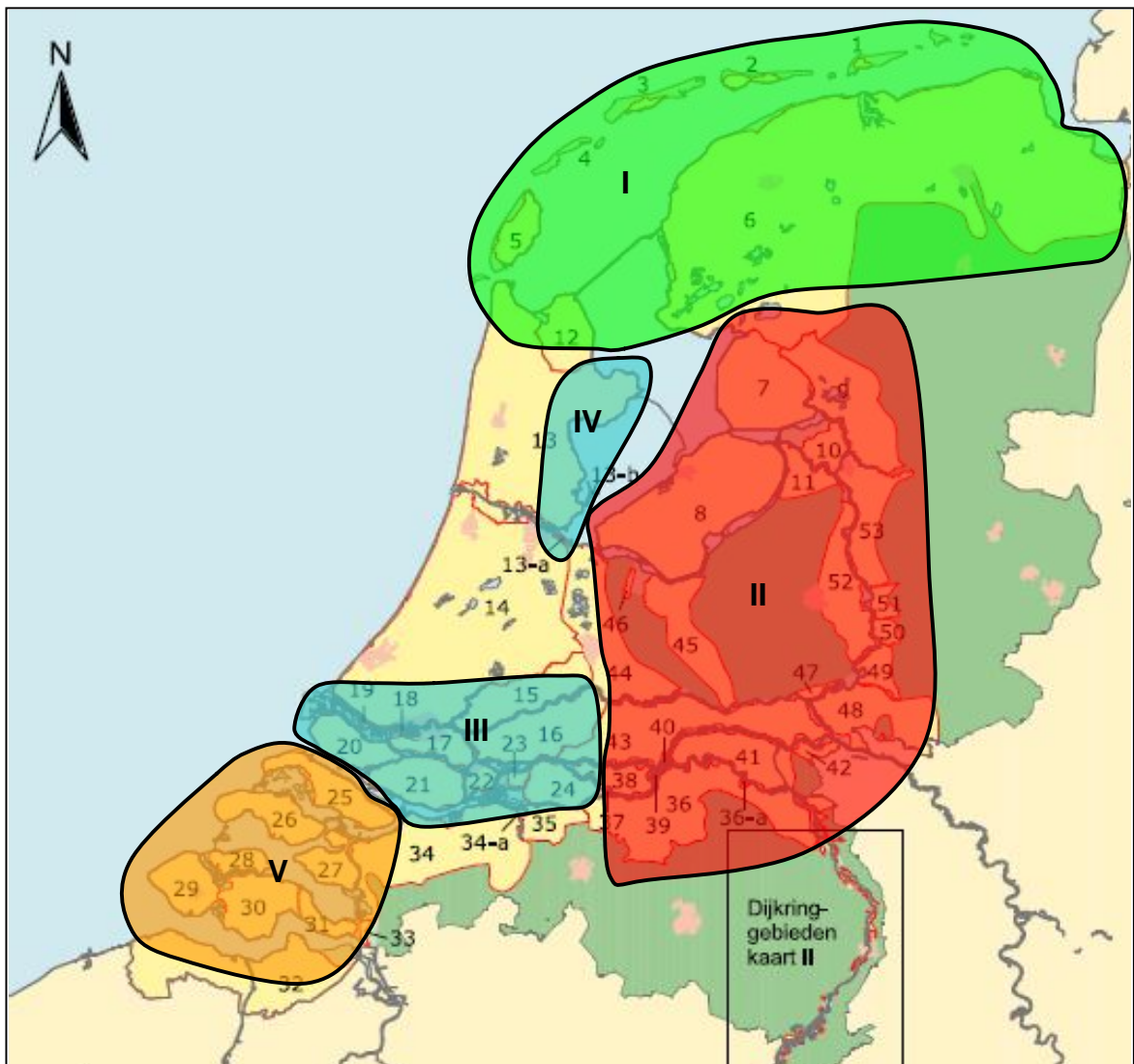
De monsterdiameter bij triaxiaalproeven speelt ook een rol bij de berekende evenwichtsfactoren. De monsterdiameter heeft invloed op de verwachtingswaarde en de standaardafwijking van de schuifsterkte. Dit aspect verdient ook nadere aandacht.

Lage spanningen

Wanneer verschillende waarden van de verwachtingswaarden van de schuifsterkte met elkaar worden vergeleken, kan worden geconcludeerd dat de ongedraineerde schuifsterkte vooral hoger is dan de gedraineerde schuifsterkte op basis van celproeven of op basis van parameters uit de tabel 1 van NEN 6740 in het bereik van de lage spanningen (tot 10 à 20 kN/m²). Wanneer met rekenwaarden van de schuifsterkte wordt gerekend zal dit effect voor een deel worden teniet gedaan door de relatief lage rekenwaarden van de ongedraineerde schuifsterkte. Dat de ongedraineerde schuifsterkte vooral bij lage spanningen hoger is dan de schuifsterkte uit celproeven en volgens NEN-parameters kan de verklaring zijn dat bij cases zoals Bergambacht en Hardinxveld – Giessendam op basis van verwachtingswaarden van de ongedraineerde schuifsterkte een hogere stabiliteitsfactor wordt berekend dan met de schuifsterkte op basis van celproeven. In deze beide cases spelen opdrijven en lage spanningen een rol.

Consequenties

Een overzicht van de vijf gebieden die in deze consequentieanalyse zijn onderscheiden is gegeven in Figuur 6.1. In de gebieden I (groen) en II (rood) wordt over het algemeen getoetst op basis van gedraineerde schuifsterkteparameters uit triaxiaalproeven. In gebied III wordt zowel met schuifsterkteparameters uit celproeven als uit triaxiaalproeven gewerkt. In de gebieden IV (blauw) en V (geel) wordt in de huidige praktijk hoofdzakelijk getoetst met sterkteparameters op basis van celproeven.



Figuur 6.1 Overzicht huidige toetspraktijk, kaart uit [HR2006]:

- a) gebied I (groen): Waddenzee/eilanden en noordelijke kust;
- b) gebied II (rood): oostelijk Nederland, bovenrivieren, IJssel;
- c) gebied III (blauw): benedenrivieren;
- d) gebied IV (blauw): Markermeer;
- e) gebied V (geel): zuidwestelijk Nederland, Deltagebied.

Voor de gebieden III, IV en V waar in de huidige praktijk getoetst wordt met sterkteparameters die gebaseerd zijn op celproeven (blauw en geel op de kaart in Figuur 6.1) geldt dat met betrekking tot verwachtingswaarden van de sterkteparameters een toetsing volgens de nieuwe toetsmethodiek over het algemeen soortgelijke of zelfs hogere stabiliteitsfactoren oplevert dan een toetsing volgens de vigerende toetsmethodiek. Met betrekking tot rekenwaarden van de sterkteparameters valt deze vergelijking doorgaans negatief uit. Dit verschil komt met name door de hogere variatiecoëfficiënten (en hogere standaardafwijkingen) die voor de ongedraineerde sterkteberekeningen van toepassing zijn. Hierdoor reduceert de stabiliteitsfactor gebruik makend van de karakteristieke sterkte voor ongedraineerde berekeningen gemiddeld met 30 tot 40% ten opzichte van berekeningen met verwachtingswaarden. Daarentegen wordt de stabiliteitsfactor gebruik makend van de karakteristieke sterkte uit celproeven gemiddeld slechts met 15 tot 20% gereduceerd. Het verschil tussen berekeningen met karakteristieke waarden en rekenwaarden levert voor beide toetsmethodieken gemiddeld een reductie van nog eens ongeveer 10% op, het onderscheid is gering.

Hieruit volgt dat, wanneer de onzekerheden bij de bepaling van de ongedraineerde sterkteparameters kunnen worden gereduceerd, de stabiliteitsfactoren resulterend uit de nieuwe toetsmethodiek beter zullen aansluiten aan de vigerende toetspraktijk. De onzekerheid ligt hierbij met name in de grensspanning (of POP waarde). Deze onzekerheid is ten eerste het gevolg van de feitelijke bepaling van de grensspanning uit samendrukkingsproeven. Een tweede oorzaak is de grote variabiliteit van de grensspanning die beïnvloedt wordt door verschillende factoren die onvoldoende bekend zijn en daardoor onvoldoende onderscheiden kunnen worden in de bepaling van een consistente waarde van de grensspanning.

Voor de gebieden I, II en IV waar op dit moment vooral getoetst wordt met gedraineerde sterkteparameters die gebaseerd zijn op (meertraps of enkeltraps) triaxiaalproeven (groen en rood op de kaart) geldt: dat een toetsing volgens de nieuwe toetsmethodiek doorgaans (veel) ongunstiger resultaten oplevert dan een toetsing volgens de vigerende toetsmethodiek. Dit geldt voor een toetsing met zowel verwachtingswaarden, karakteristieke waarden als ook rekenwaarden van de sterkteparameters.

Voor deze gebieden geldt dat er van uit moet worden gegaan dat met de nieuwe toetsmethodiek een substantieel aantal dijkvakken afgekeurd zullen worden. Wanneer daarvoor dijkverbeteringswerken worden uitgevoerd, moet worden verwacht dat de benodigde versterkingsmaatregel omvangrijker zal zijn wanneer wordt uitgegaan van de ongedraineerde schuifsterkte.

7 Referenties

[TRWG]

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

[Add TRWG]

Addendum bij het Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies. Ministerie van Verkeer en Waterstaat. Expertise Netwerk Waterkeringen (ENW). Den Haag, juli 2007.

[LOR2]

Leidraad voor het ontwerpen van rivierdijken: deel 2 – benedenriviereengebied. Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen (TAW). 's-Gravenhage, september 1989.

[HR2006]

Hydraulische Randvoorwaarden 2006 voor het toetsen van primaire waterkeringen. Ministerie van Verkeer en Waterstaat. September 2007.

[TRWD]

Technisch Rapport Waterspanningen bij dijken. Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen (TAW). September 2004.

[Van Duinen, 2010]

T.A. van Duinen. SBW Werkelijke sterkte van dijken – validatie WS15. Synthese resultaten stabiliteitsanalyses onderzoekslocaties. Deltares. Rapportnummer 1202121-003-GEO-0022. September 2010.

[Mayne, 2009]

Mayne, P.W., Coop, M.R., Springman, S., Huang, A-B., & Zornberg, J. "GeoMaterial Behavior and Testing." Proc. 17th International Conference Soil Mechanics & Geotechnical Engineering, Vol. 4 (ICSMGE, Alexandria, Egypt), Millpress/IOS Press Rotterdam: 2777-2872. October 2009.

[Calle, 2008]

Calle, E., Vrouwenvelder, T., Lindenberg, J., Hannink, G. & Bruijn, E. "Representatieve waarden voor grondparameters in de Geotechniek." Geotechniek 12(2), 24-29. April 2008.