

SBW project werkelijke sterkte

WS15b Hindcast IJkdijk macrostabiliteitsproef

Dr.ir. A.R. Koelewijn
Dr.ir. E.J. den Haan
Ing. B.J. van der Kolk

Titel

SBW project werkelijke sterkte

Opdrachtgever

Rijkswaterstaat

Waterdienst

Postbus

8200 AA LelystadDr,ir.

Project

1200177-002

17

Kenmerk

1200177-002-GEO-0001

Pagina's

58

Trefwoorden

Macrostabieleit, toetsen, dijken, bezwijksterkte, ongedraineerde schuifsterkte, IJkdijk

Samenvatting

Op 27 september 2008, om 16:02 uur, is de macrostabiliteitsdijk van de IJkdijk, in het Oost-Groningse Booneschans, bezweken. Deze 6 meter hoge en 100 meter lange dijk was in de weken daarvoor speciaal gebouwd om onder gecontroleerde omstandigheden te bezwijken. Naast het uittesten van nieuwe sensortechnieken voor de monitoring van waterkeringen is het doel van de IJkdijk om de kennis omtrent faalmechanismen van dijken te vergroten. Met deze proef is een (zeer) uitgebreid geïnstrumenteerde bezwijksituatie verkregen.

Dit rapport biedt zowel een analyse van het bezwijken van de macrostabiliteitsdijk als een eerste toepassing van de methodiek voor het toetsen van waterkeringen bij toepassing van de ongedraineerde schuifsterkte zoals ontwikkeld binnen het onderzoeksprogramma 'Sterkte & Belastingen Waterkeringen', project 'Werkelijke sterkte' van de Waterdienst van Rijkswaterstaat.

De analyse is zowel uitgevoerd met Plaxis als met MStab (modellen van Bishop en Van). Met Plaxis is in één keer (dus zonder 'gerommel' aan de parameters op basis van de uitkomst) een goede reproductie haalbaar van de vervormingen en waterover-spanningen tot aan de bezwijkfase, het bezwijken zelf wordt echter alleen gevonden door hydraulische grondbreuk aan te nemen, hetgeen expliciet gemodelleerd dient te worden. Met MStab wordt in één keer een veiligheidsfactor gevonden die iets kleiner is dan 1, hetgeen bezwijken impliceert.

De toepasbaarheid van de voorgestelde methode voor ongedraineerde schuifsterkte is vooralsnog echter beperkt, daar deze voor de Plaxis-berekeningen om verschillende redenen niet kon worden toegepast en de methodiek zoals deze gerapporteerd is ook voor toepassing van MStab op enige moeilijkheden stuitte. Dit laatste is echter op te lossen door een helder en praktisch rekenrecept te formuleren op basis van de reeds beschikbare rapportage.

Referenties

WD-4977/bio/hofman

Versie	Datum	Auteur	Paraaf	Review	Paraaf	Goedkeuring	Paraaf
1	2009-06-16	Dr.ir. A.R. Koelewijn		Dr.ir. M.A. Van		Ing. A.T. Aantjes	
2	2009-06-30	Dr.ir. A.R. Koelewijn		Dr.ir. M.A. Van		Ing. A.T. Aantjes	
3	2009-09-23	Dr.ir. A.R. Koelewijn		Dr.ir. M.A. Van		Ing. A.T. Aantjes	

Status

definitief

Inhoud

1 Managementsamenvatting	1
2 Inleiding	3
2.1 Projectbeschrijving	3
2.2 Opzet rapportage	3
2.3 Doelen analyserapport	3
2.4 Leeswijzer	4
3 Beschrijving macrostabiliteitsproef	5
3.1 Inleiding	5
3.2 Ondergrond	5
3.3 Ontwerp van de macrostabiliteitsproef	6
3.4 Bouw van de macrostabiliteitsdijk	9
3.5 Verloop van de proef	12
3.5.1 Fase 1: vullen bassin en ondiepe ontgraving	12
3.5.2 Fase 2: Verdere verbreding en ontgraving tot aan de diepe zandlaag	14
3.5.3 Fase 3: gedeeltelijk vullen van de zandkern	16
3.6 Achteraf uitgevoerde grondonderzoek	22
4 Analyse van bezwijken met de Eindige-Elementenmethode: Plaxis	25
4.1 Inleiding	25
4.2 Gehanteerde parameters	25
4.3 Geometrie en bouwfaserings	26
4.4 Hydraulische randvoorwaarden	29
4.5 Plaxis rekenfasen	30
4.6 Resultaten	31
4.7 Discussie en conclusies	37
5 Analyse van bezwijken met analytisch modellen in MStab	39
5.1 Inleiding	39
5.2 Gehanteerde parameters en geometrie	39
5.3 Resultaten	41
5.4 Discussie en conclusies	42
6 Discussie met betrekking tot de aangereikte methode	45
6.1 Inleiding	45
6.2 Afwijkingen van de IJkdijk-analyse t.o.v. een gebruikelijke toetsing	45
6.3 Suggesties t.a.v. de aangereikte methode	45
7 Conclusies	47
7.1 Conclusies t.a.v. het bezwijken van de macrostabiliteitsdijk	47
7.2 Conclusies ten aanzien van aangereikte methode voor ongedraineerd toetsen	47
7.3 Aanbeveling	47
8 Literatuur	51

1 Managementsamenvatting

Management samenvatting bij rapport 1200177-002-GEO-0001; SBW Aanscherping gedetailleerde toets macrostabiliteit van dijken; Hindcast IJkdijk macrostabiliteit.

Om een indruk te geven van de toegevoegde waarde van het voorliggende document zijn een aantal vragen geformuleerd. De antwoorden van deze vragen vormen de onderstaande managementsamenvatting.

Bijdrage resultaten van het gerapporteerde werk aan het hoofddoel

Het SBW-onderzoek Werkelijke sterkte van dijken heeft tot doel de macrostabiliteitstoets zoals die nu in de VTV is voorgeschreven te verbeteren. Hiertoe is het onderzoeksproject Werkelijke sterkte van dijken opgesplitst in drie delen. Het onderdeel “*Toetsen van macrostabiliteit aan grenstoestanden van sterkte en vervormingen*”, hierna aangeduid met TGSV, heeft tot doel een nieuwe toetsprocedure op te zetten. De huidige toetsprocedure is gebaseerd op de voorschriften voor het ontwerpen van dijken. In de nieuwe toetsprocedure zullen de verschillen tussen ontwerpen en toetsen verder worden benut. Dit levert voor het toetsen een scherpere toetsprocedure op. De voorliggende rapportage is een onderdeel van de validatie van de nieuwe toetsprocedure.

Plaats van de rapportage in het onderzoek

In de voorgaande fasen van dit onderzoeksproject is een ruwe versie van de nieuwe toetsprocedure opgesteld. Momenteel wordt door verschillende partijen een validatie van deze ruwe versie uitgevoerd op basis van enkele dijkvakken waar in het verleden bezwijken of sterk vervormen is opgetreden. De complete validatie bestaat uit veldonderzoek, laboratoriumonderzoek en het analyseren van het bezwijken of deformeren van de onderzoekslocaties. Vooruitlopend op de uitwerking van deze cases is een case naar voren getrokken. Dit betreft de analyse van de IJkdijk-macrostabiliteitsproef. Omdat voor het uitvoeren van de proef alle informatie die ook nodig is voor het toepassen van de nieuwe toetsprocedure reeds aanwezig was, kon de analyse van de IJkdijk-macrostabiliteitsproef eerder worden uitgevoerd dan de andere cases. Op deze wijze is een eerste indruk verkregen van de toepasbaarheid van de nieuwe methode en kan in de uitvoering van de analyses van de andere cases nog bijsturing plaats vinden. De voorliggende rapportage beschrijft zowel de analyse van de IJkdijk-macrostabiliteitsproef als een indruk van de bruikbaarheid van de nieuwe rekenmethode.

Wat waren de verwachtingen vooraf en komen die overeen met de resultaten

Conform de verwachting bleek de nieuwe methode goed toepasbaar, wel zijn een aantal verbeterpunten aangemerkt.

- Het opstellen van een eenduidig rekenrecept
- Bij het uitvoeren van een ongedraineerde berekening kan een inconsistentie ontstaan in de voorgestelde procedure
- Bij het toepassen van eindige elementen modellen moet meer aansluiting worden gezocht bij het onderzoeksspoor EEM, eveneens onderdeel SBW werkelijke sterkte
- Het uitvoeren van triaxiale extensieproeven op slappe klei en veen is vooralsnog niet goed mogelijk. Hierdoor zijn niet in alle gevallen alle benodigde parameters eenduidig te bepalen.

Wat draagt dit resultaat (of het onderzoek waar dit bij hoort) bij aan het terugdringen van het aantal dijkvakken waaraan de score “geen oordeel” is toegekend.

De nieuwe toetsprocedure zal worden toegepast als gedetailleerde en geavanceerde toetsing op macrostabiliteit. Recent is door Arcadis een inventarisatie uitgevoerd van de toetsresultaten uit de toetsronde 2001 – 2006. Uit deze inventarisatie volgde dat voor 27% van de getoetste waterkeringen er nog geen oordeel is voor het onderdeel Macrostabiliteit binnenwaarts. De totale lengte primaire waterkering die aan de toetsing onderworpen wordt is 3558 km. Dit houdt in dat voor 960 km, 27% van 3558 km, nog geen eindscore voor macrostabiliteit is toegekend. De nieuwe toetsprocedure zal een bijdrage leveren om aan deze dijkvakken een definitieve score toe te kennen.

Wat is de bijdrage aan een mogelijke versimpeling van de toetsing

De nieuwe toetsprocedure heeft tot doel de betrouwbaarheid van de toetsing op macrostabiliteit te verbeteren en een scherpere toetsing mogelijk te maken. Hierdoor zullen naar verwachting meer dijkvakken sneller een eindoordeel krijgen en minder dijken onterecht worden afgekeurd. Een versimpeling van de toetsprocedure is niet het primaire doel van dit project.

Wat is de bijdrage aan financieel voordeel

Uit oriënterende stabiliteitsberekeningen met de nieuwe toetsprocedure blijkt dat een circa 10% gunstiger beoordeling van macrostabiliteit binnenwaarts verwacht mag worden. Dit leidt voor bestaande dijken bij gelijkblijvende hydraulische randvoorwaarden tot een grotere (bekende) veiligheid. Bij stijgende hydraulische randvoorwaarden kan dijkverbetering enige tijd worden uitgesteld, waardoor rentewinst wordt geboekt.

Waar in het gerapporteerde werk zitten discussiepunten die van belang zijn bij voor het reviewteam

De rapportage geeft een eerste indruk van de uitwerking van de voorgestelde toetsprocedure. Volgen uit deze eerste indruk aanwijzingen dat op voorhand aanpassingen van de werkwijze nodig is?

2 Inleiding

2.1 Projectbeschrijving

Het project 'Werkelijke sterkte van dijken' wordt uitgevoerd in het kader van het onderzoeksprogramma 'Sterkte & Belastingen Waterkeringen' van de Waterdienst van Rijkswaterstaat. Daarbinnen is in de afgelopen jaren gewerkt aan 'het ontwikkelen van een grensverleggende toetsmethode voor opdrijfsituaties bij dijken', kortweg 'grensverleggend toetsen'. Hierbij is een methode ontwikkeld om dijken te kunnen toetsen uitgaande van de bezwijksterkte. De modellering gaat dan uit van toepassing van de ongedraineerde schuifsterkte. Dit is beschreven in [Van Duinen, 2008]. Voordat deze methode kan worden opgenomen als onderdeel van de Voorschriften Toetsen op Veiligheid wordt deze eerst gevalideerd aan de hand van een aantal cases. De eerste van deze cases betreft de macrostabiliteitsproef binnen het IJkdijk-project.

Het IJkdijk-project heeft tot doel inzicht te krijgen in hoeverre met moderne sensortechnologie de actuele standzekerheid van een waterkering tijdens maatgevende omstandigheden kan worden bewaakt. Met dit doel is op de testlocatie in het Oost-Groningse Booneschans, tussen Nieuweschans en Bellingwolde, nabij de Duitse grens, een grootschalige bezwijkproef gericht op het faalmechanisme 'macrostabiliteit' uitgevoerd. Hiertoe is vanaf begin augustus 2008 een dijklichaam gebouwd met een hoogte van 6 meter en een lengte van 100 meter. In dit dijklichaam is door een tiental bedrijven en consortia sensoren geplaatst, naast referentiemonitoring om deze nieuwe meetmethoden aan te kunnen ijken. Vervolgens is de dijk in een tijdsbestek van drie dagen, van donderdag 25 september tot en met zaterdag 27 september 2008, op gecontroleerde wijze tot bezwijken gebracht.

2.2 Opzet rapportage

Binnen het SBW-project 'Werkelijke sterkte' vormt dit rapport het eerste van de rapportages over de cases waarop de methode voor het rekenen met ongedraineerde schuifsterkte is toegepast.

Binnen het IJkdijk-project vormt dit rapport het laatste binnen een serie van zeven over de macrostabiliteitsproef. Deze serie omvat de volgende delen:

- deel 1 Geotechnisch uitgangspuntenrapport [Koelewijn e.a., 2008]
- deel 2 Veen- en sloottest [Zwanenburg e.a., 2008a]
- deel 3 Centrifugeproeven [van Beek e.a., 2008]
- deel 4 Ontwerprapport [Zwanenburg e.a., 2008b]
- deel 5 Bouw stabiliteitsdijk [Zwanenburg e.a., 2009]
- deel 6 Meetverslag [Koelewijn e.a., 2009]
- deel 7 Analyse

Deze rapportage is verschenen onder een tweetal rapportnummers: voor het SBW-project is dat 1200177-002-GEO-0001, voor het IJkdijk-project is dat 1001159-010-GEO-0001.

2.3 Doelen analyserapport

Dit analyserapport is geschreven met een tweetal doelstellingen.

De eerste doelstelling is een analyse van de macrostabiliteitsproef van de IJkdijk, om vast te stellen hoe de macrostabiliteitsdijk tot bezwijken is gebracht en dit ook rekenkundig te onderbouwen. Deze rapportage bevat nadrukkelijk géén analyse van de vele meetresultaten

die naast de referentiemonitoring van Deltares door een tiental bedrijven en consortia is verzameld met behulp van veelal nieuwe meettechnieken. Een dergelijke analyse moet nog plaatsvinden. Wat eveneens nog zou kunnen plaatsvinden is een meer diepgaande analyse, aangezien deze rapportage niet de pretentie heeft uitputtend te zijn. Ook verbeterde analysetechnieken en nieuwe inzichten in de toekomst kunnen later nog aanleiding zijn tot een hernieuwde analyse, zoals binnenkort binnen het SBW-project 'Werkelijke sterkte' ook een hernieuwde analyse plaatsvindt van de vervormingsproef op het proefvak nabij Bergambacht uit 2001.

De tweede doelstelling is een eerste toepassing van de toetsingsmethode uitgaande van de ongedraineerde schuifsterkte zoals beschreven in [Van Duinen e.a., 2008] op een concrete bezwijksituatie, om te toetsen hoe bruikbaar dit is voor de toetsingspraktijk, om deze methode vervolgens toe te passen op de andere cases zoals die in het kader van het SBW-project 'Werkelijke sterkte' zijn geïdentificeerd.

2.4 Leeswijzer

Dit rapport is als volgt opgebouwd:

Eerst wordt in hoofdstuk 2 een korte beschrijving van de macrostabiliteitsproef gegeven.

In hoofdstuk 3 is een analyse van het proefverloop gegeven met behulp van Plaxis. Het vervormingsgedrag in de loop van de proef is hiermee redelijk goed reproduceerbaar zonder parameterfits. Bezijken wordt hiermee echter niet verkregen, dat lukt alleen door verder detailleren van de modellering van een dun grenslaagje waarvan bij veldonderzoek achteraf is geconstateerd dat bezijken daarlangs heeft plaatsgevonden.

Vervolgens wordt in hoofdstuk 4 het bezijken van de macrostabiliteitsdijk geanalyseerd met een zogeheten analytisch model, te weten MStab. Hierbij zijn zowel de methode van Bishop [1955] als van Van [2001] gebruikt.

In hoofdstuk 5 wordt ingegaan op de bruikbaarheid van de in [Van Duinen, 2008] aangereikte methode betreffende ongedraineerde schuifsterkte.

De conclusies worden in hoofdstuk 6 gepresenteerd.

3 Beschrijving macrostabiliteitsproef

3.1 Inleiding

Eerst wordt een beknopte beschrijving van de macrostabiliteitsproef gegeven, om zo een kader te bieden voor de hierna volgende hoofdstukken over de analyse van de proef. Dit hoofdstuk is een samenvatting van de veel uitgebreidere eerdere rapportages over de macrostabiliteitsproef binnen de IJkdijk.

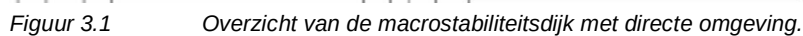
3.2 Ondergrond

De bodem op de proeflocatie is als volgt opgebouwd:

- vanaf het maaiveld eerst een laag klei, met een dikte van ruim een halve meter, plaatselijk wat dunner;
- vervolgens een laag veen met een sterk variabele dikte; van één meter tot ruim twee meter;
- in een deel van het terrein daaronder een dun zandlaagje (tot 0,1 m dikte) met daaronder een ongeveer even dunne Allerød-afzetting;
- vervolgens de Pleistocene zandlaag, met plaatselijk een enkele leemlens, tot een diepte van zeker 20 meter onder maaiveld en waarschijnlijk (op basis van de geologische kennis van het gebied) nog veel dieper.

Het slappe-lagenpakket heeft een dikte van 1,5 tot 3,0 meter op de locatie van de macrostabiliteitsdijk. Deze variatie heeft een aanzienlijke invloed op de weerstand tegen macroinstabiliteit van de dijk. Het geotechnische uitgangspuntenrapport [Koelewijn e.a., 2008] biedt een uitgebreide beschrijving van de bodemeigenschappen. Hierbij zij aangetekend dat de Allerød-laag, die achteraf erg belangrijk bleek te zijn, niet vooraf opgemerkt is bij de oorspronkelijke interpretatie van de boringen en sonderingen, hoewel deze in tenminste één boring wel aanwezig moet zijn geweest. Nadere informatie hierover is te vinden in bijlage G van [Koelewijn e.a., 2009].

Voorafgaand aan de macrostabiliteitsproef is in januari 2008 een kleinere proef met containers uitgevoerd op een locatie circa honderd meter afstand van de beoogde proeflocatie om de bulkeigenschappen van het veen nauwkeuriger te bepalen ten behoeve van het ontwerp van de macrostabiliteitsproef. De locatie van deze proef is rechtsonder in Figuur 3.1. De proef is beschreven in [Zwanenburg e.a., 2008a].



Het dijklichaam is opgebouwd uit een zandkern met een afdekkende kleilaag daaroverheen. Het talud is aan de binnenzijde (de gewenste bezwijkzijde) zeer steil gekozen, namelijk 1:1,5. Aan de buitenzijde is gekozen voor een taludhelling van 1:2,5. Tijdens de proef moest de zandkern kunnen worden gevuld met water. Dit was een van de belangrijkste beschikbare

sturingsmechanismen tijdens de proef. Het doel van het vullen van de zandkern met water is tweeledig. Enerzijds heeft het als gevolg het verhogen van het gewicht van het dijklichaam en daarmee het verhogen van het aandrijvend moment in de stabiliteitsbeschouwing. Anderzijds heeft het vullen van de zandkern tot gevolg dat in de zandkern de korrelspanning iets wordt verlaagd en daarmee de sterkte van de zandkern iets afneemt. Drie potentiële risico's werden vooraf onderkend: 1) verweken van de zandkern, waardoor het dijklichaam zou kunnen uitvloeien, 2) het afdrukken van de kleilaag door de verhoogde waterstand in het dijklichaam. 3) lekkage door de kleilaag heen, wat zou kunnen gebeuren bij onvoldoende verdichting van deze kleilaag tijdens de bouw. Bij meevoering van zand uit de kern zou de proef gestaakt moeten worden, zodat adequate verdichting van de kleibekleding van groot belang was. In het ontwerp en in het monitoringsplan werd rekening gehouden met deze risico's.

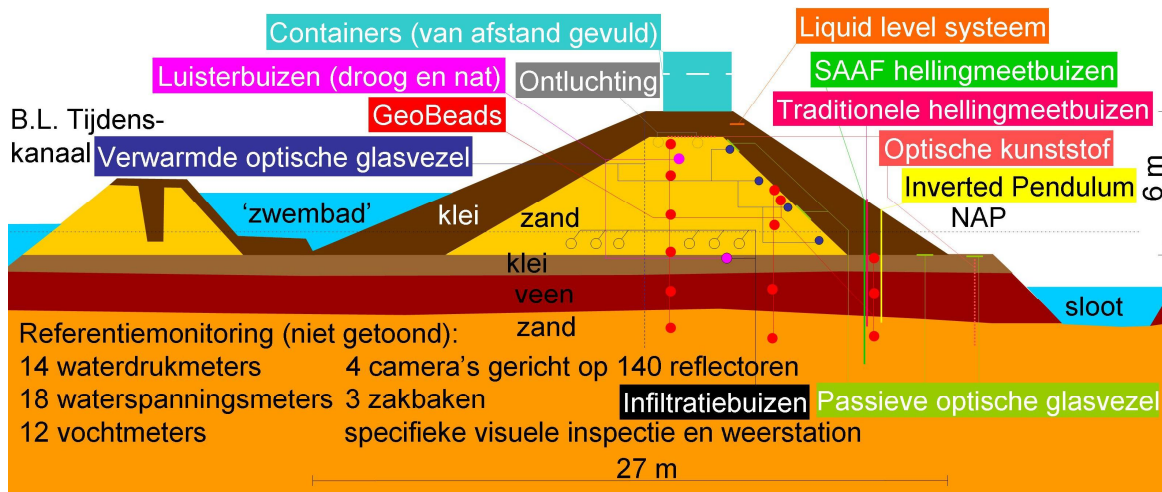
De dijk heeft een lengte van 100 meter, met daar voorbij, aan de kopse uiteinden, een afdekking die geheel in klei is uitgevoerd met aan de buitenzijden (in lengterichting gezien) een talud van 1:2.

Voor de stabiliteitsdijk werd de minimaal benodigde relatieve dichtheid van de zandkern van het dijklichaam bepaald waarbij verwacht mocht worden dat verweking ten gevolge waarvan instabiliteit van het dijklichaam ontstaat niet zou kunnen optreden. De zandkern werd met voldoende dichtheid conform deze berekeningen aangelegd.

De zandkern diende volgens het ontwerp te worden afgedekt met een kleilaag. Deze kleilaag diende voldoende waterdicht en voldoende stabiel te zijn om het afdrukken van de kleilaag te voorkomen. Het ontwerp van de dikte van de kleilaag werd in twee stappen uitgevoerd. Als eerste is met behulp van een analytische rekenmethode, ontwikkeld onder auspiciën van de TAW, de dikte van de kleilaag vastgesteld. Deze dikte is gevarieerd over de hoogte; onderaan de dijk is de bekleding dikker dan bovenaan, omdat de waterdrukken onderaan groter zijn. Vervolgens werd het ontwerp gecontroleerd met behulp van eindige-elementenberekeningen (Plaxis). Met behulp van de eindige-elementenberekeningen werd tevens een gevoeligheidsanalyse uitgevoerd.

Uit een voorstudie was gebleken dat het te bezwijken talud een helling van 1:1,5 of steiler diende te hebben om de proef een grote kans van slagen te geven. Uit deze voorstudie bleek tevens dat de kruinhoogte van de zandkern mv + 5,0 m diende te zijn. Om de waterdruk te kunnen weerstaan is een dikke kleilaag nodig. Om deze dikte te kunnen realiseren is er voor gekozen de dikte van de kleilaag te laten verlopen over de hoogte. Dus aan de bovenzijde is de dikte kleiner dan aan de onderzijde. Dit betekent dat de helling van de zandkern steiler is dan de helling van het buitentalud.

Een dwarsdoorsnede van het definitieve ontwerp van de stabiliteitsdijk, inclusief de door de participerende sensorbedrijven aangebrachte instrumentatie, is getoond in Figuur 3.2.



Figuur 3.2 Dwarsdoorsnede definitieve ontwerp macrostabiliteitsdijk inclusief instrumentatie.

Behalve de meetsystemen van de deelnemende bedrijven is door Deltares een aantal systemen voor referentiemonitoring geïnstalleerd. Deze diende primair ter vergroting van de kennis omtrent het gedrag van waterkeringen met betrekking tot het betreffende faalmechanisme en ter begeleiding/aansturing van de proef zelf. Daarnaast was het een referentie voor de ijking van instrumenten van de deelnemers en tot slot konden er eventuele ongewenste ontwikkelingen (andere faalmechanismen dan macro-instabiliteit) worden gemonitord.

De referentiemonitoring werd opgezet conform de in Delft Cluster ontwikkelde HerMes monitoringsfilosofie [Koelewijn, 2001]. De referentiemonitoring was afgestemd op de volgende onderdelen:

- bewakingsmonitoring: om het optreden van ongewenste mechanismen tijdig te detecteren (inclusief dreigend falen van de kanaaldijk);
- signaleringsmonitoring: om de omstandigheden waaronder de proef wordt uitgevoerd goed te kennen en deze aan te kunnen sturen;
- mechanismemonitoring: om het gewenste mechanisme (in dit geval macro-instabiliteit) adequaat te kunnen meten.

Hiertoe bestond de referentiemonitoring uit:

- 14 peilbuizen;
- 18 waterspanningsmeters;
- 12 vochtmeters;
- 140 oppervlakte-vervormingsmeetpunten;
- 3 zakbaken;
- 3 hellingmeetbuizen;
- 14 aandachtsgebieden voor visuele inspecties;
- 4 camera's.

Voor het vullen van de zandkern is een systeem ontworpen bestaande uit een werkvloer van zand (1,0m dik) op het maaiveld, waarop drains (om een gelijkmatige drukverdeling mogelijk te maken) werden geplaatst op een volkomen vlakke ondergrond. De drains werden in de lengterichting van de dijk aangebracht aan elke langsijde (ca. 3m uit de afdeklaag). Een zevende drain is als zogenaamde 'natte Luisterbuis' geplaatst in een zandkoffer in het oorspronkelijke maaiveld, aansluitend op de zandkern van de dijk en recht onder de binnenkruinlijn. Om te voorkomen dat de lucht niet uit de poriën zou kunnen ontsnappen

tijdens het vullen van de zandkern zijn bovendien twee ontluchtingsbuizen bovenin de dijk aangebracht. Net als de infiltratiebuizen zijn dit standaard geribbelde, geperforeerde buizen met kokosomhulling, met een interne diameter van 160 millimeter, zoals deze ook in de landbouw worden toegepast. De positie van het vulsysteem is aangegeven in Figuur 3.2.

Tijdens de proef moest de ruimte tussen de kanaaldijk en proefdijk kunnen worden gevuld met water. Dit was nodig om ondiepe glijvlakken aan de buitenzijde van de proefdijk te voorkomen. Daarbij geeft water aan de buitenzijde de proef een realistischer aanblik van een hoogwatersituatie. Hiervoor waren twee compartimenteringsdijken nodig. Deze dijken verbonden de proefdijk met de kanaaldijk en vormden daarmee de begrenzing van het gebied dat onder water werd gezet.

Het ontwerp van de proefdijk is in detail beschreven in [Zwanenburg e.a., 2008b].

3.4 Bouw van de macrostabiliteitsdijk

Op basis van het hiervoor beschreven ontwerp is een bestek opgesteld. In mei 2008 werd een aanbestedingstraject ingezet, waarop werd ingeschreven door een drietal aannemers. Uiteindelijk werd de opdracht gegund aan de goedkoopste aanbieder. In het aanbestedingstraject is steeds benadrukt dat het hier eerder ging om de bouw van een gecompliceerde proefopstelling dan om het aanleggen van een “simpele dijk”. Het was namelijk de bedoeling om tijdens de bouw, gaandeweg alle meetsystemen en de bijbehorende bekabeling in de dijk op te nemen, omdat aan inbrengen achteraf – voor zover mogelijk – teveel risico’s kleefden zoals het beschadigen van reeds aangebrachte instrumenten.

Voor het inbouwen werd een gedetailleerd draaiboek opgesteld, waarin precies de volgorde van, en de manier waarop de systemen moesten worden ingebouwd, stond beschreven. Begin augustus werd gestart met de bouw van de dijk. Figuur 3.3 toont de voortgang na een kleine twee weken. De zes infiltratiebuizen zijn hierop duidelijk zichtbaar, evenals de drie dwarsraaien met de meeste instrumenten.



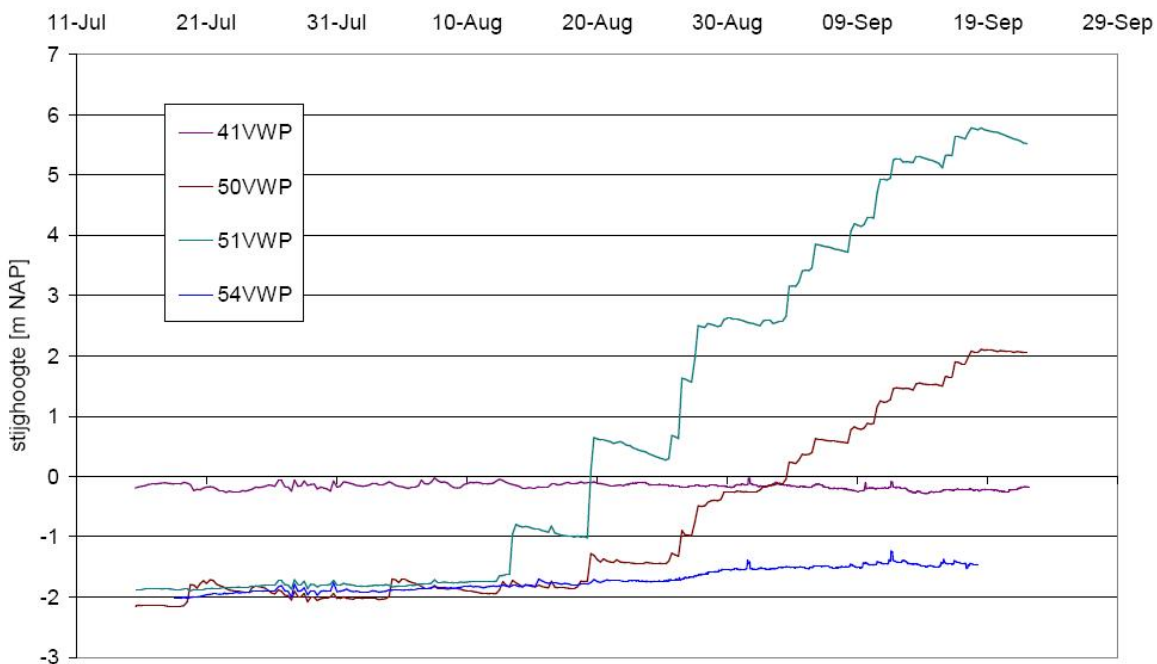
Figuur 3.3 Macrostabiliteitsdijk in aanbouw (18 augustus 2008 – alle foto's van Deltares tenzij anders vermeld).

Aangezien de voortgang van de bouw sterk afhankelijk was van de weersomstandigheden moesten de deelnemende sensorbedrijven in bepaalde perioden op afgroep beschikbaar zijn om te assisteren bij de inbouw van hun meetsystemen. Half september was de dijk af en werden alle meetsystemen aangesloten op de data-infrastructuur en uitgetest, zie ook Figuur 3.4. Parallel hieraan is op de kruin van de dijk ook een rij van twee containers op elkaar geplaatst om zo nodig de stabiliteitsdijk extra te kunnen belasten door ze te vullen met water. Ook werd de kanaaldijk bekleed met vijverfolie om het doorweken van de kanaaldijk met water uit het bassin binnen de compartimenteringsdijken te voorkomen.



Figuur 3.4 Aansluiten van de instrumenten enkele dagen voor aanvang van de proef (buitentalud proefdijk).

Anders dan op basis van de uitkomsten van de kleinere containerproef in januari 2008 kon worden verwacht, liepen de wateroverspanningen in met name de veenlaag aanzienlijk op tijdens de aanleg van de dijk. Figuur 3.5 toont de waterspanningen in de ondergrond onder het midden van de dijk tijdens de aanleg. Met name onderin de veenlaag lopen de wateroverspanningen flink op, zelfs tot boven het niveau van de kruin van de dijk. Dit heeft grote consequenties voor de stabiliteit van het dijklichaam. Vandaar dat tegen het einde van de bouwperiode besloten is om de opgelopen vertraging van drie dagen *niet* te laten inlopen door de aannemer, omdat ook op basis van de stabiliteitsberekeningen die in het kader van de uitvoeringsbegeleiding werden gemaakt gevreesd werd dat dit mogelijk tot vroegtijdig bezwijken van de proefdijk zou kunnen leiden.



Figuur 3.5 Waterspanningen in de middenraai tijdens de bouw (41=zandlaag, 50=kleilaag, 51=bovenin veenlaag, 54=onderin veenlaag)

Uitgebreide informatie over de bouw van de proefdijk is te vinden in [Zwanenburg e.a., 2009].

3.5 Verloop van de proef

Vooraf was een zestal proeffasen voorzien, met een maximale duur van zeven etmalen. Deze fasen waren:

- 1 vullen van het bassin en ontgraving van een 1m diepe, 5m brede greppel;
- 2 verdere verbreding en ontgraving van de greppel tot aan de bovenzijde van de diepe zandlaag (op variabele diepte);
- 3 vullen van de zandkern van de proefdijk met water tot aan 2/3 van de hoogte van deze zandkern;
- 4 leegmalen van de greppel;
- 5 vullen van de containers op de kruin van de proefdijk met water;
- 6 volledig vullen van de zandkern van de proefdijk met water.

Bij iedere fase zou er enige tijd worden gewacht alvorens met de volgende fase verder te gaan.

De proef is in grote lijnen uitgevoerd zoals gepland, met dien verstande dat bezwijken optrad in de derde fase, zodat de daaropvolgende fasen niet zijn uitgevoerd.

3.5.1 Fase 1: vullen bassin en ondiepe ontgraving

Op donderdag 25 september 2008 werd gestart met de uitvoering van de proef. Vanaf 's ochtends 6:30 uur zijn de controles op het data-acquisitie systeem uitgevoerd. Om 9:41 uur werd begonnen met het vullen van het bassin aan de buitenzijde van de proefdijk.

Op het binnentalud van de kanaaldijk en compartimenteringsdijken was een folie aangebracht, zoals te zien is in Figuur 3.4. Deze folie had tot doel verhoging van de waterspanningen in de kanaaldijk te voorkomen. Hiermee werd de kans dat de kanaaldijk zou

afschuiven verkleind. Al tijdens het vullen van de ruimte tussen de compartimenteringsdijken met water werd al een toename in waterspanning in het dijklichaam gemeten.

De toename van waterspanning in de kanaaldijk ondanks de aanwezigheid van de folie kan worden verklaard door het ontbreken van lassen tussen de individuele stroken. De naden tussen de foliestroken bleven openstaan waardoor ondanks de overlap water de kanaaldijk kon vullen. Tijdens het vullen van de ruimte tussen de compartimenteringsdijken dreef het folie lokaal op als gevolg van lucht die onder de folie aanwezig was. Nadat is geconstateerd dat de waterspanningen in de kanaaldijk opliepen en dat daarmee de afdichtende werking van de folie minimaal was, is besloten de oprijvende delen van de folie lek te prikken. Hierdoor kon de lucht ontsnappen en zonk de folie weer op de bodem. Zo werd voorkomen dat de folie door het opdrijven van het dijklichaam zou worden afgetrokken.

Aan de binnenzijde werd om 10:50 uur gestart met de ontgraving, zie Figuur 3.6. De ontgraving werd op 1,5 à 2 m uit de teen van het dijklichaam uitgevoerd. De ontgraving werd tot een diepte van ca. 1m over de volle dijk lengte uitgevoerd. De breedte van de ontgraving was ca. 4m.



Figuur 3.6 Ondiepe ontgraving.

De ontgraving is, toen deze bijna gereed was, onderbroken rond 15:30 uur vanwege problemen met de compartimenteringsdijken, die hierna worden beschreven. Rond 17:30 uur waren deze opgelost en rond 18:00 uur was de ontgraving van fase 1 gereed. In de loop van de dag ontstonden er problemen met verweking van het binnentalud van de compartimenteringsdijken. De compartimenteringsdijken waren aan de binnenzijde afgewerkt met een 1m dikke kleilaag. Daarnaast was over een deel van de compartimenteringsdijken folie gelegd.

Dit was echter niet voldoende om te voorkomen dat water vanuit het bassin door de noordelijke compartimenteringsdijk stroomde. Ook kwam er water op een lager niveau uit de ondergrond opwellen. De eerste problemen werden aangetroffen rond 11:24 uur. In de loop van de proef was aan de noordzijde niet helemaal duidelijk welk deel van het water uit of onder de compartimenteringsdijk door stroomde en welk deel via de kanaaldijk ter plaatse uitstroomde.

Het uitstromende water had ook enige erosie tot gevolg. Om verdere problemen te voorkomen is hier overigens in de loop van vrijdag, de tweede dag van de proef, een zandlaag onder een flauw talud aangebracht. Door het flauwe talud werd het zandtransport beperkt. Indien nodig kon in een later stadium dit zand weer worden aangevuld als er te veel zandtransport was opgetreden. Op deze wijze werd voorkomen dat onderliggend materiaal zou wegeroderen. Een extra aanvulling is later niet meer nodig geweest. Enige tijd na het aanbrengen verweekte de zandlaag door het opwellende water en was deze niet meer beloopbaar.

Bij de zuidelijke compartimenteringsdijk werden vanaf 13:00 uur problemen met uitstromend water geconstateerd. De problemen waren aan de zuidzijde ernstiger dan aan de noordzijde. Na afronding van de bouw van de proefdijk was nog klei over. Deze klei is aan de zuidzijde tegen de compartimenteringsdijk aangebracht. Er was voldoende klei aanwezig om voldoende tegenwicht te creëren om afdrukken van de aangebrachte klei te voorkomen. Ook was de klei voldoende ondoorlatend om verdere problemen te voorkomen.

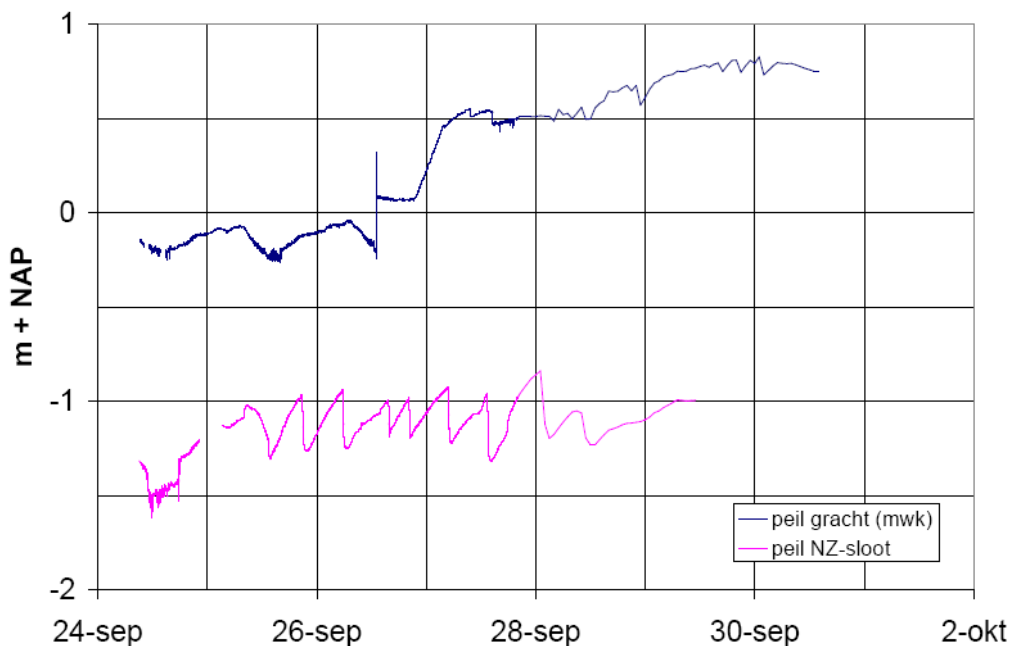
3.5.2 Fase 2: Verdere verbreding en ontgraving tot aan de diepe zandlaag

De tweede dag begon met dichte mist. Omdat bij het verder uitdiepen van de ontgraving een reële kans op bezwijken zou ontstaan is er gewacht tot de mist optrok. Het criterium voor de start van de nieuwe proeffase was dat de proefdijk vanuit de controleruimte zichtbaar moest zijn, dit impliceerde een zicht van ongeveer 150 meter. Om ca 11:00 uur was dit het geval. Er is toen begonnen aan het verder uitdiepen en verbreden van de ontgraving. Er is met twee hydraulische kranen vanuit het midden van de proefdijk naar de beide uiteinden toegewerkt. Op een gegeven moment is een waterspanningsmeter in de greppel geplaatst om de waterstand hierin bij te kunnen houden, zie Figuur 3.7. Deze meting is terug te vinden in Figuur 3.8, vanaf de uitschieter in de loop van 26 september, uitgedrukt in meters waterkolom. In de laatste figuur is verder de waterstand ten opzichte van NAP weergegeven van de afwateringssloot in het midden van het gebied, met een Noord-Zuid-oriëntatie, zie ook Figuur 3.1.

Vooraf werd verwacht dat er een dusdanige toestroom van water uit de zandlaag zou zijn dat de gegraven greppel zich in korte tijd zou vullen. Dit is dus niet gebeurd. De toename van de waterstand bedroeg ongeveer een halve meter in ruim een etmaal, hetgeen aanzienlijk lager is dan op basis van de vooraf gemeten stijghoogte in de zandlaag mocht worden verwacht. Dit kan ten dele worden verklaard door de aanwezigheid van de eerder genoemde Allerød-laag, die vooraf niet is opgemerkt.



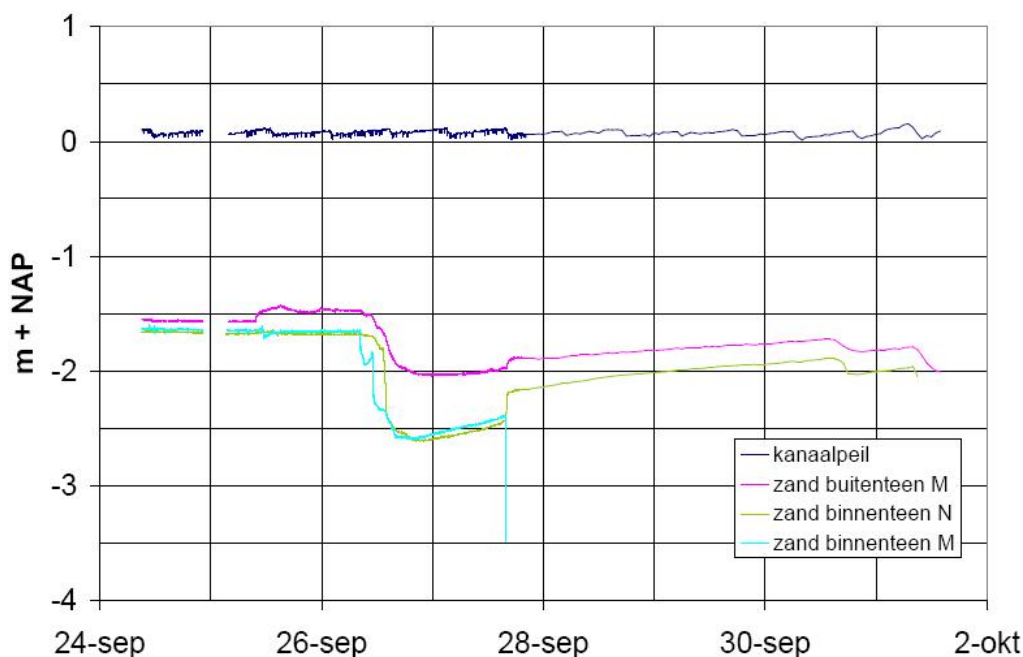
Figuur 3.7 Ontgraving tot op de diepe zandlaag – plaatsing van waterspanningsmeter.



Figuur 3.8 Peilmetingen in de ontgraving ('gracht') vanaf de piek in de loop van 26 september (in meters waterkolom) en in de afwateringssloot (t.o.v. NAP).

Na afloop van de proef is de bodembreedte van de ontgraving opgemeten. Deze was ca. 6m. Aan de zuidzijde was de sloot iets smaller, aflopend naar een breedte van 5m. De diepte van de ontgraving varieerde van NAP -2.16m tot NAP -4.03 m met een gemiddelde diepte van

NAP -3.18 m. Het talud van de ontgraving was aan de zijde van de proefdijk steil opgezet, ca. 1:1. Aan de andere zijde was de helling ca. 1:2. De invloed van de diepere ontgraving op de stijghoogte in de zandlaag is terug te vinden in de waterspanningsmetingen in deze zandlaag ter plaatse van de binnenteen van de proefdijk (nabij de ontgraving), zie Figuur 3.9. Hierin is het kanaalpeil weergegeven, de stijghoogte in het zand nabij de buitenteen van de proefdijk in de middelste meetraai (aangeduid met een 'M' in deze en volgende grafieken), de stijghoogte in het zand nabij de binnenteen in de noordelijke meetraai (aangeduid met een 'N' in deze en volgende grafieken) en de stijghoogte in het zand nabij de binnenteen in de middelste meetraai. Hoewel de hoeveelheid water die de ontgraving instroomt beperkt is, leidt dit toch tot een duidelijke daling van de stijghoogte in deze zandlaag.



Figuur 3.9 Stijghoogte in de zandlaag onder het dijklichaam, onder de binnenteen van de proefdijk, en waterstand in het kanaal.

3.5.3 Fase 3: gedeeltelijk vullen van de zandkern

De derde proefdag, zaterdag 27 september, begon ook met dichte mist en ook op deze dag is er gewacht met de start van de volgende fase totdat de proefdijk vanuit de controleruimte zichtbaar was. Het vullen van de zandkern is gestart om 12:07 uur.

Het vullen van de zandkern is gestart vanuit de onderste Luisterbuis. De onderste Luisterbuis is onder het oorspronkelijke maaiveld gelegd. Het vulsysteem lag in de zandkern op enige decimeters van het oorspronkelijke maaiveld. Nadat het waterniveau in de zandkern hoger kwam dan het niveau van het vulsysteem is via het vulsysteem geïnfilteerd. Het infiltreren via het vulsysteem startte om 14:25 uur. De aangebrachte druk was 7 mwk (meter waterkolom), met een bijbehorend debiet van 110 m³/uur. Om 14:45 uur is het vullen via de Luisterbuis gestopt.

De drukhoogte in de peilbuizen liep snel op. Om 15:00 uur is ook het infiltreren via de zes drainagebuizen van het vulsysteem gestopt, waarna een nivellering van de stijghoogte in de peilbuizen volgde. Om 15:41 uur is het infiltreren via de zes drainagebuizen van het vulsysteem hervat met een debiet van 110 m³/uur onder een druk van 5 mwk, tot aan 15:58

uur, toen zijn de pompen opnieuw stopgezet vanwege de grote onderlinge verschillen tussen de peilbuizen in de zandkern.

Om 16:02 uur trad de afschuiving op, zie Figuur 3.10. Een paar uur na afloop van de afschuiving zag de dijk er uit zoals weergegeven in Figuur 3.11.



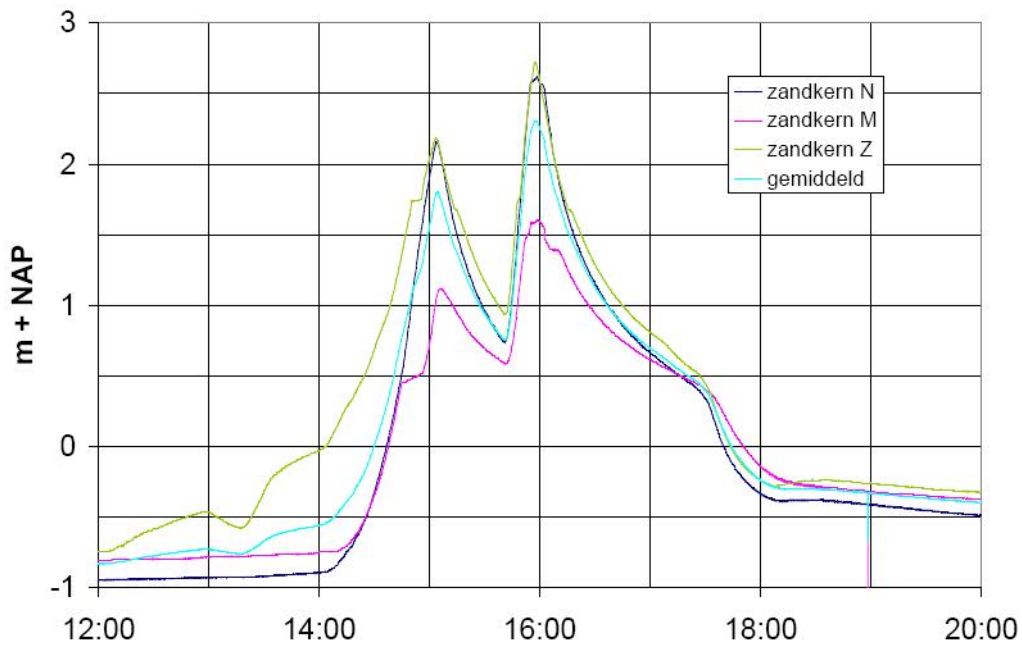
Figuur 3.10 Bezwijken van de macrostabiliteitsdijk op zaterdag 27 september 2008 om 16:02 uur (foto: Rob Meijer, TNO-ICT).



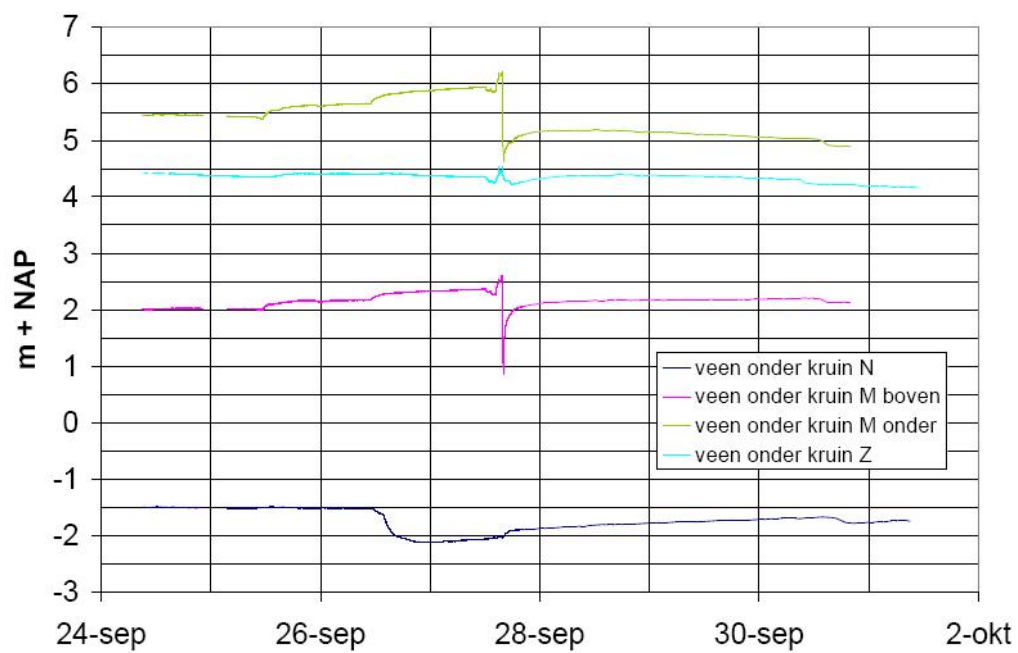
Figuur 3.11 De macrostabiliteitsdijk twee uur na bezwijken.

Visueel waarneembare verplaatsingen waren er pas 1 à 2 minuten voordat de afschuiving optrad. Het tijdstip van 16:02 uur is gekozen als het tijdstip waarop de afschuiving optrad. Vanaf 16:02:00 traden in een tijdsbestek van 40 à 50 seconden verreweg de meeste verplaatsingen op. Deze keuze is tevens gebaseerd op de waterspanningsmeters die in of rond het glijvlak zijn geplaatst. Op dit tijdstip vertonen deze waterspanningsmeters een scherpe sprong, waarna ze uitvallen.

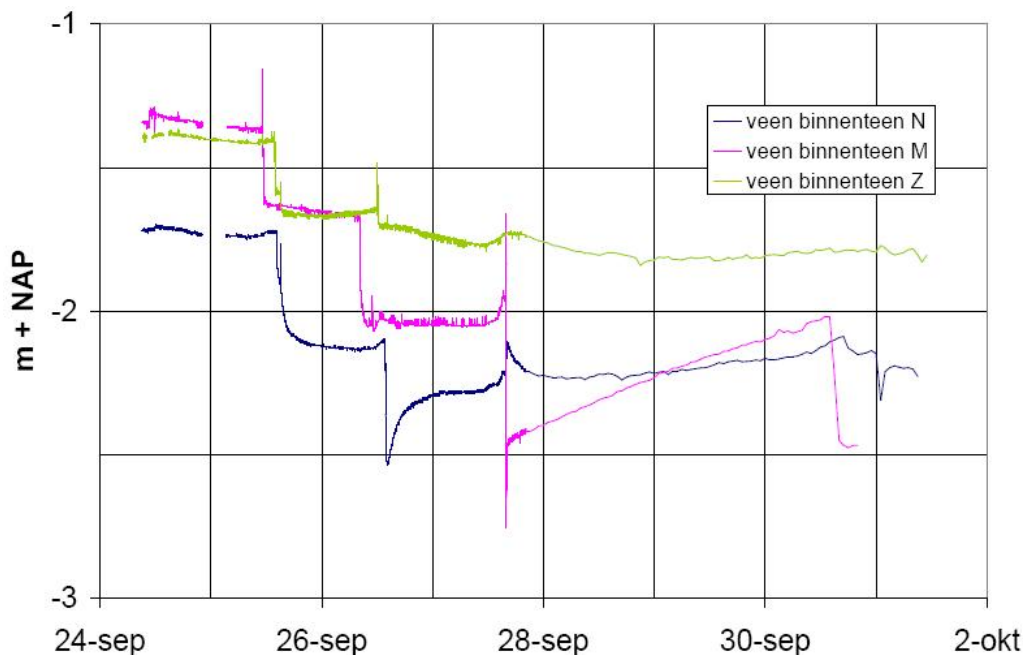
De waterdrukken in de zandkern gedurende de middag waarin het bezwijken optrad zijn weergegeven in Figuur 3.12. In de legenda worden met 'N', 'M' en 'Z' respectievelijk de noordelijke, de middelste en de zuidelijke meetraai bedoeld, net als in de volgende grafieken. De waterspanningen in de veenlaag onder de kruin van de dijk (zie ook Figuur 3.5) en de waterspanningen in de veenlaag nabij de teen van de dijk zijn weergegeven in Figuur 3.13 respectievelijk Figuur 3.14. In beide figuren is een duidelijke sprong zichtbaar op het moment van bezwijken.



Figuur 3.12 Gemeten waterdrukken in de noordelijke, middelste en zuidelijke meetraai en gemiddelde in de zandkern van de macrostabiliteitsdijk op 27 september 2008.



Figuur 3.13 Waterspanningen in de noordelijke, middelste en zuidelijke meetraai in de veenlaag onder de kruin van de proefdijk.

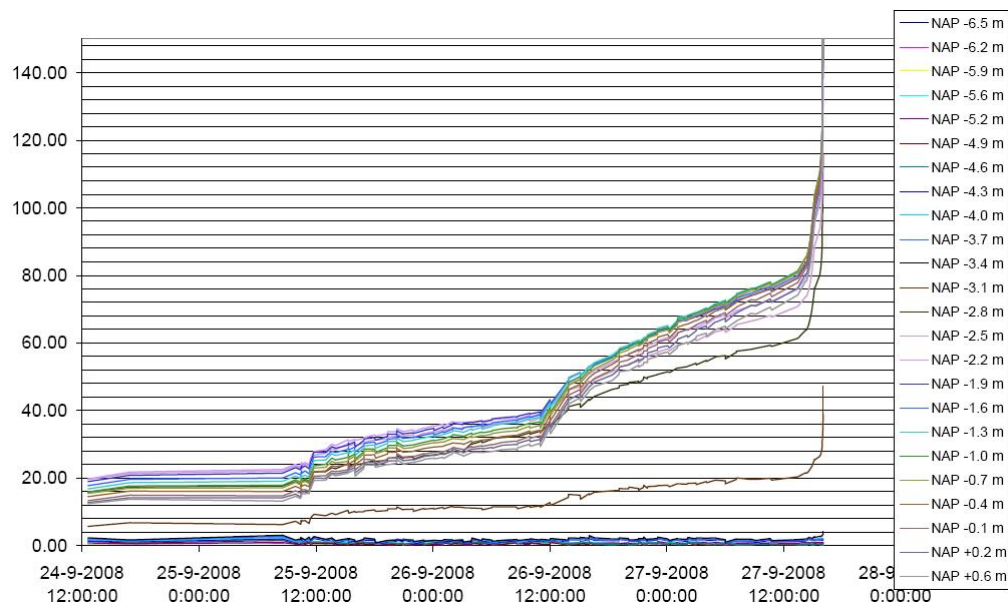


Figuur 3.14 Waterspanningen in de noordelijke, middelste en zuidelijke meetraai in de veenlaag nabij de binnenteen van de proefdijk.

De toestroming van water uit de veenlaag, dus uit het sloottalud, was zeer gering.

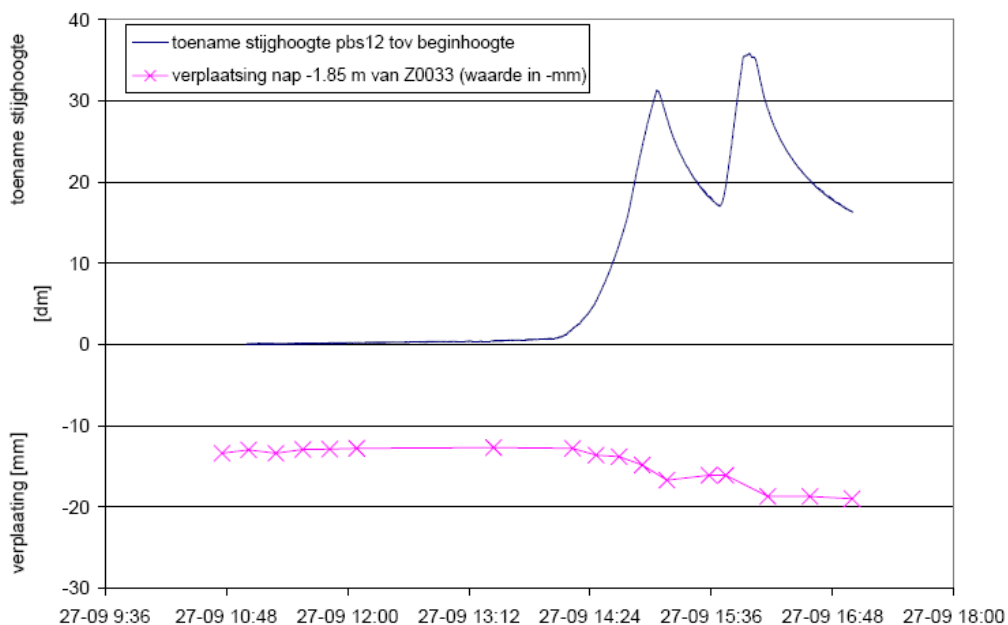
De metingen van de horizontale verplaatsingen met behulp van automatische hellingmeetbuizen in het binnentalud, op circa 1/3 van de hoogte, tonen telkens een versnelling van de vervormingen bij iedere nieuwe fase van de proef. Ook dient bedacht te worden dat de pas aangelegde proefdijk nog aan het zetten was; er waren immers nog forse wateroverspanningen te dissiperen, zie Figuur 3.5.

Figuur 3.15 toont het verloop van de horizontale verplaatsingen op verschillende diepten in de ondergrond ter hoogte van de middenraai. In de zandlaag zijn nauwelijks horizontale verplaatsingen waargenomen. Dit zijn de horizontale lijnen aan de onderzijde van de grafiek. In de veenlaag zijn grotere vervormingen opgetreden. Bij de start van de laatste fase, het vullen van de zandkern, treedt een forse versnelling op van de horizontale verplaatsingen, maar ook dringt zich de vraag op of de dijk zonder deze nieuwe fase ook al tot bezwijken zou zijn gekomen. Op deze vraag wordt in het volgende hoofdstuk nader ingegaan.

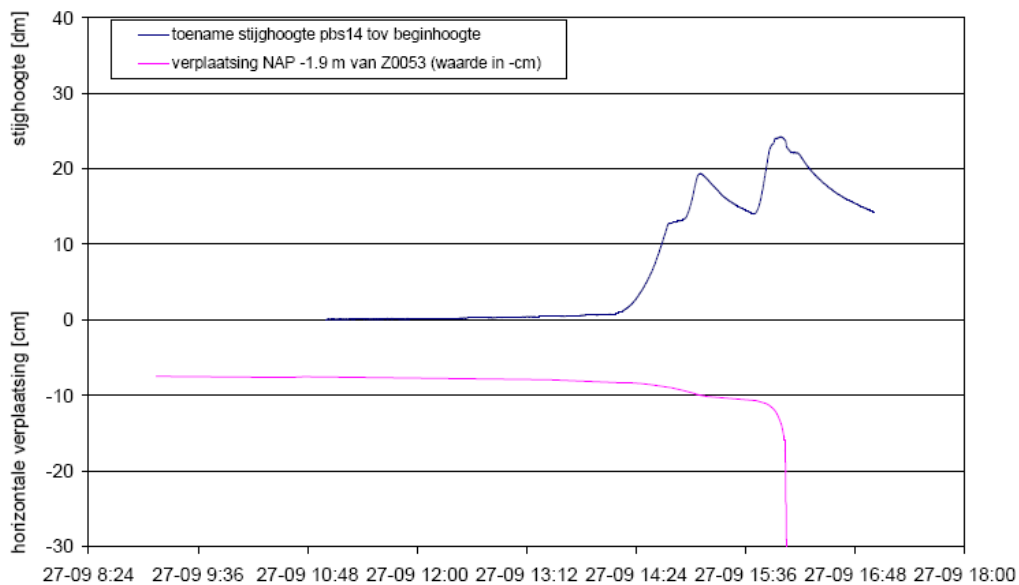


Figuur 3.15 Horizontale verplaatsingen (in mm) in de middenraai gedurende de proef.

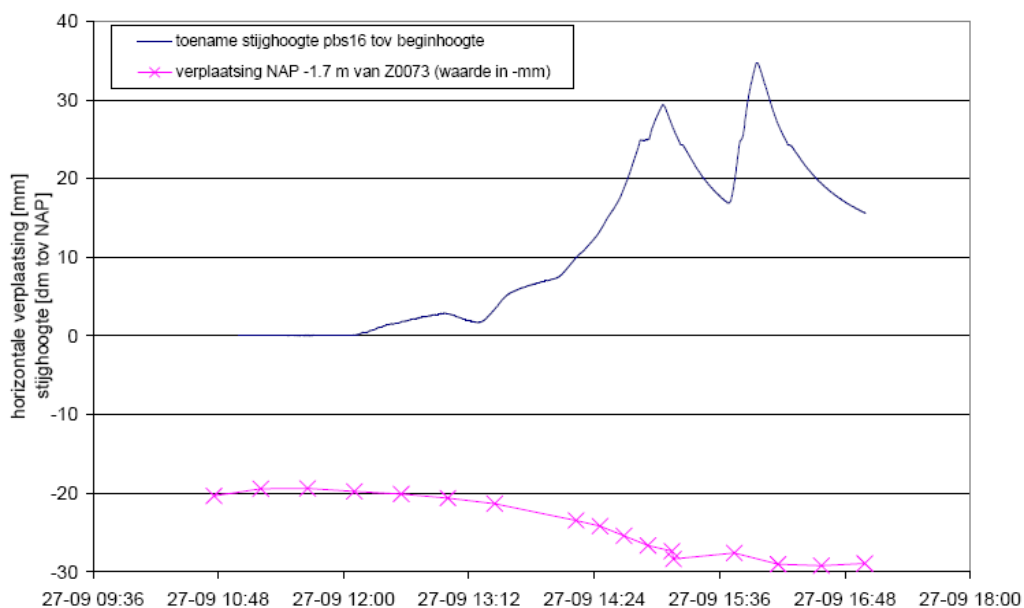
In Figuur 3.16 t/m Figuur 3.18 is voor iedere meetraai de waterdruk in de zandkern en de verplaatsing nabij de bovenzijde van de veenlaag weergegeven. Er lijkt een duidelijke correlatie te bestaan.



Figuur 3.16 Stijghoogte in de zandkern en horizontale verplaatsing t.p.v. de noordelijke meetraai.



Figuur 3.17 Stijghoogte in de zandkern en horizontale verplaatsing t.p.v. de middelste meetraai.



Figuur 3.18 Stijghoogte in de zandkern en horizontale verplaatsing t.p.v. de zuidelijke meetraai.

Gedetailleerde informatie over het verloop van de proef en de metingen zijn te vinden in [Koelewijn e.a., 2009].

3.6 Achteraf uitgevoerde grondonderzoek

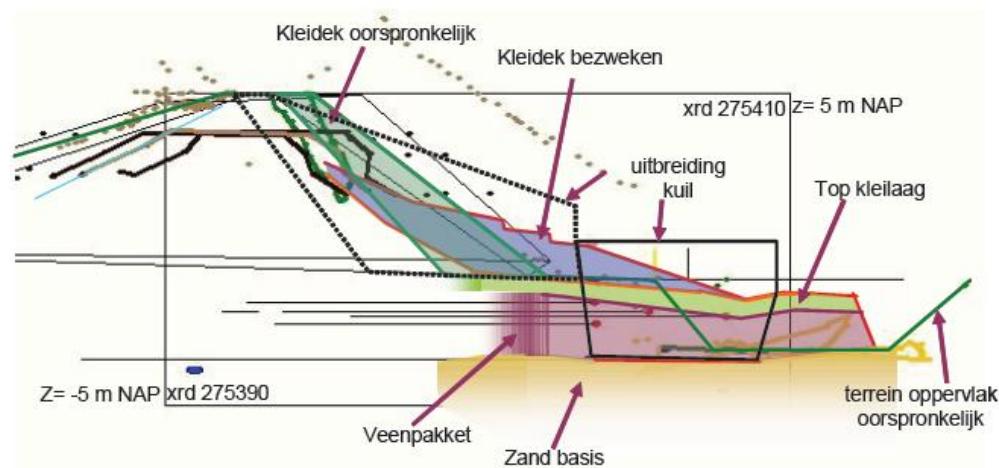
Na het optreden van de afschuiving is circa een uur gewacht op eventuele vervolggebeurtenissen. Na dit uur is besloten de proef te beëindigen. Er deden zich namelijk geen vervolggebeurtenissen in de macrostabiliteitsdijk voor terwijl de waterspanningen in de kanaaldijk wel bleven toenemen en eerder ook al scheurvorming in de kanaaldijk was geconstateerd. Tevens was de meeste instrumentatie reeds uitgevallen.

Om 17:05 uur zijn de afsluiters van het vulsysteem geopend zodat het nog resterende water uit de zandkern kon stromen. Nadat de waterdruk voldoende was afgenomen om afdrukken

van kleilaag aan het buitentalud van het dijklichaam te voorkomen is gestart met het legen van het waterbassin, om 18:00 uur.

In de beide daaropvolgende nachten en op zondag 28 september zijn de inspecties van de kanaaldijk gecontinueerd tot maandagochtend 7:30 uur. Er zijn geen bijzondere zaken meer waargenomen.

Op maandag 29 en dinsdag 30 september zijn de containers van de proefdijk verwijderd. Op woensdag 1 oktober is een proefsleuf gegraven voor het beschrijven van het glijvlak. Figuur 3.19 geeft de voornaamste uitkomsten daarvan weer. Nadere informatie is te vinden in bijlage G van [Koelewijn e.a., 2009].



Figuur 3.19 Schematische dwarsdoorsnede ten zuiden van het midden van de afschuiving. Ter indicatie: de rechthoek is 10m hoog en 20m breed.

Ten slotte zijn op 7 oktober enkele sonderingen door de proefdijk uitgevoerd. Meer hierover is te vinden in bijlage I van [Koelewijn e.a., 2009].

4 Analyse van bezwijken met de Eindige-Elementenmethode: Plaxis

4.1 Inleiding

In dit hoofdstuk wordt de analyse gepresenteerd van het bezwijken van de macrostabiliteitsdijk met behulp van de Eindige-Elementenmethode. Hiervoor is het programma Plaxis (Brinkgreve e.a., 2007) gebruikt.

Eerst worden de gehanteerde parameters gepresenteerd, vervolgens de geometrie en de bouwfasering, daarna de hydraulische randvoorwaarden, gevolgd door de rekenfasen in Plaxis met daarna de resultaten. Ten slotte worden de conclusies gepresenteerd.

4.2 Gehanteerde parameters

De gebruikte parameters zijn opgenomen in Tabel 4.1 en Tabel 4.2. Voor het veen is het Soft Soil Creep (SSC) model gebruikt en voor de overige materialen is het Hardening Soil (HS) model gebruikt. Deze keuze sluit het beste aan bij het gedrag van deze materialen en de beschikbare proefresultaten.

naam	IJkdijkveen
type	UnDrained
γ_{unsat} [kN/m ³]	10,5
γ_{sat} [kN/m ³]	10,5
k_x [m/dag]	0,001
k_y [m/dag]	0,0005
λ^* [-]	0,22
κ^* [-]	0,02
μ^* [-]	0,02
v_{ur} [-]	0,21
$K_{0,\text{nc}}$ [-]	0,251
M [-]	2,6
c_{ref} [kN/m ²]	0,1
ϕ' [°]	64,9
ψ [°]	0

Tabel 4.1 Parameters SSC-model.

naam	Pleisto- ceenzand	Allerød- zand	IJkdijk- topklei	IJkdijk- kleidekklei	IJkdijk- kernzand	Vervloei- d-zand
type	Drained	UnDrained	UnDrained	Drained	Drained	Drained
γ_{unsat} [kN/m ³]	20	20	16,5	17,7	18,5	20
γ_{sat} [kN/m ³]	20	20	16,5	17,7	20	20
$k_x = k_y$ [m/dag]	5	0,1	1	0,01	1,7	1,7
$E_{50,\text{ref}}$ [kN/m ²]	30000	10000	7000	10000	5000	5

naam	Pleisto- ceenzand	Allerød- zand	IJkdijk- topklei	IJkdijk- kleidekklei	IJkdijk- kernzand	Vervloeid- zand
$E_{oed,ref}$ [kN/m ²]	30000	10000	7000	10000	5000	6,5
$E_{ur,ref}$ [kN/m ²]	90000	30000	21000	30000	15000	15
C_{ref} [kN/m ²]	1	2	8	5	5	1
ϕ' [°]	34	30	29	50	29	0
ψ [°]	0	0	0	20	29	0
v_{ur} [-]	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,45
p_{ref} [kN/m ²]	100	100	100	100	100	100
Power [-]	0,5	0,5	0,94	1	0,5	0,5
$K_{0,nc}$ [-]	0,441	0,5	0,515	0,5	0,515	1,0

Tabel 4.2 Parameters HS-model.

Voor het veen wordt het SSC-model gebruikt, met parameters die worden gevonden door de $K_{0,CRS}$ -proeven te fitten met het SSC-model. Het is bekend dat dit leidt tot hoge waarden van de wrijvingshoek, maar omdat dit ook in overeenstemming is met triaxiaalproeven is dit geen bezwaar. Overigens zijn ook in twee recente andere berekeningen met deze aanpak goede resultaten bereikt.

Het veen heeft *in situ* een met de diepte toenemend watergehalte. Sterkte en samendrukbaarheid nemen ook met de diepte toe. Er is van afgezien om dit te modelleren, in plaats daarvan is een gemiddeld gedrag verondersteld.

De doorlatendheid van het veen is constant genomen. Hiervoor is de initiële waarde uit de $K_{0,CRS}$ -proeven gebruikt. De veldwaarde is meestal hoger dan de proefwaarde, maar neemt af met toenemende samendrukking. Daarom is de initiële proefwaarde een redelijke keuze. Er is alleen in het veen anisotropie in de doorlatendheid verondersteld, met $k_x = 2k_y$.

Voor de overige materialen (de top-kleilaag in de ondergrond, het Allerød-zand, het Pleistocene zand, het zand van de dijskern en de klei van de bekleding) is het HS-model gebruikt. De parameters zijn ontleend aan de triaxiaal- en/of simple-shear proefresultaten.

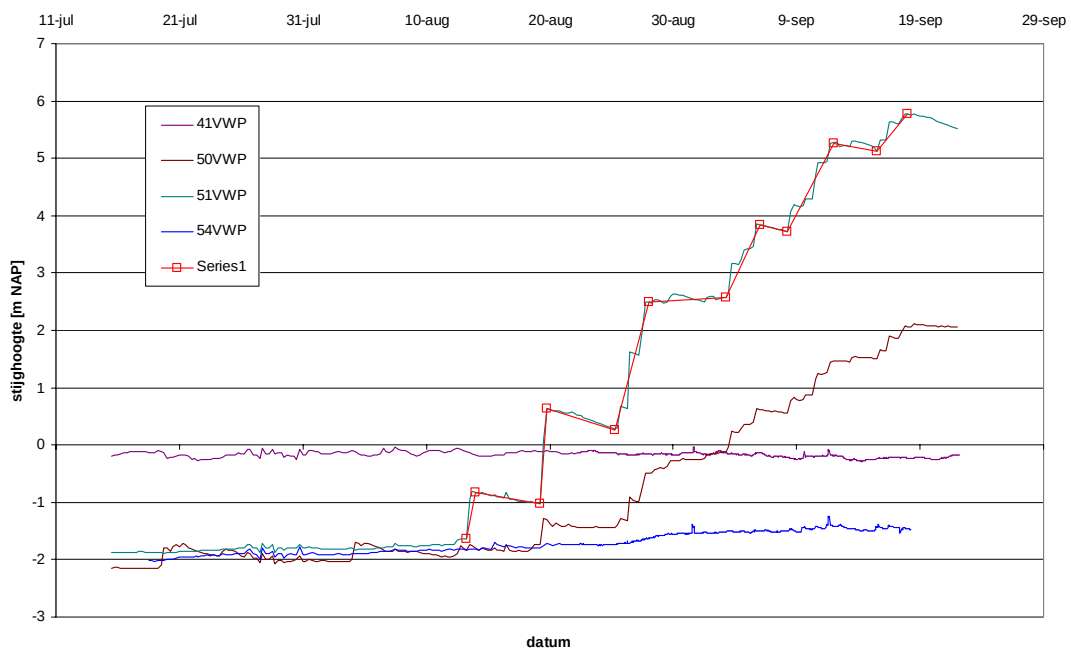
De overconsolidatiegraad (OCR) in het veen is 3,3. Dit getal is door ijking vastgesteld. De eerste slag is daartoe gedraineerd aangebracht en vervolgens is de waarde van de effectieve verticale spanning (σ'_v) in de veenlaag bepaald (42 kPa). Vervolgens is de OCR aangepast totdat de rek in de veenlaag overeen kwam met die in de $K_{0,CRS}$ -proef bij gelijke belasting, nl. circa 18%. Deze aanpak is ook in het kader van een A1 postdictie (niet toewerken naar de gemeten spanningen en deformaties, zie [Lambe, 1973]) toelaatbaar.

4.3 Geometrie en bouwfaserings

De laagsschematisatie bootst de middelste meetraai na, waarvoor sondering S37 en boring B12 nabij de kruin en sondering S38 en boring B14 nabij de sloot zijn gebruikt. Het maaiveldniveau van de boringen ligt op circa NAP -0,85m en dat van de sonderingen op circa NAP -1,05m.

De dikte van de topkleilaag zou volgens de boringen 0,65m zijn, maar de foto's van de ontgraving laten zien dat het minder dan 0,45m is. De overgang van het veen naar het zand is gelijk in zowel de boringen als de sonderingen: NAP -3,55m nabij de kruin en NAP -3,25m nabij de sloot. Dit alles wijst op een verandering van het maaiveldniveau tussen het uitvoeren van de boringen in 2007 en het uitvoeren van de sonderingen in 2008. Dit hangt vermoedelijk samen met het verwijderen van de vegetatie ter plaatse van de proefdijk; hierbij is waarschijnlijk ook een laag topklei weggeschraapt. Voor deze berekeningen wordt de dikte van de topkleilaag op 0,5m gesteld.

De opbouw van de dijk is beschreven in de rapportage van de bouw [Zwanenburg e.a., 2009] en zou in 8 stappen zijn gebeurd. Dit aantal is voor deze analyse tot 6 teruggebracht. Het tijdstip van de belastingsstappen en enigermate ook de grootte daarvan zijn afgeleid van de waterspanningsmeting VWP51 onder de kruin in de veenlaag, zoals al weergegeven in Figuur 3.5. In Figuur 4.1 is deze figuur herhaald, met daaraan toegevoegd een rode lijn die de schematisatie weergeeft. Er is afwisselend belast ('Plastic analysis' in Plaxis) en geconsolideerd ('Consolidation analysis' in Plaxis). De mooie aansluiting van de rode lijn met de meetwaarden is wellicht misleidend – het gaat om meetwaarden.

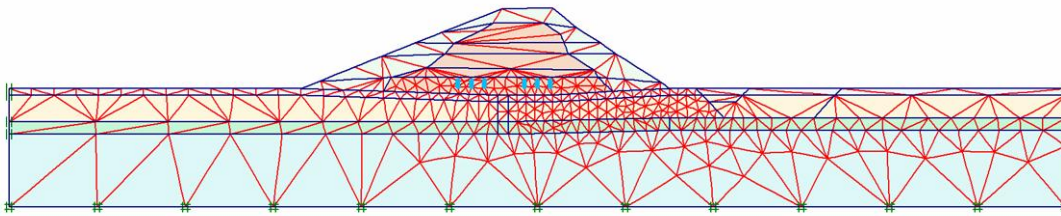


Figuur 4.1 Waterspanningsmetingen in de ondergrond in de middenraai en schematisering van de belasting.

De sloot is op 2m uit de teen van de proefdijk geplaatst. Op de foto's lijkt dit minder, ook wordt op één plaats in de rapportage '1,5 à 2 meter' genoemd. Alle tekeningen geven echter 2m aan. Voor de sloottaluds is een helling van 1:1 aangenomen. De bodembreedte voor verdieping is 1m, en na verbreding 11m.

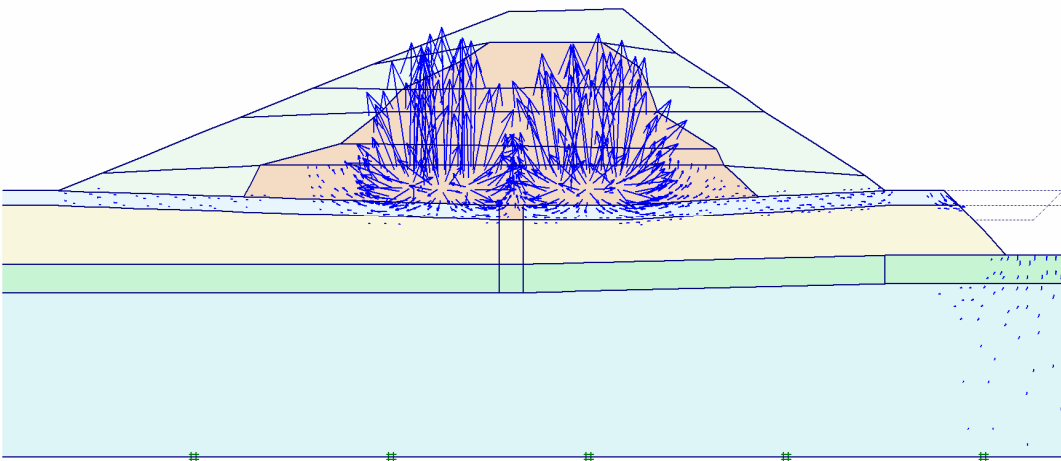
Ten slotte is de Allerød-laag dikker genomen dan het in werkelijkheid is, omdat anders veel te fijne elementen hadden moeten worden genomen. De geschematiseerde dikte is 1m in plaats van de gewenste 10 à 20 cm.

Het elementennet is getoond in Figuur 4.2. Ter plaatse van de 'natte Luisterbuis' is een verticaal element gemodelleerd in het veen, dat tijdens het bezwijkproces gevuld wordt met vervloeid zand om hydraulische grondbreuk te modelleren. Dit laatste is gebaseerd op de bevindingen na afloop van de proef, bij het maken van een inspectiekuil, zoals beschreven aan het einde van hoofdstuk 3 en is dus geen onderdeel van een zuivere predictie. Vooruitlopend op de berekeningsresultaten wordt alvast aangegeven dat deze stap noodzakelijk is om rekenkundig tot bezwijken te komen; deze grondbreuk is dus, uitgaande van een correcte modellering, de laatste stap geweest tot bezwijken en dus niet een (eerste) gevolg geweest van het bezwijken. In een continuümmodel als Plaxis moet een dergelijke grondbreuk expliciet worden gemodelleerd; deze volgt niet 'spontaan' uit de berekening. Hierover meer in §4.6.

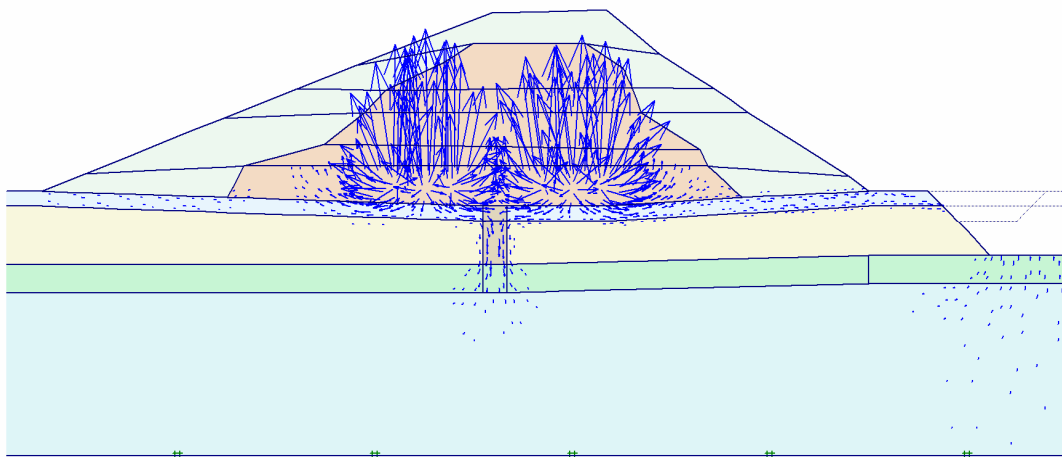


Figuur 4.2 Elementennet in de Plaxis-analyse (6-knoopselementen).

Verder zijn in de eerste slag van het kernzand een zestal bronnen ('wells') aangebracht om de infiltratie van water in de zandkern mét de bijbehorende infiltratiedrukken te kunnen modelleren. Het stromingsbeeld tijdens infiltratie is weergegeven in Figuur 4.3. Het stromingsbeeld na hydraulische grondbreuk in het veen is weergegeven in Figuur 4.4.



Figuur 4.3 Stromingsbeeld tijdens infiltratie.



Figuur 4.4 Stromingsbeeld na hydraulische grondbreuk.

4.4 Hydraulische randvoorwaarden

De algemene stijghoogte is gesteld op NAP -1,90m. Na de verdieping van de sloot is het niveau in het Pleistocene zand verlaagd naar NAP -2,60m, overeenkomstig de metingen. De Allerøddlaag fungeert dan als aquitard tussen Pleistoceen en veen.

Het water in het bassin aan de buitenzijde is aangebracht als lijnlast, uitgaande van een diepte van 1,20m. Dit is de maximale diepte die in dit bassin is bereikt, en wel aan het begin van de tweede dag, op vrijdag 26 september. Tijdens het vullen van de zandkern was het niveau circa 15cm lager. Dit aspect is echter in het geheel niet kritisch, zodat in de som 1,20m is gehandhaafd.

Het vullen van de zandkern gebeurde aanvankelijk via de onderste, 'natte' Luisterbuis en daarna met de zes infiltratiebuizen. De druk in deze buizen bedroeg ettelijke bars. Rondom deze buizen zijn derhalve hoge drukken opgevangen, en het is daarom nodig deze drukken mee te nemen in de vervormingsberekening. Daartoe is in Plaxis gebruik gemaakt van zes bronnen ('wells') ter plaatse van de infiltratiebuizen. Elke bron is gemodelleerd met een influx van $5 \text{ m}^3/\text{m}/\text{dag}$, hetgeen redelijk overeenkomt met het gemeten debiet van $100 \text{ à } 120 \text{ m}^3/\text{h}$ over de gehele lengte van de macrostabiliteitsdijk.

De stromingsberekening met de infiltratiebuizen concentreerde op de onderste slag van het kernzand. Deze is gemodelleerd als 1,35m dik, terwijl de eerste slag in werkelijkheid slechts circa 0,5m dik was. Het genereren van het elementennet lukte echter niet als de laaggrenzen en de bronnen te dicht bij elkaar lagen. De gemodelleerde dikte van 1,35m komt echter redelijk overeen met de berekende dikte van de laag water in de zandkern op het moment van bezwijken (door ruimtelijke variaties in de doorlatendheid, detailverschillen in de uitvoering van de waterspanningsmeters in de zandkern en tijdsafhankelijke effecten is 'het freatisch vlak' in de zandkern niet eenvoudig te bepalen).

Voor de stromingsberekening worden de clusters boven deze laag eerst droog gemaakt ('dry cluster' in Plaxis) en vervolgens uitgeschakeld. De bovenkant van de eerste slag wordt freatisch gemaakt. Verdere maatregelen zijn niet nodig.

De infiltratiedrukken verevenen uiteraard in de verticale richting: er is geen resulterende verticale kracht die de stabiliteit zou verminderen. De horizontale druk op de kleibekleding is

gering – dat bleek ook uit de opnemers van Alert Solutions die dicht bij de bekleding in de zandkern aanwezig waren. De infiltratiedruk heeft mogelijk echter wel tot hydraulische grondbreuk geleid. Te denken valt aan een breuk in de langsrichting van de dijk, geïnitieerd in de sleuf van de natte Luisterbuis of in één van de vele boorgaten door de veenlaag. De al aanwezige extensierekken vergemakkelijken dan de scheurvorming. Aangenomen kan worden dat vervloeid zand uit de kern in zo'n scheur penetreert en horizontale druk uitoefent op het veen. In een vervolgstap dringt vervloeid kernzand onder het veen door en veroorzaakt dan opdrijven. Het vervloeide zand heeft een geringe stijfheid en sterkte, en een hoge doorlatendheid.

4.5 Plaxis rekenfasen

De rekenfasen in Plaxis beginnen bij de opbouw van de dijk, om zo de wateroverspanningen in de ondergrond op correcte wijze te verkrijgen. Een ophoogslag wordt in een 'Plastic Analysis' ongedraineerd aangebracht in het tijdsbestek dat overeenkomt met de bouwtijd, waarna consolidatie plaatsvindt tot aan de volgende slag.

Een overzicht van alle berekeningsfasen is weergegeven in Tabel 4.3.

Omschrijving	Fase	Start vanaf fase	Type berekening	Tijd (dagen)	Water-model	Eerste reken-stap	Laatste reken-stap
Initiële fase	0	0	n.v.t.	0	0	0	0
Werkvloer	1	0	Plastisch	0,75	1	1	4
Werkvloer consolidatie	2	1	Consolidatie	5,25	2	5	12
Slag 2	3	2	Plastisch	0,50	3	13	16
Slag 2 consolidatie	4	3	Consolidatie	5,50	3	17	24
Slag 3	5	4	Plastisch	2,75	5	25	31
Slag 3 consolidatie	6	5	Consolidatie	6,25	5	32	38
Slag 4	7	6	Plastisch	2,75	7	39	44
Slag 4 consolidatie	8	7	Consolidatie	2,25	7	45	50
Slag 5	9	8	Plastisch	3,75	9	51	66
Slag 5 consolidatie	10	9	Consolidatie	3,50	10	67	73
Slag 6	11	10	Plastisch	2,50	11	74	79
Slag 6 consolidatie tot nulsituatie INC53	12	11	Consolidatie	1,60	12	80	84
Slag 6 vervolgsolidatie	18	12	Consolidatie	5,80	12	85	92
Fase 1: vullen bassin, graven sloot	13	18	Plastisch	1,00	13	93	97
Fase 2: verdiepen sloot	14	13	Plastisch	1,10	14	98	105
Fase 3: infiltratie	15	14	Plastisch	0,06	15	106	109
Fase 3a: hydraulische grondbreuk	16	15	Plastisch	0,01	16	110	112
Fase 3b: opdrijven	17	16	Plastisch	0,01	17	113	122
Hypothetisch: verlengde consolidatie na verdiepen sloot	19	14	Consolidatie	100	14	123	146

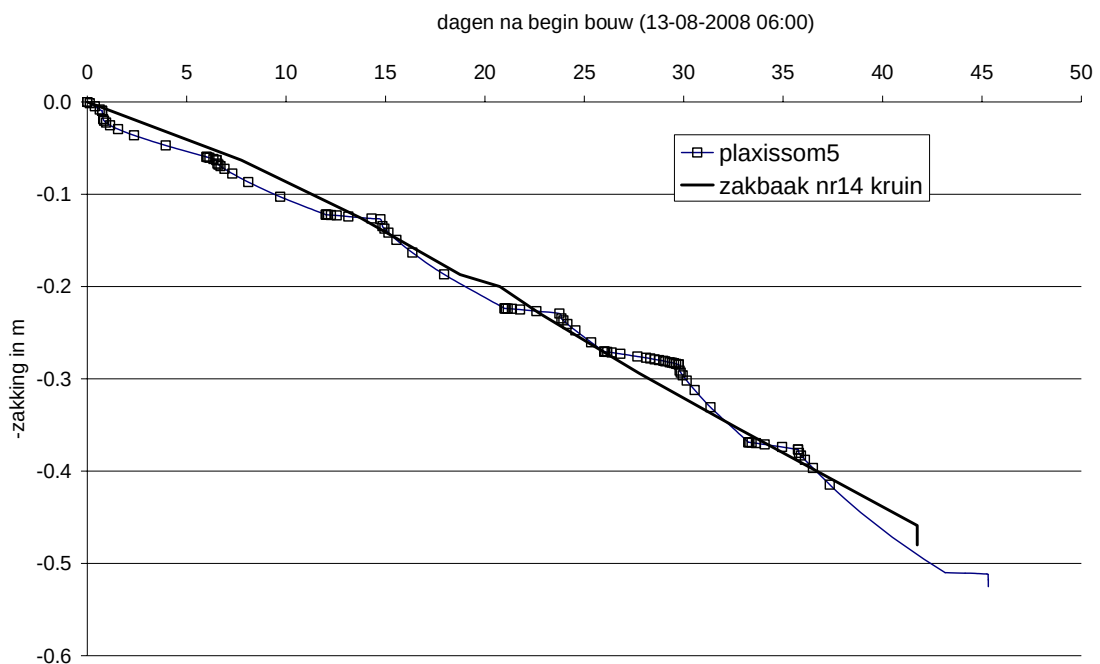
Omschrijving	Fase	Start vanaf fase	Type berekening	Tijd (dagen)	Water-model	Eerste reken-stap	Laatste reken-stap
Hypothetisch: verlengde consolidatie na verdiepen sloot, nog 200 dagen	20	19	Consolidatie	200	14	147	158

Tabel 4.3 Plaxis rekenfasen.

De bezwijkfase is in drie fasen gemodelleerd, zoals ook beschreven in paragraaf 3.5. Omdat in de berekening geen bezwijken optreedt, is fase 3 uitgebreid met hydraulische grondbreuk in fase 3a en met opdrijven in fase 3b.

4.6 Resultaten

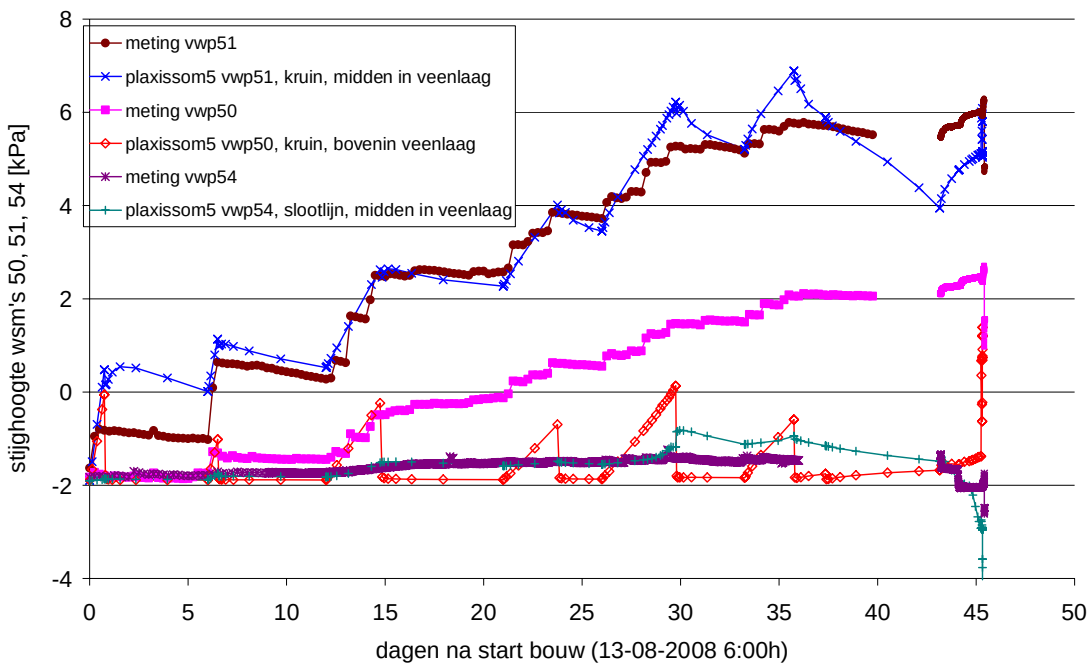
Een eerste indicatie van de juistheid van de modellering en de gekozen parameters kan worden verkregen door de berekende zetting onder de kruin te vergelijken met de zakbaakmetingen. Voor de metingen ter plaatse van de middenraai is dit weergegeven in Figuur 4.5. De overeenkomst is beslist goed te noemen, rekening houdend met de wat lage frequentie van de veldmetingen.



Figuur 4.5 Gemeten en berekende zakking van het oorspronkelijke maaiveld onder de kruin (middenraai).

Het volgende punt waarop de berekeningen met de veldmetingen vergeleken worden betreft de wateroverspanningen in de ondergrond. Voor een drietal locaties zijn in Figuur 4.6 de metingen in het slappe-lagenpakket in de middelste meetraai vergeleken met de berekeningsresultaten (zie eventueel ook Figuur 3.5). Midden in de veenlaag (vwp51) is de overeenstemming goed. Tijdens de eerste ophoogslagen wordt weliswaar teveel wateroverspanning berekend, maar de eerste ophoogslag is in de berekening ook te groot genomen omdat de generatie van het elementennet rondom de infiltratiepunten (de zes buizen) een minimumdikte boven de bronnen vereist, terwijl deze buizen in werkelijkheid juist bovenop de eerste ophoogslag neergelegd zijn (zie Figuur 3.3). De derde en vierde ophoogslag worden

beide goed gemodelleerd. In de laatste fasen worden in Plaxis te hoge wateroverspanningen berekend en verloopt de consolidatie te snel. Dit wijst op een te lage sterkte en een te hoge doorlatendheid. Dit is te verklaren doordat de doorlatendheid in werkelijkheid afneemt bij toenemende samendrukking, maar dit niet in de modellering is meegenomen.

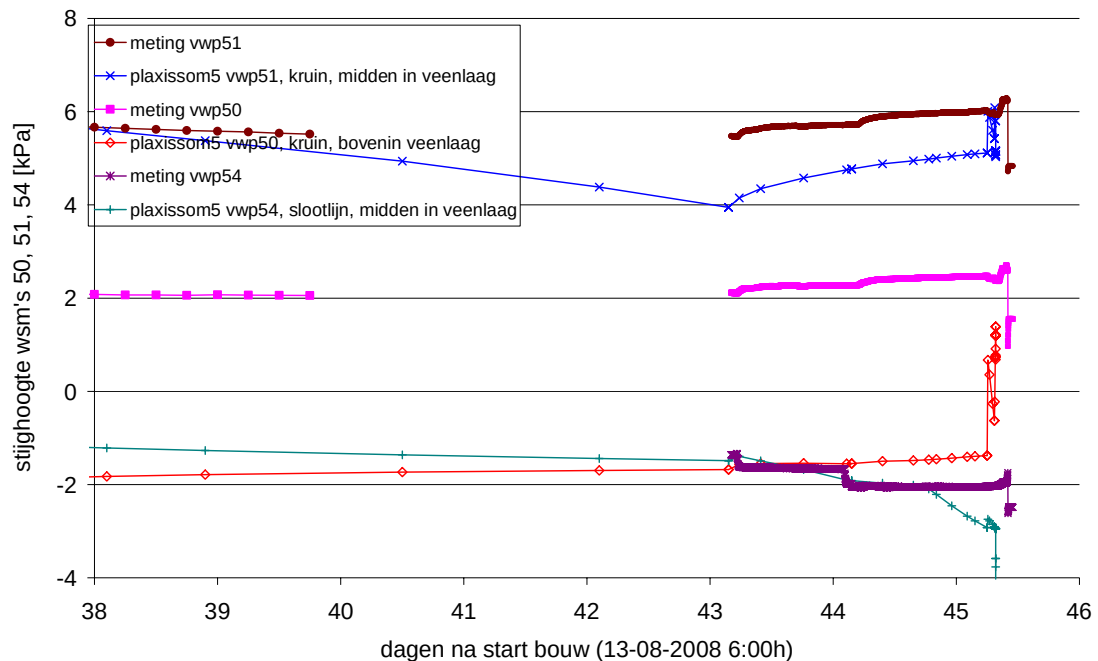


Figuur 4.6 Gemeten en berekende wateroverspanningen in het veen onder de kruin (50 en 51) en nabij de teen van de dijk (54).

Voor de minder diep geplaatste opnemer vwp50 wordt de toename van de wateroverspanning tijdens de aanleg niet goed berekend. De opnemer zit op circa NAP -1,90m, hetgeen zeer dicht is bij de in de berekening veronderstelde freatische lijn. Dit veroorzaakt dat de wateroverspanning in de berekening in de consolidatiefasen telkens direct naar nul terugvalt.

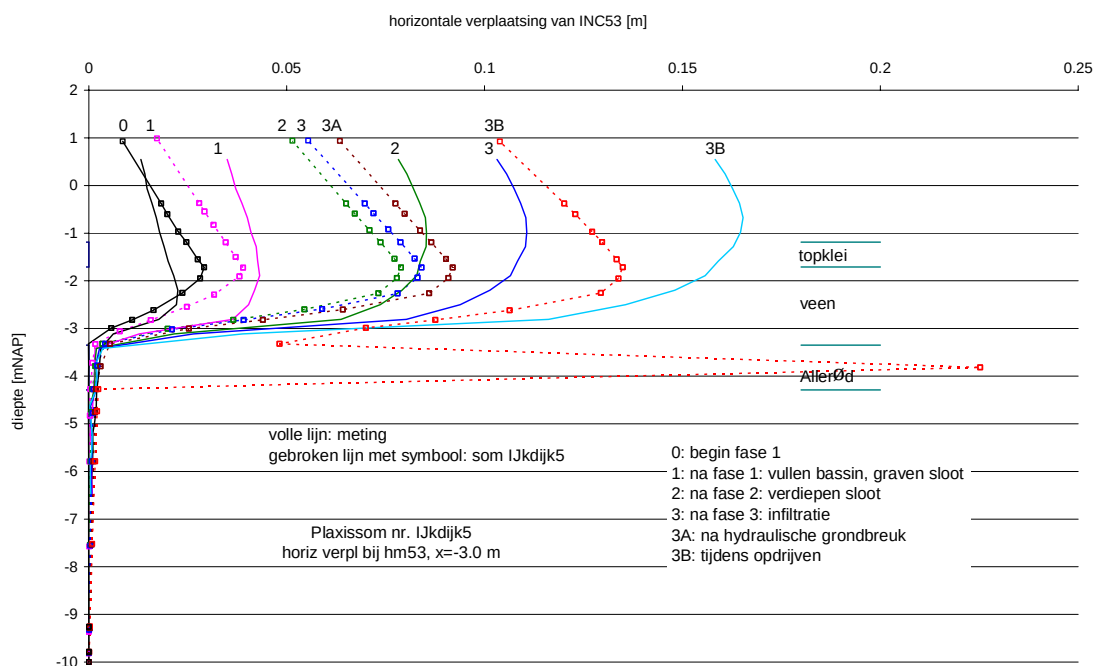
De wateroverspanningen nabij de sloot in het veen, gemeten met opnemer vwp54, worden wél goed berekend, al wordt ook hier in de laatste twee ophoogslagen een te hoge wateroverspanning berekend.

Ten slotte worden ook in fase 1 en 2 van de proef de trend van de waterspanningsmetingen goed gevolgd, zie Figuur 4.7.



Figuur 4.7 Gemeten en berekende wateroverspanningen in de veenlaag in de middenraai, onder de kruin (50 en 51) en nabij de teen van de dijk (54), tijdens de proeffasen.

De horizontale deformaties in de middenraai zijn gemeten met een Shape Acceleration Array (SAA), een soort automatische hellingmeetbuis, geplaatst in het binnentalud op 3m vanaf de binnenteen. De nulmeting werd verricht op 19 september 2008; bijna een week voor de start van de macrostabiliteitsproef. De veldmetingen geven een versnelling van de deformaties te zien van fase tot fase, zie Figuur 4.8 en ook Figuur 3.15. De berekeningen daarentegen geven een stabilisatie van de deformatie aan, zie Figuur 4.8.

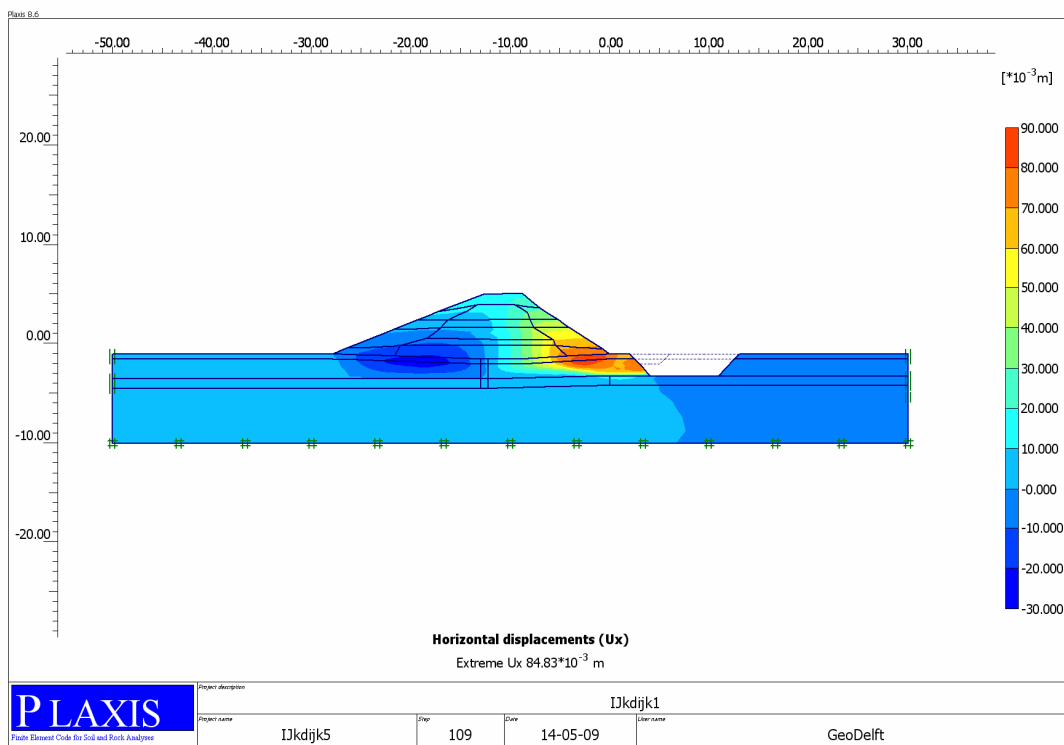


Figuur 4.8 Gemeten en berekende horizontale deformaties in de hellingmeetbuis in de middenraai.

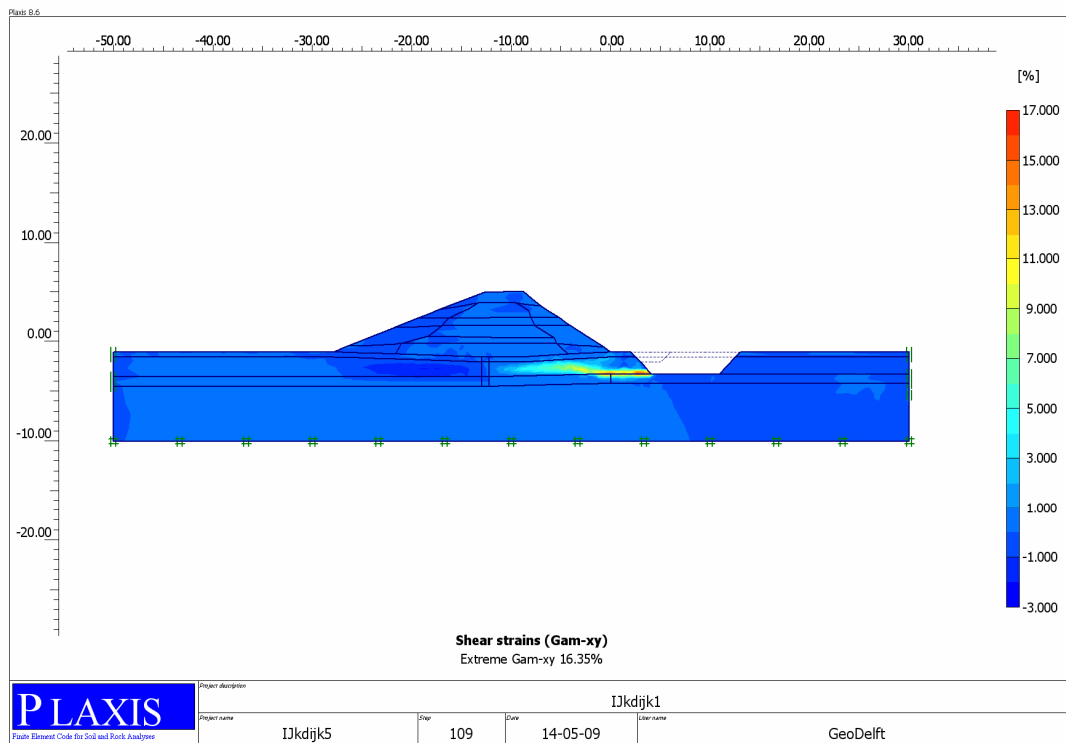
De maximale deformatie wordt aanvankelijk in het veen gemeten, maar dit kruipt van fase tot fase omhoog en ligt ten slotte in het kleidek. In de berekening blijft dit maximum consequent op de overgang van de veenlaag naar de topkleilaag. Desalniettemin is de algehele overeenstemming tussen meting en berekening over het geheel genomen redelijk, met dien verstande dat bezwijken niet bereikt wordt in de berekening terwijl dit in werkelijkheid wél optrad.

Het verschil in vervormingsbeeld tussen meting en berekening kan worden verklaard doordat het watergehalte, en daarmee ook de compressibiliteit en sterkte, met de diepte toenemen. Het is in Plaxis niet mogelijk om hiervoor vloeiende functies op te geven, zoals dat bijvoorbeeld wel gedaan kan worden voor de cohesie in enkele grondmodellen binnen Plaxis. Er is van afgezien om de veenlaag met meerdere sublaagjes te modelleren waarin de genoemde toename in stappen wordt gesimuleerd. Als dat wel zou zijn gedaan, dan zou het zwaartepunt van de horizontale verplaatsingen meer naar onderen hebben gelegen, en daarmee beter in overeenstemming zijn geweest met de metingen. Of er dan wél bezwijken zou zijn opgetreden is echter nog maar de vraag.

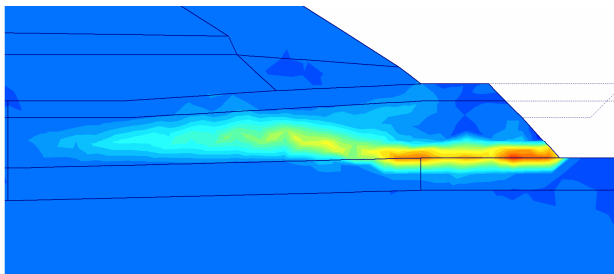
Een dwarsdoorsnede met contouren van de horizontale deformaties in fase 3, de infiltratiefase, is weergegeven in Figuur 4.9. De schuifrekken in dezelfde fase zijn weergegeven in Figuur 4.10, met een vergrote weergave van de binnenteen in Figuur 4.11. Deze rekken zijn duidelijk geconcentreerd aan de onderzijde van de veenlaag.



Figuur 4.9 Horizontale deformaties na infiltratiefase.



Figuur 4.10 Schuifvervorming na infiltratiefase.



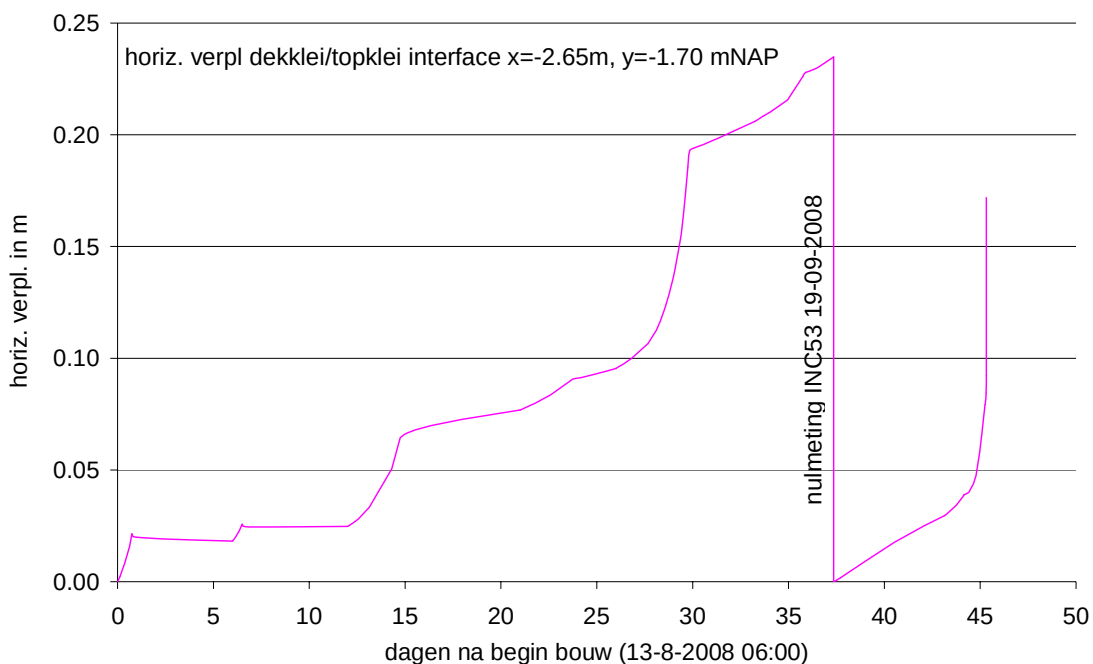
Figuur 4.11 Schuifvervorming na infiltratiefase, detail binnenteen.

Zoals al eerder is opgemerkt, lukt het niet om zonder aanvullende ingrepen rekenkundig tot bezwijken te komen in deze fase. Met ongedraineerde c-phi-reductie wordt een stabiliteitsfactor berekend van 1,171.

Fase 3A, waarin alleen hydraulische grondbreuk in het veen is gemodelleerd, geeft nauwelijks grotere deformaties dan fase 3. Daarom is vervolgens in fase 3B opdrijven c.q. vervloeiing gesimuleerd door in de Allerødlaag, onder het veen, de sterkte en de glijdingsmodulus sterk te verminderen. Dan ontstaan in de Allerødlaag grote horizontale vervormingen en schuifrekken, en treedt bezwijken op in de berekening. Enerzijds klopt dit met hetgeen in de werkelijkheid, anderzijds is het vervormingspatroon onjuist. Dit komt doordat de Allerødlaag als 1m gemodelleerd is in plaats van 0,1 à 0,2m, om grote overgangen in elementgrootte te vermijden waardoor numerieke instabiliteit zou ontstaan. Overigens is het wel denkbaar dat de vervormingen in de Allerødlaag groter zijn geweest dan gemeten, doordat het materiaal om de hellingmeetbuis ('verankerd' in de lagen eronder en erboven) heen gevloeid kan zijn.

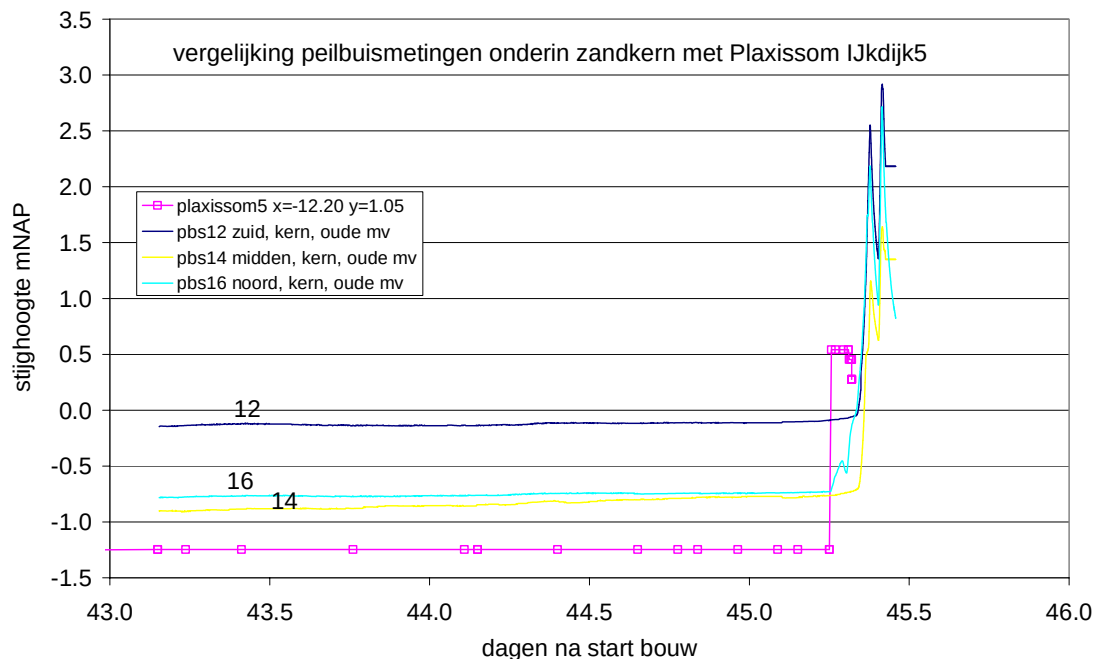
Zowel de hydraulische groundbreuk (die vermoedelijk vergemakkelijkt werd door de infiltratiedrukken in het vulsysteem) als de daaruitvolgende vervloeiing vereisen aanpassingen in de Plaxis-modellering; anders dan bijvoorbeeld de wateroverspanningen en de zettingen tijdens de bouw volgen deze niet 'vanzelf' uit de eindige-elementensimulatie.

De horizontale deformatie van het punt op de overgang van de topkleilaag en de veenlaag ter plaatse van de hellingmeetbuis is tegen de tijd uitgezet in Figuur 4.12. De waarde is naar nul teruggezet ten tijde van de nulmeting van de hellingmeetbuis op 19 september 2008. Tijdens de bouw is dan al 0,23m aan horizontale deformatie opgetreden. Dit is meer dan tijdens de eerste proeffasen optreedt.



Figuur 4.12 Berekende horizontale deformatie ter plaatse van hellingmeetbuis Z0053/INC op de overgang van de topkleilaag en de veenlaag (middenraai).

De berekende waterspanning in de zandkern is vergeleken met de peilbuiswaarnemingen in verschillende meetraaien, zie Figuur 4.13. Er is redelijke overeenstemming. De berekende druk is overigens het gevolg van de opgelegde infiltratie van $5 \text{ m}^3/\text{m}/\text{dag}$ door elk van de zes lijnbronnen.



Figuur 4.13 Gemeten en berekende waterspanningen in de zandkern tijdens de bezwijkfasen.

Ten slotte is gekeken wat er zou zijn gebeurd wanneer na fase 2, het graven van de sloot, verder niets meer gebeurd zou zijn, dus alleen consolidatie en geen infiltratie van de zandkern. In dit hypothetische geval neemt de berekende horizontale vervorming na het op nul stellen van de vervormingen (op 19 september 2008) in honderd dagen toe van 80mm naar 166mm. Na nog eens 200 dagen consolidatie neemt dit toe tot 184mm. Er is geen sprake van versnelling van de vervormingen en er zou dus geen algeheel bezwijken zijn opgetreden, afgaande op deze Plaxis-analyse.

4.7 Discussie en conclusies

De overeenstemming tussen de gemeten en de met Plaxis berekende deformaties en waterspanningen is goed te noemen. De keuze van materiaalmodellen en parameters mag daarom als bevredigend worden beschouwd.

De keuze voor het Hardening Soil-model voor de klei- en zandlagen ligt voor de hand. De parameterkeuze is gebaseerd op de laboratoriumrapportage. Het resultaat is daarom reproduceerbaar.

De keuze voor het Soft Soil Creep-model voor het veen, met de parameterkeuze gebaseerd op de K_0 -CRS-proef, ligt echter niet voor de hand. Het lost wel de overbekende laboratoriumproefproblemen met veen op zoals die optreden in triaxiale compressie en triaxiale extensie. Het leidt tot reële compressibiliteitswaarden. De uit de K_0 -CRS-proef afgeleide sterkte is zeer hoog in vergelijking met eerder als gangbaar geldende waarden, maar wordt als reëel gezien omdat ook de triaxiaalproef tot zeer hoge sterkteparameters leidt. De hier gehanteerde aanpak omzeilt dus de problemen met de triaxiaalproef op veen. Er is feitelijk geen schuifproef nodig, dus ook de simple-shearproef is hierbij overbodig.

Ondanks de goede overeenkomsten tussen de meetwaarden en de berekende waarden voor de inleidende fasen (aanleg en slootontgraving) is in de berekening geen bezwijken gevonden onder de veronderstelde belastingen in fase 3, de infiltratie van de zandkern. Met

ongedraineerde c-phi-reductie wordt een veiligheidsfactor van 1,171 gevonden. Ook na voortgezette consolidatie voorbij fase 2 (verdiepen van de sloot) wordt geen bezwijken gevonden.

Er lijkt integendeel sprake van stabilisatie van de vervormingen in de berekening, daar waar de metingen een progressieve toename laten zien. De zeer geringe hoeveelheid ingepompt water in fase 3 wijst er op dat de toename van het gewicht van het water in de kern niet de oorzaak is van het bezwijken, maar dat eerder de infiltratiedrukken dat zijn. Ook de snelle stabilisatie van de vervormingen na het voor de eerste maal tijdelijk staken van de infiltratie wijst daarop.

De veronderstelling van hydraulische grondbreuk van het veen vanuit de zandkern lijkt daarom gerechtvaardigd. Daarmee neemt de horizontale druk op de slappe lagen toe, afhankelijk van de infiltratiedrukken. Aannemelijk is dat de grondbreuk al vroeg in fase 3 optreedt. Dit kan geïnitieerd zijn vanuit de natte Luisterbuis, waarin aanvankelijk hoge drukken zijn aangebracht. De vele sondeer- en boorgaten door het veen bieden hiervoor ideale aangrijpingspunten. De toename van de horizontale drukken op de slappe lagen door de hydraulische grondbreuk is volgens de berekening echter klein. Dit aspect verdient mogelijk nog een nadere analyse. De aanname van vervloeiing, hetgeen overeenkomt met de bevindingen achteraf in het veld, leidt vervolgens tot bezwijken.

5 Analyse van bezwijken met analytisch modellen in MStab

5.1 Inleiding

Dit hoofdstuk presenteert de analyse van het bezwijken van de macrostabiliteitsdijk met behulp van een tweetal analytische modellen in MStab, namelijk de modellen van Bishop [1955] voor 'gewone' hellingstabiliteit en Van [2001] voor hellingstabiliteit bij opdrijven, dat ook toepasbaar is indien geen opdrijven optreedt en dan flexibeler is qua vorm van het glijvlak.

Eerst worden de gebruikte parameters en de geometrie gepresenteerd, vervolgens de resultaten en ten slotte de conclusies.

5.2 Gehanteerde parameters en geometrie

De parameters en de geometrie zijn gehaald uit deel 1 [Koelewijn e.a., 2008], deel 5 [Zwanenburg e.a., 2009] en deel 6 [Koelewijn e.a., 2009] van de rapportenreeks over de macrostabiliteitsproef. Er is uitgegaan van gemiddelde waarden voor alle parameters, omdat deze de werkelijkheid naar verwachting het beste representeren, hetgeen bij een concrete bezwijksituatie gewenst is (anders dan bij ontwerp of toetsing).

Uit de triaxiaalproeven op het zand uit de ondergrond volgt een hoek van inwendige wrijving van 37,61 graden en een cohesie van 0 kPa. Een ongedraineerde schuifsterkte is voor dit zand niet vast te stellen.

Voor de materiaalparameters van het slappe-lagenpakket zijn de C_u -waarden gebruikt op basis van de direct simple shear-proeven zoals vermeld in Tabel 5.1.

	Veen		Klei	
	monster	C_u [kPa]	monster	C_u [kPa]
	36C	14,50	35A	16,31
	36D	27,31	36B	24,78
	42D	12,08	41B	23,34
	42E	47,78	51	20,29
	52B	14,80	57A	30,65
	52D	25,48	66A	24,60
	57D	16,32		
	58A	72,43		
	67B	16,33		
	68A	9,91		
gemiddeld		25,69		23,33

Tabel 5.1 C_u -waarden voor slappe-lagenpakket macrostabiliteitsproef.

Uit de proeven op het zand dat gebruikt is voor de kern van de dijk volgt een hoek van inwendige wrijving van 30 graden en een cohesie van 0 kPa.

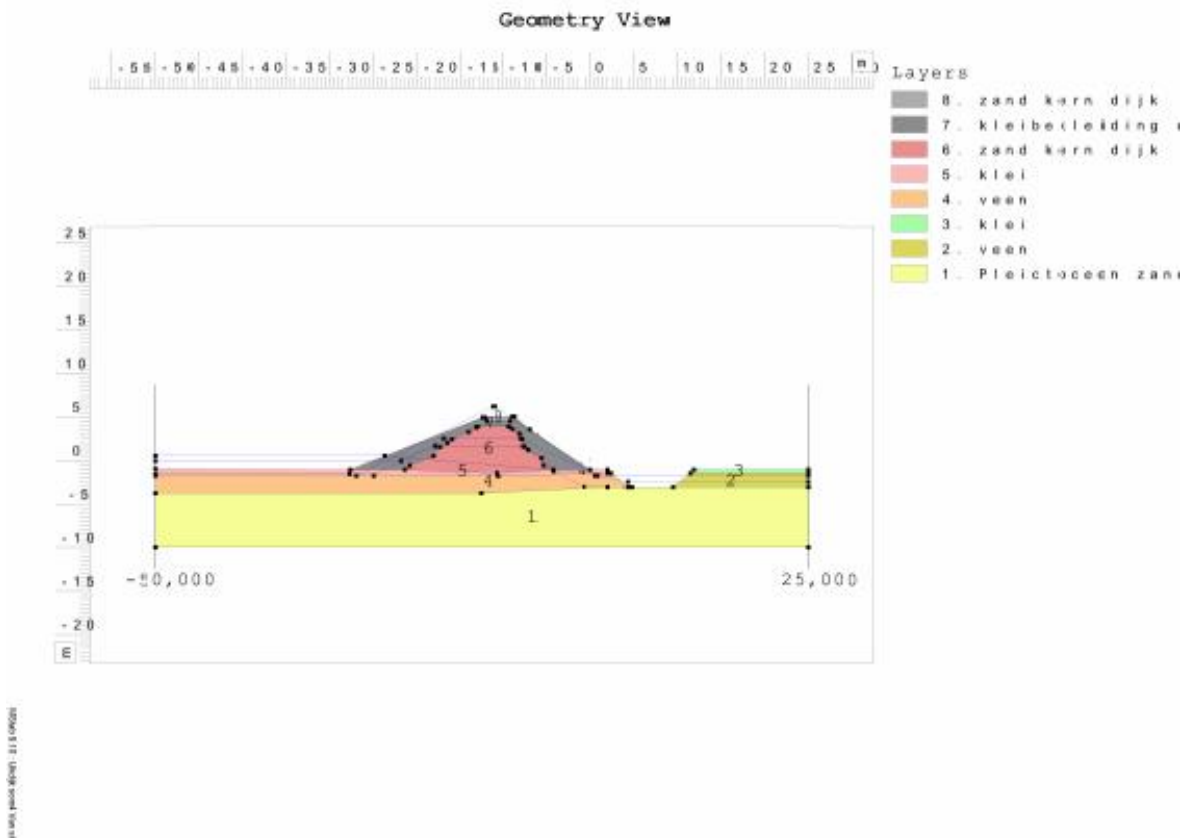
Uit de proeven op de klei die gebruikt is voor de bekleding van de dijk volgt een ongedraineerde schuifsterkte van 31,19 kPa.

De toegepaste volumegewichten zijn vermeld in Tabel 5.2.

Grondsoort	Onverzadigd volumegewicht [kN/m ³]	Verzadigd volumegewicht [kN/m ³]
Zand	19	20
Veen	10,5	10,5
Klei ondergrond	15,9	15,9
Zand dijk kern	15,5	19,5
Klei bekleding	15,75	15,75

Tabel 5.2 Volumegewichten van alle grondsoorten.

De geometrie is weergegeven in Figuur 5.1. Net als voor de Plaxis-berekeningen is de dijk gemodelleerd zoals deze daadwerkelijk gebouwd is en niet zoals deze ontworpen is. Ter plaatse van de kruin is een zetting van 0,48m gemodelleerd.



Figuur 5.1 Geometrie voor MStab-berekeningen.

Voor de waterspanningen is uitgegaan van de metingen van zaterdag 27 september 2008 om 16:00 uur. Dit betekent in de veenlaag onder de binnenteen een stijghoogte tot NAP -1,80m, onder de kruin onderaan NAP +6,16m en bovenaan NAP +2,48m, in de zandkern een stijghoogte van NAP +1,60m en een slootpeil van naar schatting 60cm boven de slootbodem op maaiveld -1,40m; dit is NAP -2,50m.

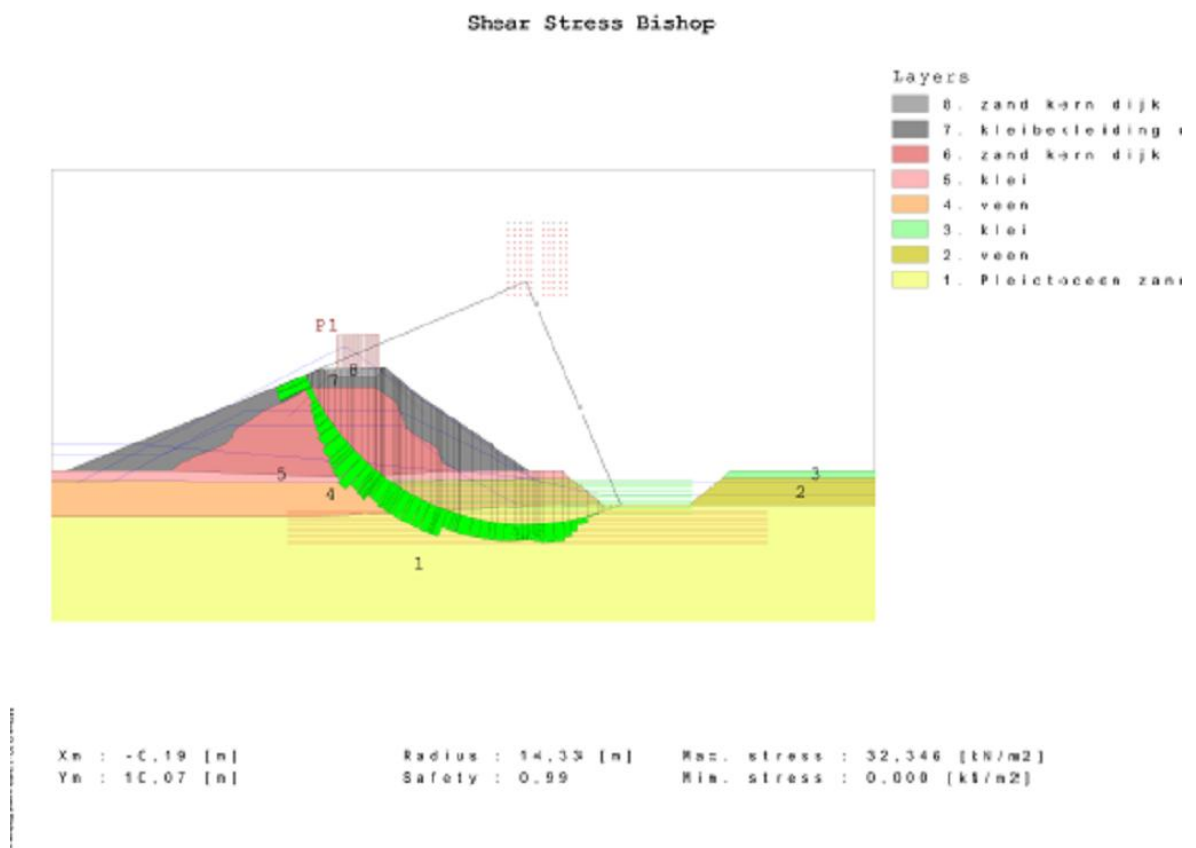
Voor het slappe-lagenpakket geldt dat de wateroverspanningen ten gevolge van de aanleg van de dijk nog niet gedissipeerd waren toen de proef startte. De consolidatiegraad kan worden berekend volgens de formule $(1 - \Delta\sigma_w / \Delta P) * 100\%$.

Voor de veenlaag levert dit $(1 - ((6,16 - -1,80) * 9,81) / 90,35) * 100\% = 14\%$

Voor de kleilaag levert dit $(1 - ((2,48 - -2,00) * 9,81) / 90,35) * 100\% = 51\%$

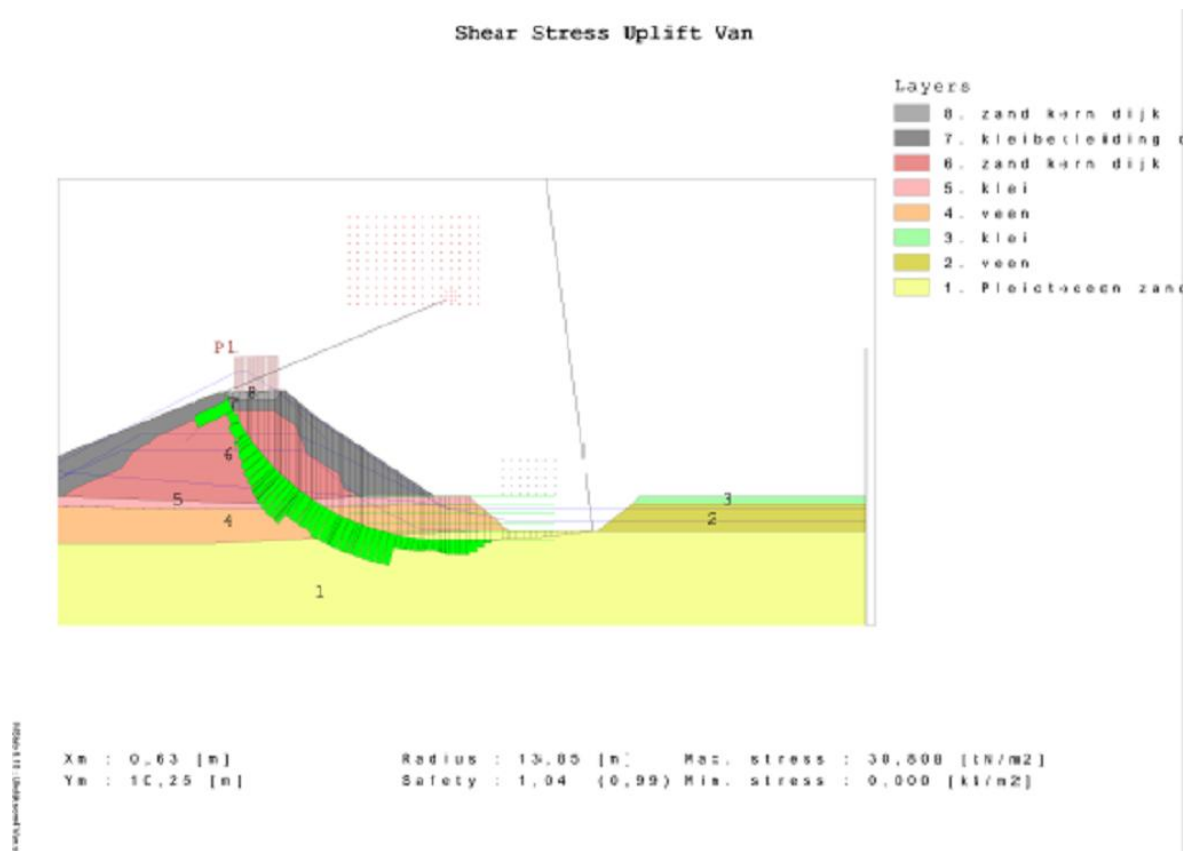
5.3 Resultaten

Met de methode van Bishop wordt met de voornoemde parameters een stabiliteitsfactor van 0,99 gevonden, dus net een instabiele situatie. Het maatgevende glijvlak is weergegeven in Figuur 5.2. Mede door de gedwongen cirkelvorm gaat dit iets door de diepe zandlaag heen. Het insnijpunt, net voorbij de buitenkruinlijn, komt goed overeen met de locatie van dit punt in werkelijkheid.



Figuur 5.2 Maatgevende glijvlak volgens Bishop.

Met de methode van Van wordt – na correctie voor de modelfactor van 1,05 – precies hetzelfde resultaat gevonden, namelijk 0,99. Het glijvlak is getoond in Figuur 5.3. Dit snijdt meer in de kruin in en steekt minder diep in de zandlaag.



Figuur 5.3 Maatgevende glijvlak volgens Van.

5.4 Discussie en conclusies

Deze uitkomst – een fractie onder de theoretische grenswaarde – moet waarschijnlijk eerder als een gelukkig toeval worden beschouwd dan als een bewijs voor superioriteit van de gevolgde aanpak. In de gehanteerde schematisatie ontbreken namelijk allerlei subtiliteiten die ook invloed hebben, zoals de in het hoofdstuk hiervoor genoemde infiltratiedrukken in het zand en de dunne Allerødlaag. Verder zijn de materiaalparameters gebaseerd op slechts een beperkt aantal proeven en is ook de ontwikkelde weerstand in de lengterichting van de dijk verwaarloosd, in elk geval bij toepassing van de methode van Van. Desalniettemin is het een mooie uitkomst.

Een oud discussiepunt, dat ook bij de voorbereiding van de macrostabiliteitsproef een aantal keren aan de orde is geweest, is de vraag in hoeverre een stabiliteitsfactor kleiner dan 1 dient te zijn om tot bezwijken te komen. In de sinds de jaren '50 van de vorige eeuw gegroeide praktijk, die gebaseerd is op een beperkt aantal sterk vervormende kaden in combinatie met celproeven, is het begrip ontstaan dat de berekende stabiliteitsfactor vooral iets zegt over de vervormingssnelheid; bij een stabiliteitsfactor iets boven de 1 mag al enige doorgaande vervorming van de waterkering worden verwacht, terwijl anderzijds een stabiliteitsfactor die iets lager is dan 1 vooral impliceert dat de vervormingssnelheid wat hoger is. In §2.1 van [Van Duinen e.a., 2008] wordt gesteld dat bij een berekende evenwichtsfactor van 1,0 een vervormingssnelheid van 30 cm per jaar mag worden verwacht.

Dit is echter gebaseerd op celproeven. De nieuw voorgestelde rekenmethodiek met de ongedraineerde schuifsterkte is uiteindelijk gebaseerd op de bezwijksterkte van grond, waarbij de vervorming in principe van ondergeschikt belang is. De consequentie hiervan zou

zijn dat bezwijken op zou kunnen treden zodra de stabiliteitsfactor lager wordt dan 1, ongeacht de daarvoor reeds opgetreden vervormingen. Deze ietwat speculatieve stelling wordt door de hiervoor gegeven resultaten geheel onderschreven.

6 Discussie met betrekking tot de aangereikte methode

6.1 Inleiding

Dit hoofdstuk gaat in op de bruikbaarheid van [Van Duinen e.a., 2008] voor de toetsing van waterkeringen uitgaande van het concept van ongedraineerde schuifsterkte.

Eerst wordt ingegaan op de afwijkingen van de hiervoor gepresenteerde analyse van het bezwijken van de macrostabiliteitsdijk in de macrostabiliteitsproef binnen het IJkdijk-project, daarna wordt een aantal suggesties gegeven ten aanzien van de aangereikte methode.

6.2 Afwijkingen van de IJkdijk-analyse t.o.v. een gebruikelijke toetsing

De analyse van de IJkdijk wijkt allereerst af van een gebruikelijke toetsing doordat gebruik gemaakt wordt van verwachtingswaarden voor alle parameters; er worden geen correctiefactoren toegepast om tot representatieve waarden en rekenwaarden te komen.

Daarnaast zijn de belastingen op de IJkdijk en de verdere randvoorwaarden gegeven vanuit de metingen en de opzet van de proef en is er geen sprake van een reële buitenwaterstand, maatgevend hoogwater (MHW) en zaken als een decimeringshoogte die bij de analyse een rol spelen.

Vornoemde aspecten zijn derhalve niet aan de orde gekomen bij de voorliggende analyse en het is daarom niet mogelijk om op deze punten een oordeel te geven over de bruikbaarheid van de aangereikte methode.

6.3 Suggesties t.a.v. de aangereikte methode

De rapportage van [Van Duinen e.a., 2008] vormt een toegankelijk document om inzicht te krijgen in de achtergronden van de bestaande ontwerp- en toetsingsnormen voor Nederlandse dijken en om begrip te krijgen van de mogelijkheden en beperkingen van het rekenen met ongedraineerde schuifsterkte. Als handreiking of zelfs rekenrecept schiet het echter tekort: de benodigde informatie staat kris-kras door het document verspreid en bestaat voor een aantal onderdelen enkel uit betrekkelijk algemene verwijzingen naar bestaande ontwerp- en toetsingsleidraden en is daardoor niet zelfstandig bruikbaar.

Gelet op de in dit deelproject opgedane ervaringen verdient het daarom aanbeveling om een dergelijk recept te maken. Voor toepassing van de eindige-elementenmethode kan daarbij overigens in belangrijke mate gebruik worden gemaakt van [Teunissen, 2009]. Belangrijk hierbij is ook om duidelijk te maken in welke situatie welke methode de voorkeur geniet.

Voor het laatste kan bijvoorbeeld worden gedacht aan het bieden van een praktische uitweg uit het dilemma dat ontstaat bij toepassing van de methode met ongedraineerde schuifsterkte op een situatie als de macrostabiliteitsproef wanneer al te strikt wordt vastgehouden aan hetgeen in [Van Duinen e.a., 2008] vermeld is op pagina's 30 en 31:

"..ook bij ongedraineerd afschuiven van overgeconsolideerde grond kan wateronderspanning ontstaan. Wateronderspanning veroorzaakt zuigspanning en dus een schijnbare extra sterkte. deze extra sterkte is echter slechts tijdelijk aanwezig. In deze gevallen kan geen ongedraineerde analyse worden uitgevoerd, maar dient een gedraineerde analyse te worden uitgevoerd."

Strikt genomen kan een dergelijke situatie al snel optreden, waardoor de indruk ontstaat dat ongedraineerd rekenen slechts zelden mogelijk is. Desalniettemin is dit in veel gevallen wel een begaanbare weg in combinatie met modellen in MStab.

Voor de toepassing van de eindige-elementenmethode rijst meer algemeen de vraag of deze methode wel geschikt is voor bepaling van de sterkte van dijken. Er zijn veel vragen met betrekking tot de numerieke effecten van dilatantie en contractie. Toepassing van een dilatantiehoek afwijkend van de wrijvingshoek leidt tot numerieke problemen, terwijl dit toch wenselijk is in slappe grond. Bij de hoge wrijvingshoeken van slappe organische grond nemen de numerieke problemen verder toe. Bovendien is het niet doorzichtig hoe de reserve aan sterkte in een bepaalde uitgangstoestand van een dijk, uitgedrukt moet worden. In elk geval is de c', ϕ' -reductie optie slechts beperkt beschikbaar.

De combinatie EEM en ongedraineerde sterkteberekeningen is momenteel niet goed mogelijk. De ongedraineerde schuifsterkte is afhankelijk van de overconsolidatiegraad (OCR) en verandert dus met de consolidatiegraad, en de ongedraineerde schuifsterkte is bovendien anisotroop. Het User-Defined model ANI2 van het Norwegian Geotechnical Institute (NGI) voor Plaxis is niet direct bruikbaar. Dit model voorziet in anisotropie. Het vereist opgave van triaxiale compressie, simple shear en triaxiale extensiewaarden van de ongedraineerde sterkte en stijfheid. Veranderingen door consolidatie worden niet beschouwd. Bovendien is c', ϕ' -reductie niet mogelijk.

Bepaling van de triaxiale extensie waarde van s_u van slappe organische grond is momenteel niet goed mogelijk omdat het membraan dermate op extensie wordt belast dat het gedrag er door wordt overheersd.

Er is derhalve geen recept beschikbaar voor de toepassing van de eindige-elementenmethode in combinatie met ongedraineerde schuifsterkte voor de macrostabiliteitsproef. Er is daarom gekozen voor een aanpak die gericht is op het zo goed mogelijk berekenen van de spanningen en vervormingen, tot en met het moment van bezwijken. De gekozen aanpak komt wel tegemoet aan de wens om de sterkte te baseren op grotere vervormingen, maar dan niet via ongedraineerde sterkte, maar via effectieve sterkteparameters en 'undrained' materiaalgedrag. Ook is, zoals gewenst, een stabiliteitsfactor bepaald.

7 Conclusies

7.1 Conclusies t.a.v. het bezwijken van de macrostabiliteitsdijk

De analyse van het bezwijken van de macrostabiliteitsdijk met de methoden Bishop en Van in MStab leidt, op basis van de reeds eerder gerapporteerde meetwaarden en laboratorium-proefresultaten met gemiddelde (verwachtings)waarden voor de ongedraineerde schuifsterkte van de klei en het veen, tot een berekende stabiliteitsfactor van 0,99; een fractie kleiner dan de theoretische grenswaarde van 1. Hoewel een nauwkeurigheid tot op twee decimalen bij een stabiliteitsberekening in het algemeen, en ook hier, als een illusie beschouwd mag worden en er hier wat dat betreft zeker sprake is van enig toeval, sluit dit wel goed aan bij hetgeen in de praktijk waargenomen is (namelijk vrij abrupt bezwijken bij het bereiken van de gemodelleerde situatie) en meer vanuit de theorie wordt aangegeven in [Van Duinen e.a., 2008] ten aanzien van berekeningen met de ongedraineerde schuifsterkte voor waterkeringen.

Hoewel er voor de MStab-analyse enige nuancering kan worden aangebracht op basis van deze analyse zelf, dit kan zeker op basis van de Plaxis-analyse. Hieruit blijkt dat de gegeven situatie – overigens met *gedraineerde* parameters – bij een meer gedetailleerde analyse alleen tot bezwijken kan komen indien een hydraulische grondbreuk wordt gesimuleerd met vervolgens vervloeien van de Allerødlaag onder het veenpakket – hetgeen achteraf overigens ook is geconstateerd.

7.2 Conclusies ten aanzien van aangereikte methode voor ongedraineerd toetsen

Over de aangereikte methode voor ongedraineerd toetsen van waterkeringen kan worden opgemerkt dat deze een goede inleiding biedt tot de materie met bovendien een duidelijke uiteenzetting van het ontstaan van het huidige normeringsstelsel, maar dat het niet een helder recept biedt voor het praktisch toepassen van de methode. Daarom wordt aanbevolen om alsnog een helder recept hiervoor te schrijven.

Daarnaast wordt opgemerkt dat bij bestaande dijken de vraag niet zozeer er een is van deformaties, maar van welke sterkte-marge er bestaat tegen een gedefinieerde verandering van waterstanden en belastingen. De wens is om de ‘werkelijke sterkte’ van veen en organische klei mee te nemen in de bepaling van de sterkte-marge, en wel op basis van optredende vervorming. Feitelijk is de hoge ϕ' die de K_0 -CRS-proef oplevert in veen en organische klei de sterkte die hoort bij grotere vervorming. Daarmee komt de in dit rapport gehanteerde aanpak ten aanzien van de parameterbepaling en modellering van de veenlaag tegemoet aan de hiervoor genoemde wens. Door nu van een bestaande dijk de bestaande toestand zo goed mogelijk op te bouwen, inclusief de historische ontwikkelingen, kan met c-phi-reductie vanuit de ontwerp-toestand toch aan het doel worden beantwoord, al is het dan op basis van *gedraineerde* parameters in combinatie met de ‘*undrained*’ materiaaloptie in Plaxis.

7.3 Aanbeveling

Zoals hierboven beschreven wordt aanbevolen een helder rekenrecept op te stellen voor de uitvoering van de toetsing.

8 Literatuur

[van Beek e.a., 2008]

Vera van Beek, Haike van Lottum & Cor Zwanenburg, *Macrostabieliteit IJkdijk september 2008 – deel 3: centrifugeproeven*, Deltares rapportnr. 420612-0036 en 433582-0011. Delft, november 2008.

[Bishop, 1955]

A.W. Bishop, *The use of the slip circle in the stability analysis of slopes*, Géotechnique 5(1):7-17. London, 1955.

[Brinkgreve e.a., 2007]

R.B.J. Brinkgreve, W. Broere & D. Waterman, *Plaxis*, 2D-versie, versie 8.6.1113. Delft, 2007.

[Van Duinen e.a., 2008]

Alexander van Duinen, Ed Calle, Gert Greeuw, Evert den Haan, Gerard Kruse & Hans Teunissen, *Bezwijksterkte van grond bij toetsing macrostabieliteit van dijken – Werkwijze voor validatiefase SBW*, Deltares rapportnr. 419230.0047, versie 2. Delft, 18 december 2008.

[Koelewijn, 2001]

A.R. Koelewijn, *Monitoringsfilosofie HerMes – Waarom, Wat, Waar, Wanneer en in Welke mate meten & verwerken*, GeoDelft rapportnr. CO-710107/53. Delft, 30 januari 2001.

[Koelewijn e.a., 2008]

André Koelewijn, Harm Aantjes & Cor Zwanenburg, *Macrostabieliteitsdijk IJkdijk september 2008 – deel 1: Geotechnische uitgangspuntenrapport*, Deltares rapportnr. 420612-0031, versie 2. Delft, 25 november 2008.

[Koelewijn e.a., 2009]

André Koelewijn, Cor Zwanenburg, Bernard van der Kolk, Gerard Kruse, Goaitske de Vries, Dennis Peters & Martijn Willeboer, *Macrostabieliteitsdijk IJkdijk september 2008 – deel 6: Meetverslag*, Deltares rapportnr. 420612-0028 versie 4. Delft, 5 maart 2009.

[Lambe, 1973]

T.W. Lambe, *Predictions in soil engineering*, Géotechnique 23(2):149-202. London, 1973.

[Teunissen, 2009]

Hans Teunissen, *EEM en stabiliteit*, conceptrapportage binnen Deltares projectnummer 1001463-013. Delft, 20 mei 2009.

[Van, 2001]

M.A. Van, *New approach for uplift induced slope failure*, Proc. XVth ICSMGE, ISSMGE, pp. 2285-2288. Istanbul, August 2001.

[Zwanenburg e.a., 2008a]

Cor Zwanenburg, Dennis Peters, André Koelewijn & Harm Aantjes, *Macrostabieliteitsdijk IJkdijk september 2008 – Veen- en Sloottest*, Deltares rapportnr. 420612-0017. Delft, maart 2008.

[Zwanenburg e.a., 2008b]

Cor Zwanenburg, Remco Snoek, Erik Baggen, Elwin Wagelmans, Goaitske de Vries, André Koelewijn & Harm Aantjes, *Macrostabielheidsdijk IJkdijk september 2008 – deel 4: Ontwerprapport*, Deltares rapportnr. 420612-0037 versie 5. Delft, december 2008.

[Zwanenburg e.a., 2009]

C. Zwanenburg, A.R. Koelewijn, D.J. Peters, G. de Vries & M.W. Willeboer, *Macrostabielheidsdijk IJkdijk september 2008 – Deel 5: Bouw stabiliteitsdijk*, Deltares rapportnr. 420612-0035. Delft, 6 maart 2009.