

Dijkversterking met



Verkennd onderzoek

Dit rapport is de geanonimeerde versie van het afstudeerrapport van Axel van Stralen. De namen van de betrokkenen (m.u.v. Geonius en de HRO) en bedrijfsgevoelige informatie zijn gefingeerd.

Deze versie voor het archief is bedoeld om t.a.t. aan te kunnen tonen dat de kwaliteit van het onderwijs aan de opleiding CT gewaarborgd is en het behalen van het afstuderen door ondergetekende conform de gestelde eisen gegaan is. Indien onduidelijkheden optreden kan met de opsteller van dit document contact worden opgenomen via:

Tel.: 06 107 908 74

Mail: avanstralen@hotmail.com

Breda, 13-6-2017

Versienummer

1.0

Naam student:

Axel van Stralen

E-mail:

a.vanstralen@geonius.nl

Tel.nr.:

+31(0)6 107 908 74

Opleiding

Civiele Techniek

Hogeschool Rotterdam

Stagebegeleider:

Ir. P. Blommaart

E-mail:

p.j.l.blommaart@hr.nl

Tel.nr.:

+31 10 794 6626

Bedrijfsbegeleider:

Kas Lange MSc.

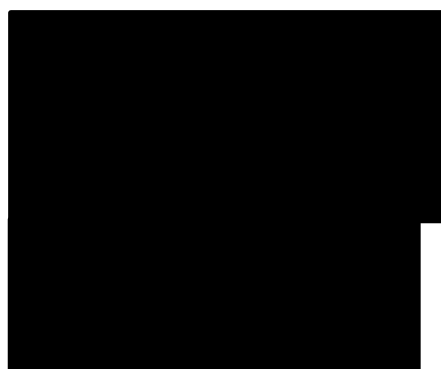
E-mail:

K.Lange@geonius.nl

Tel.nr.:

+31 88 130 06 00

GEONIUS 



SUMMARY

In the next few decades a part of the Dutch levees needs to be heightened. Problems are encountered where constructions or other object near or on the levees clash with the development plans, due to the space required for raising the crest level. Applying dike reinforcement allows for steeper slopes and thus a minimalization of required space.

██████████ produces ██████████, and has asked Geonius B.V. to assess the feasibility of applying these ██████████ as reinforcement in dikes. A pilot dike was selected, the Merwededijk at Gorinchem, based on the boundary conditions belonging to the appliance of the ██████████. On a segment of this dike analyses were carried out in order to determine the macro stability of a dike reinforcements with ██████████.

Of the chosen segment of the Merwedijk three models were made that were compared. The first one is the model without any optimisation of space utilisation, as designed by the owner of this particular dike, Waterschap Rivierenland. The second is a model with the dike reinforcement made of ██████████. The third is a regular dike reinforcement method with linked sheet piles.

A research was acted out as to which configuration of the ██████████ would be the most stable. A model named model 1 was selected for further analysis. In model 1 the ██████████ form a uninterrupted horizontal layer through the core of the levee. Model 1 has been tested for STBi and STBu with calculation method Spencer, Bishop and in Plaxis.

A comparison of the costs was made between the three models. The comparison concluded that a dike reinforcement is almost twice the cost of the model without optimisation of space utilisation, and holds almost the same cost as the regular dike reinforcements with linked sheet piles.

MANAGEMENTSAMENVATTING

Een groot deel van de Nederlandse rivierdijken dient in de toekomst verhoogd te worden. Bij dijkverhogingen speelt bebouwing op of aan de dijk een belemmerende rol vanwege het gebrek aan de benodigde ruimte voor een dergelijke verhoging. Een maatregel die hiertegen genomen kan worden is het versterken van de dijk, opdat deze verhoogd kan worden met een verkleining van het ruimtebeslag.

Vanuit [REDACTED] is de vraag gekomen om de haalbaarheid van een dergelijke dijkversterking met door hun geproduceerde [REDACTED], een type [REDACTED], aan te tonen. Verkennend onderzoek vanuit Geonius B.V. heeft hiervoor een dijk geselecteerd op basis van randvoorwaarden aan de toepassing van dit product. Een doorsnede van deze dijk, de Merwededijk te Gorinchem, is gekozen als basismodel voor de stabiliteitsberekeningen met de toepassing van [REDACTED]. In dit onderzoek is de scope gelegd op de gebruiksfase, en niet de uitvoerende fase.

Van de gekozen Merwededijk is een vergelijking tussen drie typen dijkverhogingen opgesteld. Ten eerste een model zonder beperking van het ruimtebeslag, die de dijkbeheerder Waterschap Rivierenland heeft opgesteld, ten tweede een model met een dijkversterking van [REDACTED] en ten derde een model met reguliere dijkversterking in de vorm van een kistwandconstructie.

In een deelonderzoek naar de meest optimale configuratie van de [REDACTED] in het dijklichaam is besloten tot het verder uitwerken van een model waarin de [REDACTED] als een ononderbroken horizontale laag door de kern van de dijk geïnstalleerd zijn. De stabiliteit van de dijkversterking met [REDACTED] is getoetst middels methode Bishop en Spencer voor zowel de binnenwaartse als de buitenwaartse stabiliteit. Model 1 is aangepast opdat het aan de gestelde veiligheidseisen voldoet.

Model 1 is op gebied van kosten vergeleken met de verhoging conform de bestemmingsplannen van Waterschap Rivierenland en met de reguliere dijkversterking met een kistwandconstructie. Uit deze kostenvergelijking is gebleken dat de dijkversterking met [REDACTED] verhoudt ten opzichte van de reguliere dijkversterking met een kistwandconstructie. Ten opzichte van de dijkverhoging conform het bestemmingsplan van het waterschap is de oplossing met [REDACTED] een factor twee maal zo duur.

VOORWOORD

L.S.,

Voor de totstandkoming van dit onderzoek, de genoten begeleiding, feedback en persoonlijke leermomenten wil ik graag mijn dank uitbrengen naar mijn collega's van Geonius. Aan mijn bedrijfsbegeleider Kas Lange, die me daarnaast bijgestuurd heeft waar nodig en waarmee ik goed heb kunnen sparren, wil ik deze dank onderstrepen. De heren van [REDACTED] wil ik bedanken voor hun kritische houding, waarbij zij open bleven staan voor nieuwe ideeën. Aan mijn afstudeerbegeleider de heer Blommaart van de Hogeschool Rotterdam wil ik mijn dank uitdrukken voor bijsturen en afbakenen van dit onderzoek, en het leveren van feedback op de tussentijdse producten.

Breda,

13 juni 2017

INHOUDSOPGAVE

Inleiding.....	5
1. Werkwijze - Vooronderzoek	9
1.1. Onderzoeksopzet	11
1.2.  - 	12
1.3. Onderdeel van methode - pilotdijk.....	14
1.4. Keuze Pilotdijk.....	15
1.5. Hydraulische uitgangspunten van de pilotdijk.....	17
1.6. Geotechnische uitgangspunten van de pilotdijk	17
2. Werkwijze – modellering basismodel	20
2.1. Modelinstrumentaria en rekenmodel	21
2.2. Modellering Grondopbouw	21
2.3. Modellering Waterspanningen	22
2.4. Modelleren verkeersbelasting	23
2.5. Verificatie van het plaxismodel.....	24
2.6. Stabiliteit per model	26
2.7. Werkwijze - variantenstudie	27
3. Resultaten variantenstudie.....	30
4. Werkwijze – opstellen aangepast model 1	33
4.1. Plaxis-berekening – Aangepast model 1	34
4.2. Krachtenanalyse in Plaxis	37
5. Kostenvergelijking.....	38
Conclusies en aanbevelingen	40
Bibliografie	44
Appendix I-VI.....	46

INLEIDING

Op Prinsjesdag in 2015 presenteerde de minister van Infrastructuur en Milieu het Deltaprogramma, waarin onder andere omschreven wordt dat dijken op een nieuwe manier getoetst gaan worden.

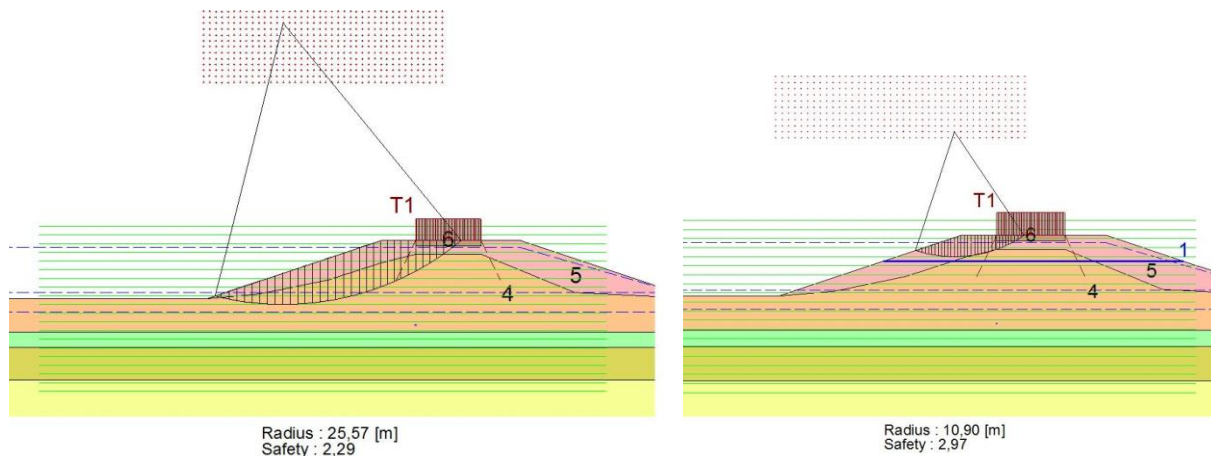
Het gevolg van deze verscherping van de veiligheid is dat veel dijken momenteel nog niet voldoen aan de normen uit het Deltaprogramma. Tot 2050 zal de overheid daarom miljarden gaan investeren in het verhogen van de veiligheid van voornamelijk rivierdijken.

AANLEIDING

Bij rivierdijken speelt bebouwing op en naast het dijklichaam een belemmerende rol. Deze bebouwing levert namelijk het probleem dat de taluds en/of de binnen-/buitendijkse ruimte aan de voet van de dijk niet aangepast kunnen worden, zonder plaatselijke maatregelen te nemen of de bebouwing te verwijderen. Het verhogen van de kruin zonder de hellingshoek aan te passen is niet mogelijk zonder een verbreding van de basis van de dijk. Maatregelen zijn onder andere implementatie van keerwanden of een kistconstructie van damwanden of combiwanden, door toepassen van dijkvernageling, door toepassen van grondverbetering en andere reguliere oplossingen.  wil innovatief inspelen op deze markt en is daarom met Geonius als technisch adviseur een haalbaarheidsstudie gestart waarin de toepassing van  genaamd  voor dijkverhoging vergeleken wordt met deze reguliere ontwerp oplossingen. Deze elementen zijn samengestelde constructies bestaande uit  .

Eerdat de afstudeeropdracht van start is gegaan in februari 2017 is Kas Lange, projectleider geotechniek & geohydrologie bij Geonius, gestart met het verzamelen van randvoorwaarden en met het doen van enkele controles in D-Geo Stability. Daarbij is de stabiliteit van een dijkdoorsnede in de normale situatie vergeleken met de situatie met toepassing van .

Voor de vergelijking is een basismodel in D-Geo Stability opgezet dat voldoet aan de voorlopige opgestelde randvoorwaarden. Deze randvoorwaarden worden hier niet verder genoemd, deze komen later in dit verslag aan bod. De normale situatie gaat uit van een standaard dijkprofiel met een bovenbelasting. De aangepaste situatie betreft hetzelfde model, met als enige toevoeging een *forbidden line*, welke de functie heeft van een . Deze functie staat geen schuifvlak door de *forbidden line* toe. Hierdoor kan in de meest kritische situatie het glijvlak onderbroken worden, wat leidt tot een toename van de veiligheidsfactor (zie Figuur 1).



Figuur 1: Vereenvoudigde vergelijking volgens Bishop-methode in D-Geo Stability tussen normale situatie (links) en toepassing [redacted] middels een *forbidden line* (rechts). Het veranderen van de kritische glijcirkel levert in dit geval een hogere veiligheidsfactor (Lange, 2016).

Deze benadering is voor de initiële situatie; de vervolgstap is het analyseren van de interactie tussen de grond van de dijklichaam en de [redacted] en de vervorming die zal optreden. Hiervoor zal gebruik gemaakt worden van eindige-elementenmethode in Plaxis 2D. Verder dienen niet-cirkelvormige glijvlakken, welke te benaderen zijn in zowel Plaxis als D-Geo Stability, onderzocht te worden. Deze glijvlakken kunnen namelijk een van invloed zijn op de veronderstelde vergroting van de veiligheidsfactor zoals afgebeeld in Figuur 1.

Vanuit de klant is de vraag gekomen om de optredende dwarskrachten en momenten welke op de [redacted] zullen werken aan te leveren. Met deze gegevens kan vervolgonderzoek worden gedaan naar de meest geschikte uitvoering van de [redacted]

Verder is belangrijk dat faalmechanismen die bij reguliere dijkverhogingen niet optreden, maar welke wel optreden bij toepassing van de [redacted] in de dijk in ogenschouw worden genomen.

PRAKTIJKVRAAG

Vanuit [redacted] is de beoogde oplossingsvariant het verhogen van de kruin met een [redacted]. De praktijkvraag zoals deze is geïnterpreteerd uit de probleemanalyse en gesprekken met de klant:

Kunnen [redacted] toegepast worden bij de ophoging van dijklichamen om zo ruimtebesparing te realiseren?

DOELSTELLING VAN HET ONDERZOEK

De randvoorwaarden voor toepassing van het product zoals die nu opgesteld zijn door de heer Lange staan echter niet vast als vigerend; voor dit verkennende onderzoek is het vaststellen van de geldende randvoorwaarden voor toepassing van [redacted] een van de opdrachten. Op technisch gebied is er nog geen onderzoek gedaan naar de meest efficiënte configuratie (locatie van de [redacted] in het dijklichaam) van [redacted]. Dit deelonderzoek, welke zich vertaalt in een variantenstudie, kan worden gedaan nadat de randvoorwaarden aan het implementeren van het product vastgesteld zijn. Als laatste onderdeel van dit haalbaarheidsonderzoek zal de gekozen configuratie welke voldoet aan de gestelde randvoorwaarden getoetst en vergeleken worden met reguliere oplossingen op gebied van

stabiliteit en kosten. Het einddoel van het onderzoek is  inzicht te geven in de (kosten)technische potentie van deze innovatie, en de spanningen die in de  zullen optreden aanleveren waardoor vervolgonderzoek naar geschikte elementen mogelijk wordt.

ONDERZOEKSVRAAG

Na verwoorden van de doelstelling is het mogelijk om een concrete onderzoeksvraag op te stellen, welke in de conclusie van het afstudeerrapport beantwoord kan worden. Deze onderzoeksvraag luidt:

Is voor het minimaliseren van ruimtebeslag bij dijkversterkingen toepassen van  een kostenefficiënte oplossing waarbij aan de vigerende normen wordt voldaan?

De bijbehorende deelvragen geven de structuur aan van het onderzoek. De deelvragen zijn:

1. Welke configuraties van de  zijn mogelijk?
2. Onder welke randvoorwaarden kan het product toegepast worden?
3. Welke configuratie van het materiaal is het meest efficiënt?
4. Wat zijn de optredende krachten die op de  werken?
5. Hoe verhoudt de versterking zich ten opzichte van regulier dijkontwerp en gebruikelijke ontwerp oplossingen op het gebied van kosten?

OPZET VAN HET ONDERZOEK

Als allereerste stap is een literatuurstudie opgezet waarin onderzoek is gedaan naar de (hydraulische) randvoorwaarden aan dijken, de materiaalgegevens van de , geotechnische faalmechanismen en D-Geo Stability en Plaxis. Deze studie is terug te vinden in Appendix I. Om een realistische studie te doen is een basismodel welke voldoet aan de gestelde randvoorwaarden voor de toepassing van  opgezet. Dit basismodel is het startpunt waarin de stabiliteitsberekeningen gedaan is. Na het vaststellen van dit startmodel zijn er oplossingsvarianten opgesteld die op stabiliteit getoetst zijn.

Na vaststellen van voorkeursoplossingsvarianten op basis van stabiliteit is een kostenvergelijking gedaan. Dit is voltrokken door de oplossingsvarianten enerzijds te vergelijken met een reguliere ophoging van de dijk (zonder ruimtebesparende maatregelen) en anderzijds met een reguliere dijkversterking; een damwandconstructie. Hiernaast zijn de optredende spanningen uitgetrokken uit het rekenmodel, zodat deze aangeleverd kunnen worden aan de klant.

AFBAKENING

Dit onderzoek gaat in de eerste instantie in op de stabiliteit van configuraties/oplossingsvarianten van , en een analyse en van de optredende spanningen in de . Het toetsen van de spanningen in het  wordt nog niet in dit verkennende onderzoek gedaan, aangezien in overleg met de klant wordt gekeken naar varianten van  welke voor de versterking gebruikt zullen worden. Voor dit verslag zal uitgegaan worden van de elementen zoals beschreven in het eerste hoofdstuk. De klant heeft opgevraagd de spanningen aan te leveren.

Dit onderzoek legt vooral de focus op het geotechnische aspect van deze haalbaarheidsstudie. Achterwege wordt gelaten wat de socio-economische en ecologische effecten kunnen zijn van de toepassing van de laag , de aanwezigheid van eventuele NGE (Niet Gesprongen

Explosieven), van archeologie, of de invloed op ondergrondse kabels en leidingen. Op de realisatie van [REDACTED] als dijkversterking zal in mindere mate ingegaan worden dan op de technische haalbaarheid van deze innovatie. Belangrijke aspecten van de uitvoering die aan bod zullen komen zijn de mogelijkheid tot plaatsen van de [REDACTED] en de manier van aaneenschakeling. Ten aanzien van het beheer en onderhoud zal ook geen gedetailleerd onderzoek plaatsvinden. De kostenberekeningen zullen een schatting zijn van de daadwerkelijke kosten.

Een belangrijke afbakening voor dit onderzoek is verder dat in de stabiliteitsberekeningen wordt gekeken naar de definitieve situatie, dat wil zeggen dat de stabiliteit welke tijdens de bouw van de dijkversterking optreedt niet onderzocht wordt. Vandaar dat aangenomen is dat er geen wateroverspanning als gevolg van de [REDACTED] en/of terreinophogingen in de berekeningen wordt meegenomen. Het doel is om eerst de haalbaarheid voor de definitieve situatie uit te zoeken, waarna in eventueel vervolgonderzoek naar de fasering en uitvoering gekeken kan worden.

In het onderzoek wordt gebruik gemaakt van geotechnische data verkregen van Waterschap Rivierenland en van Geonius intern. Er zullen voor dit onderzoek geen grondmonsters genomen worden.

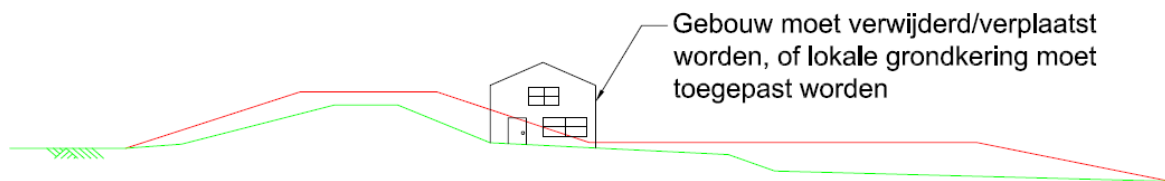
LEESWIJZER

In het eerste hoofdstuk wordt gestart met de werkwijze van het onderzoek toelichten. De [REDACTED] worden toegelicht, evenals de bepaling van de pilotdijk. In het tweede hoofdstuk wordt verder ingegaan op de modellering van de basismodellen. In hoofdstuk 3 volgen de resultaten van de variantenstudie naar een optimale configuratie van [REDACTED] in de pilotdijk. In het vierde hoofdstuk wordt omschreven hoe het gekozen model gereed gemaakt is voor de vergelijking met reguliere ontwerp oplossingen. In het vijfde hoofdstuk volgt deze vergelijking in een kostenvergelijking. Het verslag sluit af met conclusies en aanbevelingen.

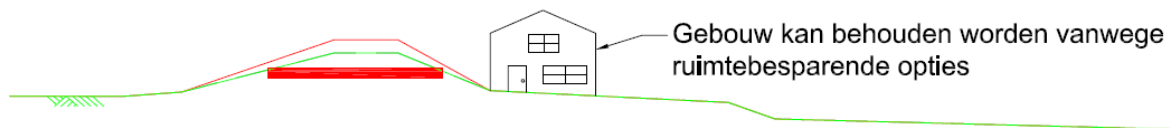
1. WERKWIJZE - VOORONDERZOEK

Uit de probleemanalyse en gesprekken met de klant is duidelijk geworden dat drie modellen onderzocht dienen te worden. Deze modellen zijn weergegeven in Figuur 2. In dit figuur is te zien hoe in het geval van een woonhuis op de binnenberm het verhogen van de kruin niet mogelijk is met gebruik van de reguliere ophoging. Indien de taluds steiler gemaakt worden, waarbij een versterking in de dijk van ofwel [REDACTED], dan wel een kistconstructie van damwanden wordt aangebracht om de stabiliteit van de dijk te waarborgen, kan het woonhuis blijven staan.

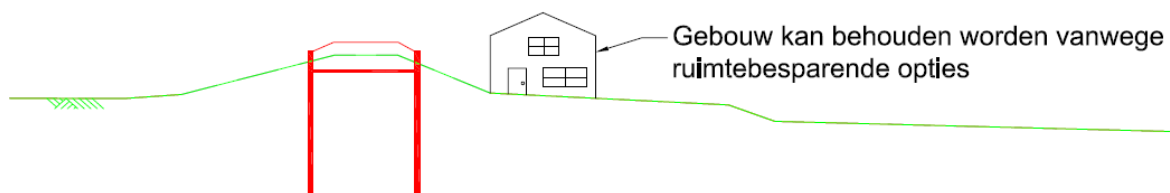
Reguliere ophoging - geen versterking



Versterking met [REDACTED]



Versterking met kistconstructie (damwand)



Figuur 2: De drie modellen waarmee kruinverhoging bereikt kan worden. De groene lijn drukt het oorspronkelijk dijkprofiel uit; de rode lijn en onderdelen zijn de verhoging en benodigde versterking. Deze configuraties en lengten zijn indicatief.

Uit het opstellen van deze schetsmatige modellen zijn de stappen voor het vooronderzoek gebleken. In de oriënterende studie, de literatuurstudie (te vinden in Appendix I) en een verdere probleemanalyse zijn daarom de volgende onderdelen verder uitgewerkt:

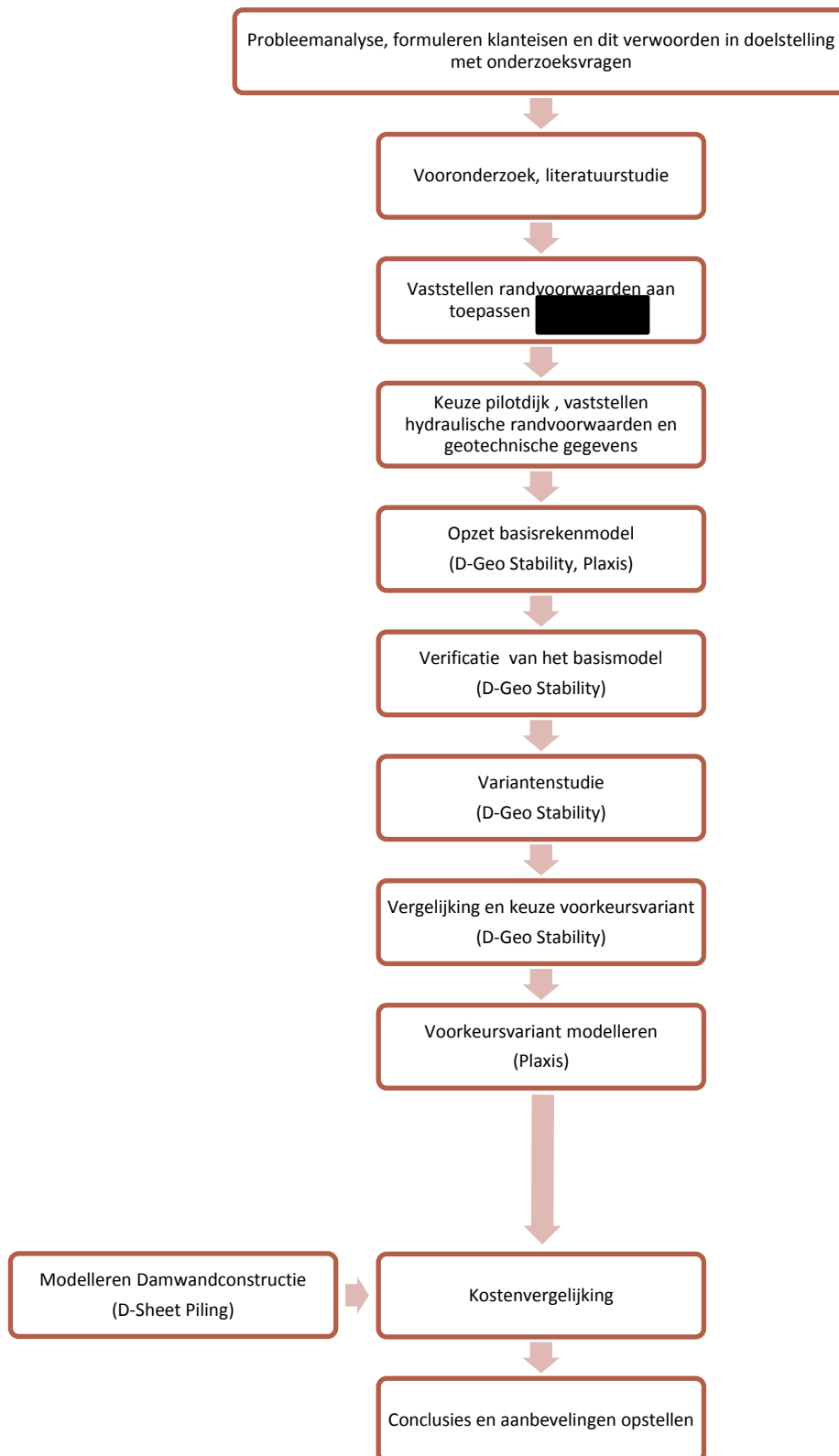
- ⤴ Een onderzoek naar Nederlandse wetgeving op het gebied van dijken met betrekking op het ontwerpen van profielen en het toetsen aan faalmechanismen;
- ⤴ Een onderzoek naar de faalmechanismen waar bij het toetsen van dijken rekening gehouden dient te worden;
- ⤴ Een technische omschrijving van de [REDACTED], [REDACTED] in de initiële situatie door de klant aangedragen werden als het materiaal waarmee ontworpen diende te worden;
- ⤴ Een omschrijving van de werking van de modelleerprogramma's D-Geo Stability en Plaxis, welke gebruikt zijn in dit onderzoek.

Uit deze vooronderzoeken is de nuttige informatie geabstraheerd en kort benoemd. Deze tussentijdse conclusies zijn dat Ontwerpinstrumentarium 2014 (OI2014) als leidend is beschouwd, maar dat uit de het Wettelijk Boordelingsinstrumentarium 2017 (WBI2017), waarmee in de vierde versie van het OI2014 rekening wordt gehouden, wordt meegenomen dat ook niet-cirkelvormige glijvlakken getoetst dienen te worden. Verder wordt Hydraulische Randvoorwaarden 2006 aangehouden voor het bepalen van de maatgevende waterstanden. In het nieuwe ontwerpinstrumentarium wordt gesteld dat deze waterstanden met het rekenprogramma Hydra-NL bepaald dienen te worden. Echter zijn de in dit onderzoek gebruikte waterstanden, afkomstig uit de documentatie van de pilotdijk, gebaseerd op Hydraulische Randvoorwaarden 2006.

Voor een toelichting over de werking van de faalmechanismen welke bij dijken van invloed zijn wordt u verwezen naar Appendix I.

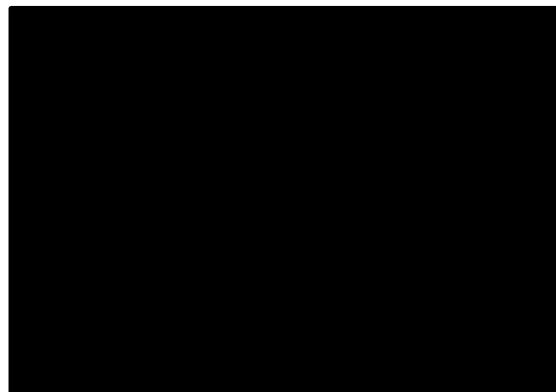
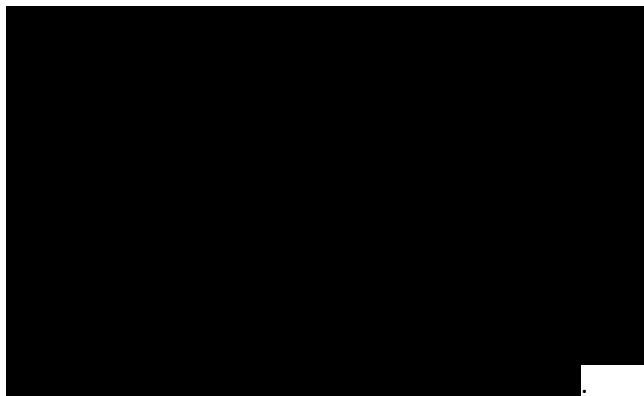
Uit dit vooronderzoek is tevens technische informatie van de [REDACTED] naar voren gekomen. Deze wordt in paragraaf 1.2 toegelicht.

1.1. ONDERZOEKSOPZET



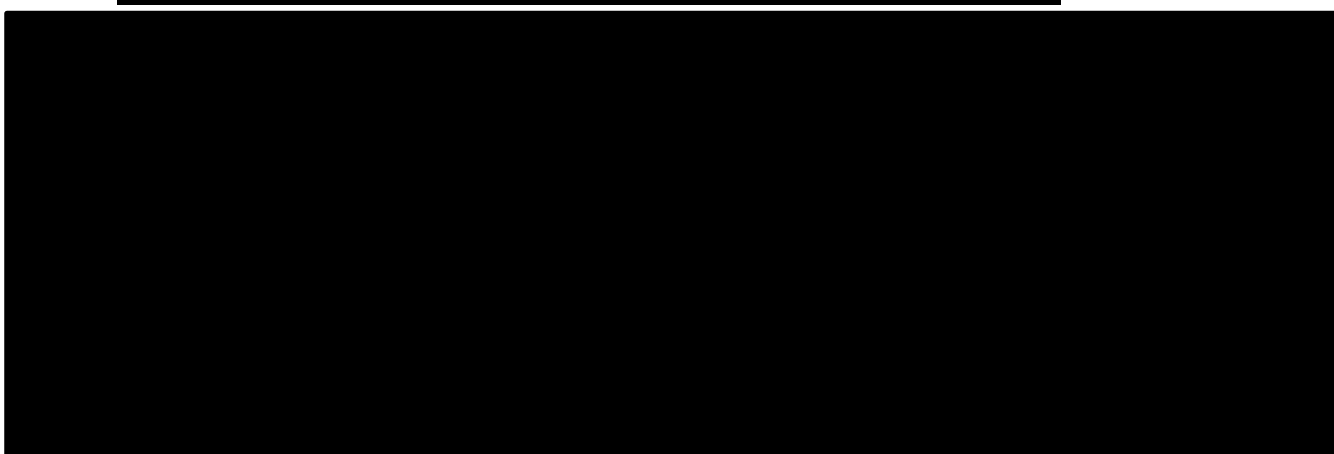
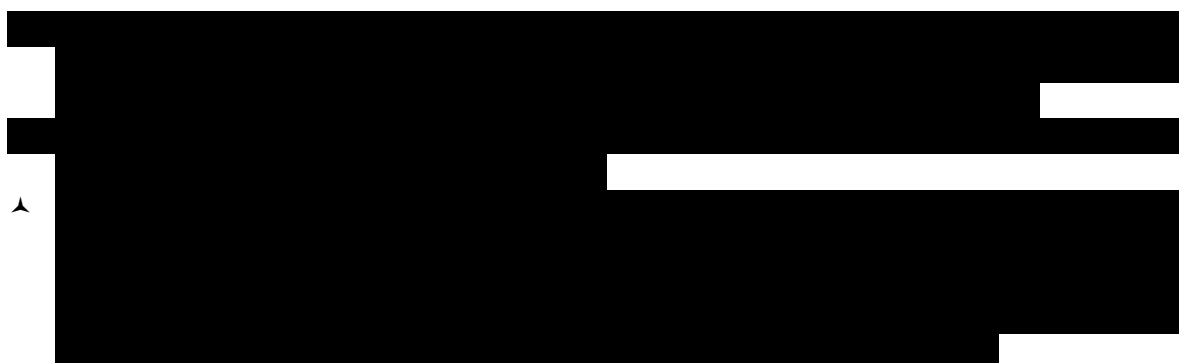
De onderzoekopzet op voorgaande pagina is opgesteld om een overzicht te geven van de opbouw van deze studie. In de inleiding is de opbouw van het onderzoek en dit rapport ook besproken.

1.2.

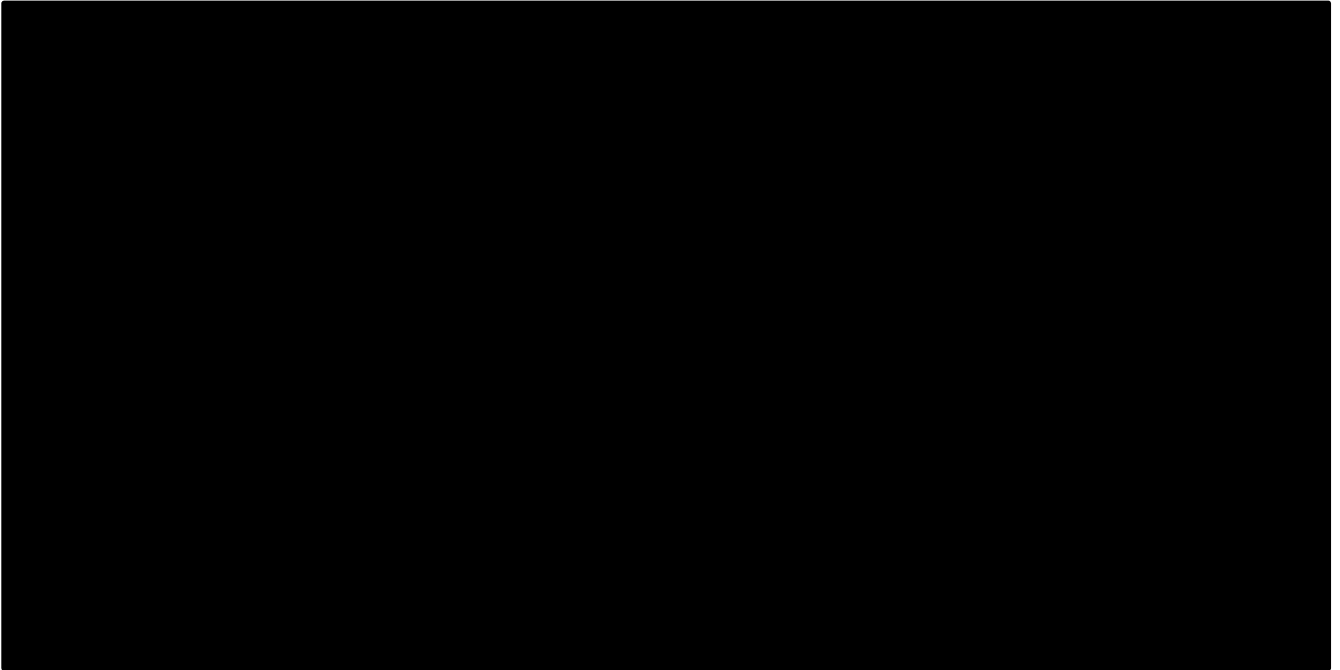


Figuur 3: 

DIMENSIES EN EIGENSCHAPPEN



In beginstadium van het onderzoek is bepaald dat de  op hun kant worden geplaatst. Middels een methode van naspannen wordt de constructie bij elkaar gehouden. Naspannen met een stalen trekkabel door voorgeboorde gaten in de  kan hiervoor een oplossing zijn. Op deze methode van naspannen wordt in dit onderzoek niet verder ingegaan, maar de configuratie wordt als een homogeen materiaal beschouwd.



Figuur 5: Schets van configuratie  en naspanstaal (gestippelde blauwe lijn)

1.3. ONDERDEEL VAN METHODE - PILOTDIJK

Er zijn vergelijkingen op gebied van stabiliteit van drie modellen gemaakt.

1. Een verhoogde dijk zonder enige vorm van versterking als referentiemodel;
2. Een verhoogde dijk met toepassing van een configuratie van MasterBlocs;
3. Een verhoogde dijk met toepassing van een damwandconstructie.

In D-Geo Stability zal allereerst de dijk zonder versterking worden opgezet. Hiervoor is een te verzwaren basismodel opgezet aan de hand van de randvoorwaarden welke gelden voor de pilotdijk. In Plaxis zullen vervolgens controles worden gedaan aan de optredende spanningen in het  en de stabiliteit van de oplossingsvarianten welke als meest stabiel voortkomen uit de D-Geo Stability-berekeningen.

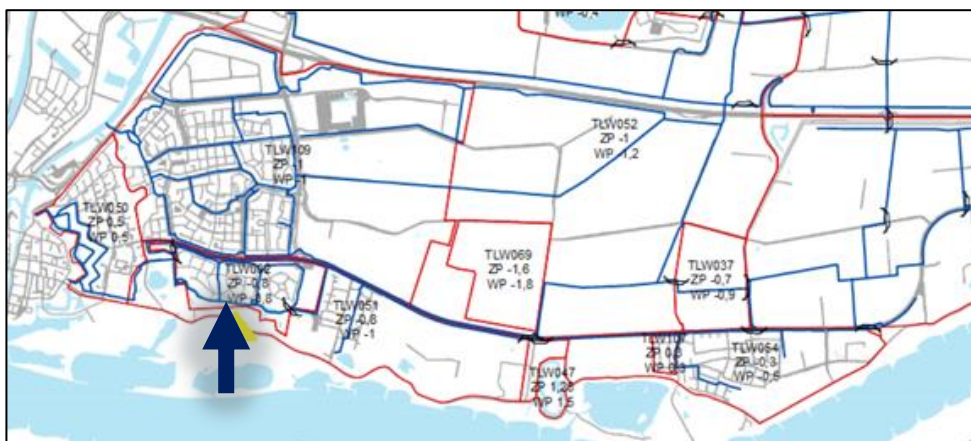
De toepassing van MasterBlocs is gericht op het onderbreken van het kritieke glijvlak en op deze wijze het vergroten van de macrostabiliteit. Omdat dit onderzoek een verkennende studie naar de stabiliteit van een dijkversterking met MasterBlocs betreft is het van belang dat het model van de pilotdijk niet te complex is. Hierom zijn randvoorwaarden aan de pilotdijk opgesteld. Deze zijn in het conceptrapport van de heer Lange (2016) reeds verwerkt tot eigenschappen welke de pilotdijk moet hebben. Samengevat zijn de randvoorwaarden aan de pilotdijk:

- ▲ **Piping:** Piping-gevoeligheid van de ondergrond is ongewenst voor het modelleren van de pilotdijk. Door het geoptimaliseerde ruimtegebruik in combinatie met een toekomstige grotere kruinhoogte zal de kwelweglengte verkort worden ten opzicht van de huidige situatie, er van uit gaande dat door de ruimtebesparing de dijk niet breder wordt aan de basis. In dit geval zal dan ook de invloed van piping uitgezocht moeten worden. In combinatie met maatregelen tegen piping zoals klei-inkassing of verticaal geotextiel kan het mogelijk zijn om dijkversterking met MasterBlocs te bewerkstelligen. In dit onderzoek wordt dat echter achterwege gelaten. Tevens kan piping optreden langs de onderzijde van de waterafsluitende, , met verlies van stabiliteit van de versterking als gevolg (Lange, 2016);
- ▲ **Heave:** In het pilotmodel zal gekozen worden voor een piping-ongevoelige ondergrond welke tevens een dikte van de bovenste afsluitende laag waarmee heave (opbarsten) voorkomen wordt;
- ▲ **Zetting:** Deze randvoorwaarde is gekoppeld aan het toepassen van de dijkversterking op bestaande of op nieuwe dijken. Aangezien de constructie van  een hoge stijfheid heeft, hoger dan de stijfheid van het omliggende dijkmateriaal zoals klei en zand, zullen grote zettingsverschillen een negatieve invloed hebben.  zal onderhevig zijn aan mogelijk te grote spanningen. Voor de pilotdijk wordt daarom uitgegaan van een bestaande dijk, welke door voorbelasting verminderd zettingsgevoelig is (Lange, 2016);
- ▲ **Bekleding/dijkmateriaal:** De niet-waterdoorlatende MasterBlocs in het dijklichaam hebben invloed op de freatische lijnen door het grondlichaam. In geval van afwezigheid van een gesloten (water-ondoorlatende) bekleding kan een uittredepunt in het binnentalud optreden, met macro-instabiliteit tot gevolg. De voorkeur valt daarom op een pilotdijk met een slecht doorlatende en gesloten bekleding of slecht waterdoorlatend materiaal, aangezien hierbij de grondwaterstroming beperkt wordt (Lange, 2016).

Concluderend is gesteld dat de pilotdijk een bestaande dijk, met een piping en heave-ongevoelige ondergrond en een dijklichaam van niet- of slecht-waterdoorlatend materiaal, moet zijn. Eventueel kan een gekozen pilotdijk aangepast worden zodat deze aan de gestelde randvoorwaarden voldoet.

1.4. KEUZE PILOTDIJK

Voor de keuze van een pilotdijk is het archief van Geonius geraadpleegd. Hieruit is een project geselecteerd op de Merwededijk te Gorinchem, één van de Waaldijken en een primaire waterkering, gelegen in Zuid-Holland. Hiervoor is eind 2016 een herontwerp voor een erosiewand opgesteld. Vanwege de noodzaak voor toekomstige dijkverhoging en de aanwezigheid van bebouwing diende er een stabiliteitsberekening voor de huidige en toekomstige situatie na implementatie van deze erosiewand te worden gemaakt (Valentijn, Harlaar, & Lange, 2016).



Figuur 6: Locatie pilotdijk [REDACTED] Gorinchem, in peilvak TLW-051 (Witteveen+Bos, 2009)

In Figuur 6 is te zien waar de pilotdijk gelegen is. Het waterschap waarbinnen de locatie valt is Waterschap Rivierenland (WSRL). Op Figuur 7 is te zien hoe op het dijklichaam een rijweg en bebouwing aanwezig zijn.



Figuur 7: Aanzicht van de projectlocatie op de Merwededijk. Bebouwing maakt een verhoging van het buitentalud (links) onmogelijk (Google, n.d.)

Deze dijk als startpunt nemen voor opstellen van een pilotdijk is een beslissing die is gemaakt op basis van de beschikbare kennis. Vanwege de voorkennis van de heer Lange, betrokken bij dit onderzoek, is dit model een geschikte startpositie. Grondparameters, evenals dimensies en randvoorwaarden van

het model zijn toegankelijk. Al deze gegevens zijn echter wel gecontroleerd en waar nodig aangepast aan de hand van de NEN-EN 9997-1.

Voor WSRL kan een versterkende constructie zoals een  een aantrekkelijke oplossing zijn, aangezien de “voorkeursrichting dijkversterkingen” voorkeur geeft aan oplossingen die geen buitenwaartse uitbreiding van de dijk inhouden (in verband met Ruimte voor de Rivier). In geval van toepassen van een  in het dijklichaam kan deze buitenwaartse uitbreiding voorkomen, dan wel geminimaliseerd worden (Groenewoud, 2016).

De nieuwe Waterwet staat toe dat op basis van een afweging met de Life Cycle Costs (LCC) een ontwerplevensduur gekozen kan worden. WSRL speelt echter in op de nadelen die kortere ontwerplevensduren en daar aan gekoppelde frequentere bouwwerkzaamheden hebben op de omgeving en natuur. Daarom wordt door WSRL een ontwerplevensduur van 50 jaar aangehouden voor groene dijken en 100 jaar voor constructies. Pas als aantoonbaar geoptimaliseerd kan worden, kan op basis van LCC een afweging gemaakt worden (Groenewoud, 2016). Voor de  zal in dit verkennende onderzoek een ontwerplevensduur van 100 jaar aangehouden worden. Hierdoor kan ook het Maatgevend Hoogwater (MHW) behorende bij deze levensduur vastgesteld worden.

De Merwededijk is gelegen aan Ecologische Hoofdstructuur, het Natuurnetwerk Nederland. Het gebied is een verbinding tussen natuurgebied met de functie om de verspreiding van flora en fauna te vergemakkelijken (Rijksoverheid, 2017). De dijkversterking met  zal als ondergrondse oplossing weinig tot geen invloed hebben op dit gebied (Figuur 8).



Figuur 8: De ligging van de Merwededijk aan de rand van EHS, hier in het groen weergegeven. De EHS ligt buitendijks (Ministerie van Economische Zaken, 2017).

1.5. HYDRAULISCHE UITGANGSPUNTEN VAN DE PILOTDIJK

Onderstaande uitgangspunten van de pilotdijk zijn verkregen op basis van de gegevens zoals verstrekt door WSRL aan Geonius, en op basis van *desk research* naar de Merwededijk.

- ▲ De dijk fungeert als primaire waterkering en schaalst met veiligheidsklasse 3 (RC3), met een overstromingskans van 1:10.000 jaar bij een signaleringswaarde van 1:30.000 jaar. (Groenewoud, 2016);
- ▲ De rekenwaarde voor de verkeersbelasting op de kruin is 13 kN/m² over een breedte van 2,5 meter, gebaseerd op de Factsheet Macrostabiliteit en Verkeersbelasting van het Hoogwaterbeschermingsprogramma (2016). Deze verkeersbelasting komt voor uit de aslast van een volgeladen dumpwagen die tijdens een calamiteit op het dijklichaam aanwezig kunnen zijn voor reparerende werkzaamheden;
- ▲ Maatgevende Hoogwaterstanden (MHW) in toekomstperspectief zijn door Waterschap Rivierenland, waarbinnen de Merwededijk ter hoogte van Gorinchem valt, gegeven als:
 - ▲ NAP +6,13 m in 2025
 - ▲ NAP +6,39 m in 2050
 - ▲ NAP +6,57 m in 2075
 - ▲ NAP +6,75 m in 2100 (Waterschap Rivierenland, 2009)
 - ▲ Een onzekerheidstoets van 0,3 m (Rijkswaterstaat, 2016)
- ▲ De binnendijkse grondwaterstand is het vigerende peil in peilgebied 01-01-3, Hoog-Dalem in de Tielerwaard-West op NAP -0,8 m (Waterschap Rivierenland, 2009);
- ▲ Gemiddeld Hoogwater (GHW) is aangenomen op NAP +1,23 m. Dit is gebaseerd op gegevens van Rijkswaterstaat voor een locatie 5 kilometer stroomopwaarts, genaamd Vuren (Valentijn, Harlaar, & Lange, 2016);
- ▲ Er wordt met een extreme val van het water gerekend voor de bepaling van de buitenwaartse macrostabiliteit (STBu) van MHW+Toeslag naar GHW (TAW, 2001);
- ▲ De indringing I [m] van MHW in de dijk is gebaseerd op een Maatgevende Hoogwaterstand met een duur van 50 uur. Deze tijdsduur is een voorwaarde welke bepaald is conform de inleiding van hoofdstuk 1, waarin gesteld is dat geen gebruik van HYDRA-NL gemaakt wordt (IenM, 2007).

Op basis van de uitgangspunten en de vigerende wetgeving (Waterwet) zijn de hydraulische randvoorwaarden samengevat uit de bovenstaande punten:

- ▲ Een overstromingskans van 1:10.000 jaar;
- ▲ Een MHW zonder onzekerheidstoets van NAP +6,75 m behorende bij een ontwerplevensduur van 100 jaar die geldt volgens het waterschap;
- ▲ Een onzekerheidstoets van +0,30 m, leidend tot een rekenwaarde van het MHW van NAP +7,05;
- ▲ Een binnendijkse grondwaterstand van NAP -0,8 m;
- ▲ Voor berekening van de STBu dient gerekend te worden met een val van het water van MHW naar GHW (TAW, 2001);
- ▲ Voor berekening van de STBi dient gerekend te worden met MHW (TAW, 2001).

1.6. GEOTECHNISCHE UITGANGSPUNTEN VAN DE PILOTDIJK

De gestelde randvoorwaarden aan de pilotdijk zijn genoemd als het zijn van een bestaande dijk, beschikken over een voldoende dikke piping-ongevoelige ondergrond en een niet- of slecht-

waterdoorlatend bekleding en/of dijklichaam. Aan deze gestelde randvoorwaarden voldoet de gekozen pilotdijk als bestaande dijk, met dijklichaam van klei en een waterafsluitende kleilaag van vijf tot zes meter dikte. De dijk hoeft niet aangepast te worden om te voldoen aan de randvoorwaarden.

De achterliggende kennis ten aanzien van de macrostabiliteit is voor dit onderzoek onderzocht middels de literatuurstudie. Voor verversen van deze kennis kan Appendix I geraadpleegd worden. De stabiliteitsfactoren waarmee gerekend zijn in dit verkennende onderzoek zijn:

- ▲ Minimale stabiliteitsfactor met rekenmethode Bishop is 1,40;
- ▲ Minimale stabiliteitsfactor met rekenmethode Spencer is 1,47.

Deze stabiliteitsfactoren (F) zijn afgeleid uit het VTV2006. De formule die hieraan ten grondslag ligt is:

$$F \geq Y_m * Y_n * Y_d * Y_b \quad (\text{IenM, 2007})$$

Waarin:

F	Stabiliteitsfactor;
Y_m	Materiaalfactor;
Y_n	Schadefactor;
Y_d	Modelfactor;
Y_b	Schematiseringsfactor.

Materiaalfactor

De materiaalfactor is in het geval van de Merwededijk te Gorinchem reeds verwerkt in de geotechnische parameters. Deze zijn terug te vinden in Appendix II. De materiaalfactor in bovenstaande formule kan dus op 1,0 behouden worden.

Schadefactor

De schadefactor voor de Merwededijk is bepaald aan de hand van de betrouwbaarheid van het dijkvak in combinatie met de lengte van de totale waterkering en de lengte van de analyse-doorsnede. Deze is gesteld op 1,08 (Valentijn, Harlaar, & Lange, 2016).

Modelfactor

Het rapport Waterkerende Grondconstructies (2001) schrijft voor een modelfactor van 1,0 toe te passen voor methode Bishop. In geval van langgerekte glijvlakken met methode Spencer is de discussie dat een modelfactor van 1,05 een veiligere aanname is (Van der Meij R. , 2012). Vandaar dat twee verschillende stabiliteitsfactoren gehanteerd worden.

Schematiseringsfactor

Voor dit verkennende onderzoek is uitgegaan van een schematiseringsfactor van 1,3. Dit is een conservatieve aanname welke voortvloeit uit het Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies (2001). Optimalisatie van deze factor kan mogelijk zijn, maar dit is voor dit verkennende onderzoek niet verder doorgevoerd.

Stabiliteitsfactor

Ingevuld in de formules geven deze factoren de veiligheidsfactoren waar in dit onderzoek mee gewerkt is. Deze factoren gelden voor de binnenwaartse en buitenwaartse macrostabiliteit.

$$F_{Bishop} \geq Y_m * Y_n * Y_d * Y_b = 1,0 * 1,08 * 1,0 * 1,3 = 1,40$$

$$F_{Spencer} \geq Y_m * Y_n * Y_d * Y_b = 1,0 * 1,08 * 1,05 * 1,3 = 1,47$$

(Valentijn, Harlaar, & Lange, 2016)

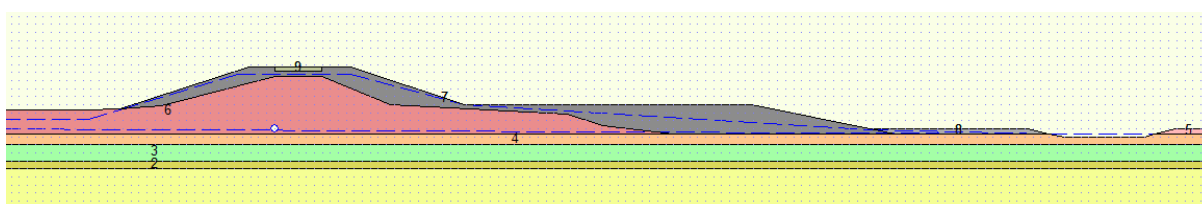
Met de keuze van een pilotdijk is de vervolgstap naar het opzetten van rekenmodellen gezet. In het volgende hoofdstuk komt dit aan bod.

2. WERKWIJZE – MODELLERING BASISMODEL

De keuze voor de Merwededijk ter hoogte van Gorinchem is na afronden van het vooronderzoek gemaakt. In dit hoofdstuk wordt ingegaan op het modelleren van de dijk ten behoeve van het berekenen van de stabiliteit.

De onderzochte modellen zijn in het eerste hoofdstuk genoemd als ten eerste een verzwaarde dijk van de legger van het waterschap, en ten tweede een dijk met ruimtebesparing. Beide dijken hebben dezelfde kruinhoogte. Geschematiseerd zijn de modellen onderstaand weergegeven, waarin ook duidelijk gemaakt wordt op welke manier de ruimtebesparing met behulp van dijkversterking ingezet kan worden ter voorkomen van het weghalen van bebouwing op of aan de dijk.

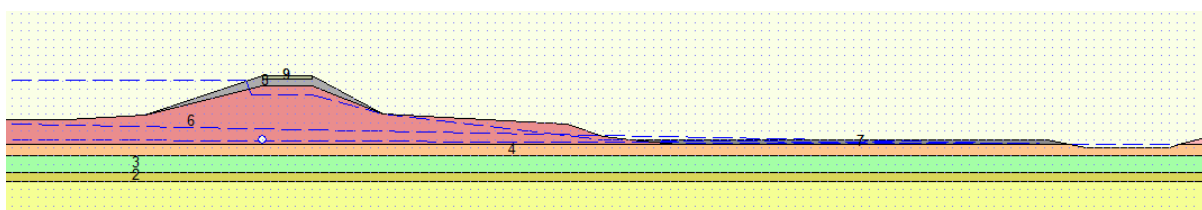
GEOMETRIE VERZWAARDE DIJK



Figuur 9: Verzwaarde dijk volgens leggerprofiel TG427. De roze vorm is de bestaande dijk, in grijs de toekomstige ophoging

De geometrie van de verzwaarde dijk is gebaseerd op het leggerprofiel DWP TG427, welke is opgesteld en bepaald door Waterschap Rivierenland. Op Figuur 9 is te zien hoe deze dijk opgebouwd is. De dijk wordt buitendijks (links op de figuur) en binnendijks (rechts) uitgebreid. Ook de kruinbreedte is groter in dit model. De helling van de taluds is circa 1:3. Gedetailleerde dimensies zijn terug te vinden in Appendix III.

GEOMETRIE VERSTERKTE DIJK MET RUIMTEBESPARING



Figuur 10: Verzwaarde dijk zonder enige vorm van versterking. In roze de bestaande dijk, in grijs de beoogde ophoging welke gecombineerd wordt met een constructie van [REDACTED].

De verzwaarde dijk op bovenstaande afbeelding vertoont de ruimtebesparing zoals in Figuur 2. Zoals te zien is worden de taluds steiler, waardoor een grotere kerende hoogte wordt gerealiseerd. De hoek van het buitentalud is 1:3 en het binnentalud is in deze situatie 1:2. Er is bewust de keuze gemaakt om de helling van het buitentalud niet aan te passen, aangezien dan ook de gevolgen door golfoploop van invloed kunnen zijn op de veiligheid van de dijk.

2.1. MODELINSTRUMENTARIA EN REKENMODEL

In de inleiding is aan bod gekomen dat D-Geo Stability en Plaxis 2D aangewend zijn om de stabiliteitsberekeningen uit te voeren. Allereerst volgt een korte toelichting op deze programma's en de argumentatie voor het gebruik van deze software. D-Geo Stability (voorheen MStab) is een programma van Deltares gericht op het berekenen van de stabiliteit van taluds van zachte grondsoorten (zoals zand, klei en veen). De invoergegevens voor het programma zijn de geometrie, grondparameters, terreinbelastingen, aardbevingen en waterspanningen. In het programma kan van een opgestelde doorsnede de stabiliteit berekend worden (Deltares, 2014).

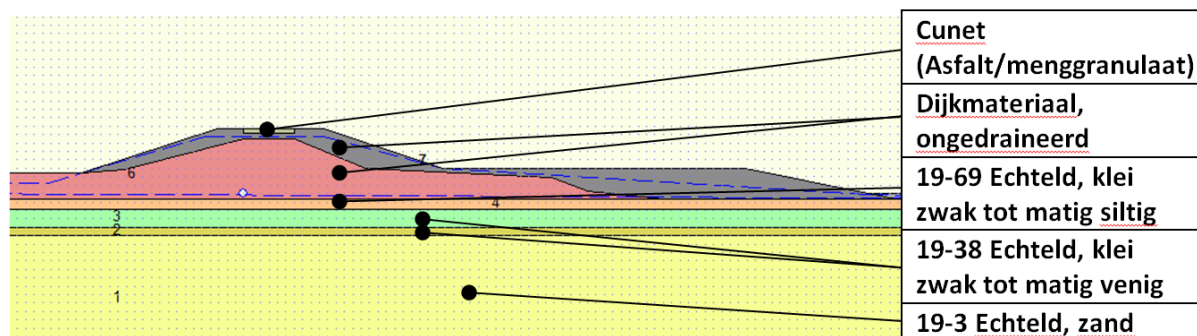
Voor dit verkennende onderzoek is D-Geo Stability allereerst aangewend voor het modelleren van de pilotdijk. Met behulp van de gegevens van WSRL en vakkennis vanuit Geonius is het basismodel opgezet. Voor dit onderzoek is gebruik gemaakt van schuifsterktemodel C-Phi-reductie voor de materialen. Bij deze methode reduceert het programma de opgegeven cohesie en hoek van inwendige wrijving langs het glijvlak met een incrementele factor totdat geen evenwicht meer bereikt wordt. Deze bereikte veiligheidsfactor is de veiligheidsfactor waar in dit verslag over gesproken wordt (*strength reduction*, zie Appendix I voor meer informatie).

Plaxis 2D, een programma van Plaxis B.V., is een tweedimensionaal rekenprogramma welke gebruik maakt van eindige-elementen-methode (EEM). In het programma kan de vervorming, grondwaterstromen en stabiliteit van grondconstructies bepaald worden voor zowel harde als grondmaterialen. In Plaxis kan tijd als variabele toegepast worden, en kan ook de interactie tussen constructies en grond (*interfaces*) ingevoerd worden (Brinkgreve, Kumarswamy, & Swolfs, 2017). Vooral deze laatst genoemde eigenschap van het programma is interessant, aangezien op deze manier het gedrag van de grond tegen de  berekend kan worden.

In D-Geo Stability analyseert een tijdsafhankelijke situatie en geeft daarvan de veiligheidsfactor. Plaxis werkt in faseringen, waardoor de veiligheidsfactor behorende bij een overgang van Maatgevend Hoogwater naar Gemiddeld Hoogwater berekend kan worden. Plaxis wordt voor dit onderzoek beschouwd als de vervolgstap op de analyse uit D-Geo Stability.

2.2. MODELLERING GRONDOPBOUW

De grondopbouw in het D-Geo Stability model is volgens Figuur 11. De Pleistocene zandlaag ligt op 5 meter onder NAP. De venige klei (19-38) ligt vanaf 5 tot 1,90 meter onder NAP. Daarboven ligt de dunne laag siltige klei (19-69) tot een diepte van 0,6 onder NAP. Deze twee lagen behoren tot de Formatie van Echteld. Hierboven is het kleiige dijk materiaal terug te vinden. Op de kruin is een cunet aanwezig. Deze gegevens zijn afgeleid van de sonderingen zoals bijgevoegd in Appendix II.



Figuur 11: Aanduiding grondlagen in D-Geo Stability

De grondgegevens zijn door Waterschap Rivierenland verstrekt. Deze gegevens zijn verkregen met een proevenverzameling waarbij het Critical State Soil Mechanics-raamwerk aangehouden is, wat betekent dat sterkteparameters berekend worden bij de eindrek (*critical state*) van de grond. Aangezien in CSSM cohesie vervangen wordt door een spanningstoestand in de grond, is besloten dat de gegevens nog niet toepasbaar waren voor het onderzoek. Op advies van het waterschap zijn met behulp van de tabel voor de karakteristieke waarden voor grond uit NEN 9997-1 de sterkteparameters bij de grondsoorten gevonden, gebaseerd op de gewichten van de grond. Deze zijn geverifieerd aan de hand van interne vakkundigheid van Geonius. In Tabel 1 zijn deze gegevens terug te vinden.

Tabel 1: Grondparameters van de pilotdijk voor de invoer in D-Geo Stability (NEN, 2016)

	Above phreatic level	Below phreatic level	Shear strength model	Friction angle (phi)	Dilatancy (psi)	Cohesion (c)
	kN/m ³	kN/m ³		graden	graden	kPa
Cunet (Asfalt/menggranulaat)	23,0	23,0	C phi	28,5	28,5	0
Dijkmateriaal, ongedraineerd	18,9	18,9	C phi	19,0	19,0	4,0
19-69 Echteld, klei zwak tot matig siltig	16,6	16,6	C phi	19,0	19,0	1,6
19-38 Echteld, klei zwak tot matig venig	14,2	14,2	C phi	12,6	12,6	0,8
19-3 Echteld, zand	18,0	20,0	C phi	28	28	0,0

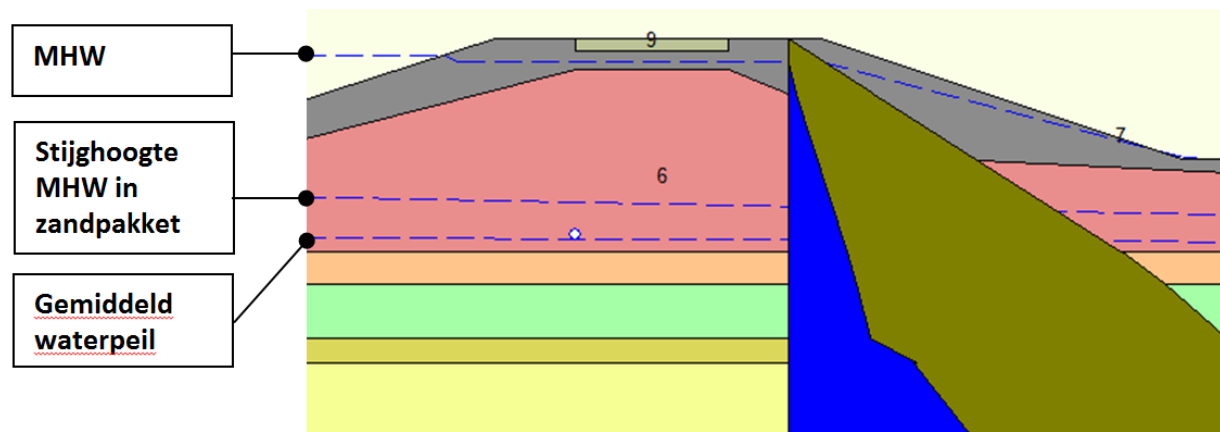
2.3. MODELLERING WATERSPANNINGEN

De stappen die voor het modelleren van de waterspanningen genomen dienden te worden zijn achtereenvolgend:

1. De benaderingsmethode
2. De indringingslengte l behorende bij het MHW
3. De opbolling van het freatisch vlak in de dijk
4. Controle stijghoogte per grondlaag

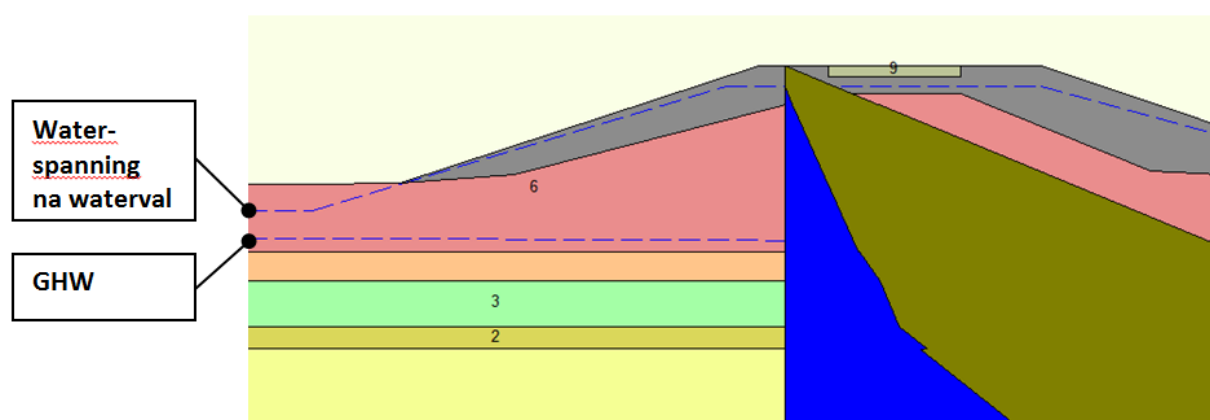
Deze stappen zijn in Appendix IV uitgewerkt weergegeven. De conclusies uit dit deelonderzoek zijn hier genoemd. Ten aanzien van de benaderingsmethode is het volgende vastgesteld:

1. Normaliter kunnen de waterspanningen bepaald worden aan de hand van proeven op locatie met peilbuizen ter bepaling van de stijghoogte. Voor dit verkennende onderzoek is gekozen om de benadering uit het Technisch Rapport Waterspanningen bij Dijken van de TAW (2004) te gebruiken;
2. De indringingslengte l is afgerond 1,8 meter;
3. De opbolling voor de verzwaarde dijk volgens de legger van het waterschap is tot NAP +6,775 m.



Figuur 12: Waterspanningsverloop tijdens MHW. Waterspanning (blauw) en verticale korrelspanning (lichtbruin) vormen samen de verticale grondspanning.

Het waterspanningsverloop is terug te zien in Figuur 13.



Figuur 13: Waterspanningsverloop na van MHW

2.4. MODELLEREN VERKEERSBELASTING

Drie soorten verkeersbelastingen worden geadviseerd mee te nemen in de bepaling van de stabiliteit van een dijklichaam. Dit zijn:

1. De verkeersbelastingen tijdens de uitvoeringsfase;
2. De verkeersbelastingen als gevolg van regulier wegverkeer;
3. De verkeersbelastingen als gevolg van calamiteitenverkeer. (Rijkswaterstaat, 2016)

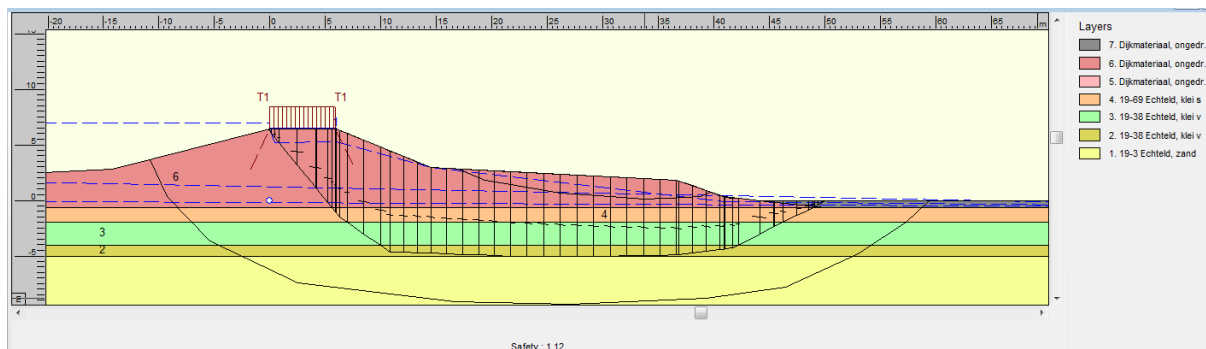
Bij de afbakening is duidelijk gemaakt de dijk niet wordt geanalyseerd in de uitvoeringsfase. Hierom is met het calamiteitenverkeer als kruinbelasting gerekend, aangezien deze belasting in combinatie met de extreme waterstanden representatief is voor het achterhalen van de stabiliteit.

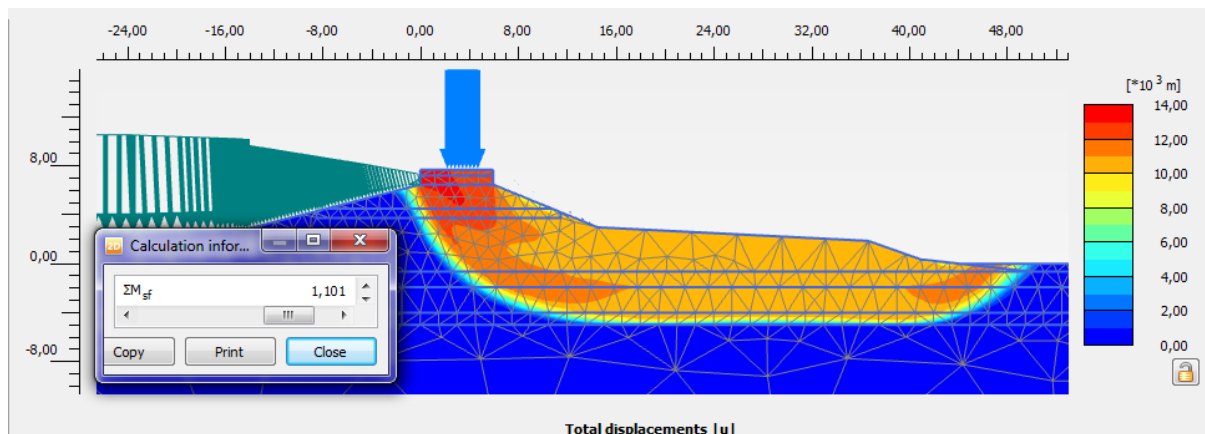
De grootte van de verkeersbelasting is 13 kN/m^2 . Deze in dit onderzoek niet in verschillende belastingcombinaties toegepast zoals de Handreiking Ontwerpen met Overstromingskansen (2016) voorschrijft. In dit onderzoek is, om het model eenvoudiger te houden en de calculaties te beperken, de verkeersbelasting enkel op de kruin op het cunet uitgevoerd. Deze keuze is gemaakt om het aantal benodigde calculaties in te perken en het onderzoek binnen de tijd af te ronden.

2.5. VERIFICATIE VAN HET PLAXISMODEL

De stap van D-Geo Stability naar Plaxis wordt gedaan om het gedrag van de interactie tussen de grond en [REDACTED] in beeld te brengen. In D-Geo Stability kon deze interactie nog niet in beeld gebracht worden, aangezien voor de dijkversterking van [REDACTED] een *forbidden line* is aangehouden, welke oneindig sterk is. De stap naar Plaxis is dus belangrijk ter bepaling van bezwijkgedrag van grond in combinatie met de krachtenwerking op de [REDACTED]. De geometrie die aangehouden is in D-Geo Stability kon direct geïmporteerd worden in Plaxis 2D. Materialen echter dienen handmatig te worden ingevoerd; deze zijn terug te vinden in Appendix II.

Allereerst is getoetst of de resultaten die Plaxis 2D oplevert overeenkomen met de uitvoer van D-Geo Stability. Hiervoor zijn twee basismodellen in beide programma's met de gebruikte grondgegevens en dimensies vanaf de situatie zonder waterspanning en verkeersbelasting met elkaar vergeleken. Op deze manier is geverifieerd dat de conclusies die getrokken worden met Plaxis overeenstemmen met D-Geo Stability. In Appendix V is de verificatie terug te vinden. Deze verificatie levert een Plaxismodel op waarvan de waarden voor de stabiliteit en waterspanningen overeenkomstig zijn met die uit het D-Geo Stability-model, waardoor er dus een vergelijking gemaakt mag worden. Op Figuur 14 kan een voorbeeld van deze verificatie bekeken worden.

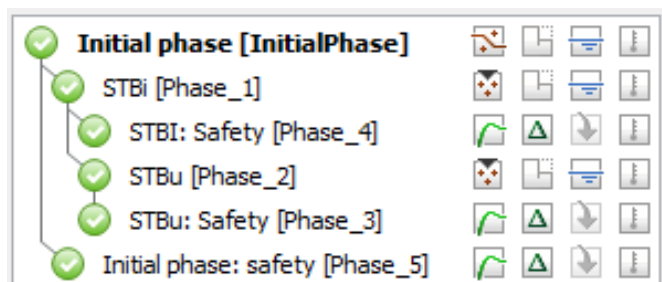




Figuur 14: Een oplossingsvariant in D-Geo Stability (boven) en in Plaxis 2D (onder), in de situatie van MHW met dezelfde belastingen. De stabiliteitsfactoren van respectievelijk 1,12 en 1,10 verschillen slechts 2%.

FASERING BEREKENING IN PLAXIS 2D

Een verschil van de analyses met D-Geo Stability met de berekeningen uit Plaxis 2D is dat faseringen (*phases* genaamd in het programma) doorgevoerd kunnen worden. Voor de berekening van de stabiliteit van de modellen is gekozen voor faseringen die hier toegelicht worden. Voor de duiding van de dikgedrukte tekst, zie Figuur 15.



Figuur 15: Fasering van de berekeningen in Plaxis

- **Initial phase**, de initiële fase, is *gravity loading*. Deze wordt gebruikt om de aanvangsspanningen in de grond te bepalen. Dit berekeningstype wordt gebruikt voor modellen met niet-horizontale lagen, zoals het model van de pilotdijk (Brinkgreve, Kumarswamy, & Swolfs, 2017).

 - Van deze initiële fase is **Initiale phase: Safety** de stabiliteitsbepaling. Deze wordt gedaan volgens de C-Phi-methode (*strength reduction method*, zie Appendix I).
- **STBi** is de daarop volgende fase, waar middels berekeningstype *Plastic* de vervorming geanalyseerd kan worden. In deze situatie is het rivierpeil op MHW (+7,05 m NAP).

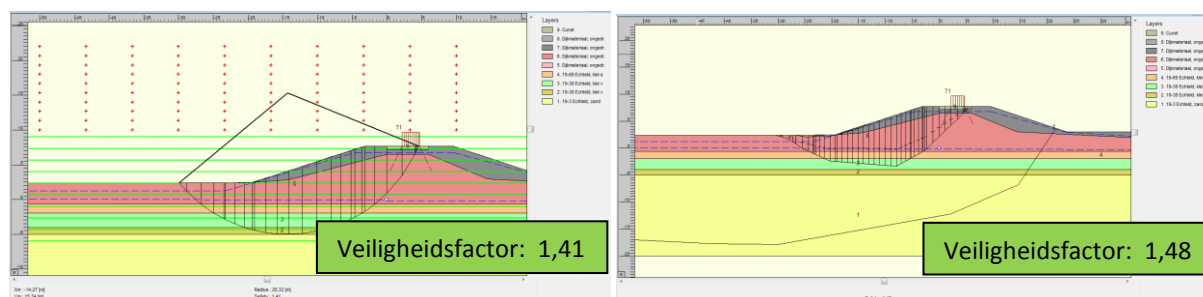
 - Bij deze fase hoort **STBi: Safety**. In deze fase wordt met de C-Phi-methode de stabiliteit van de fase bepaald.
- **STBu** is de laatste fase. In deze situatie is het water aan de buitenzijde van de dijk gezakt naar GHW (+1,23 m NAP). Middels berekeningstype *Plastic* kunnen de vervormingen geanalyseerd worden.

 - Behorende bij deze fase is **STBu: Safety**. In deze fase wordt met de C-Phi-methode de stabiliteit van de fase bepaald.

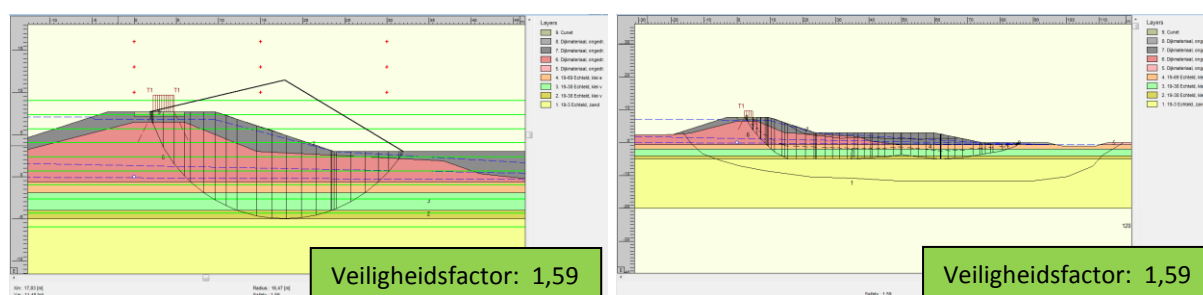
2.6. STABILITEIT PER MODEL

Ter vergelijking van de stabiliteitsfactoren zijn volgens voorgaande hoofdstukken de ophoging volgens het waterschap en de ophoging zonder versterking getoetst op twee situaties: tijdens MHW, en na de val van MHW. De rekenmethodes Bishop en Spencer zijn gebruikt. De minimaal benodigde factor voor Bishop is 1,40 en voor methode Spencer 1,47 zoals genoemd in paragraaf 1.6.

OPHOING VOLGENS WATERSCHAP



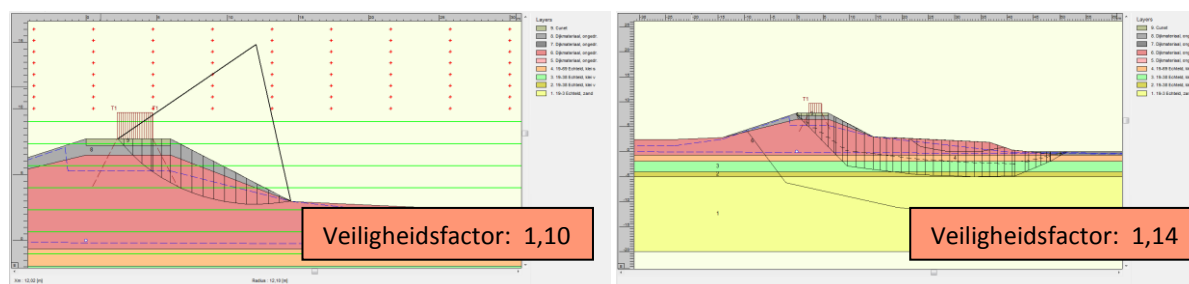
Figuur 16: Kritische glijvlakken richting buitentalud volgens rekenmethode Bishop (links) en methode Spencer (rechts). In deze situatie staat er geen hoogwater tegen de dijk, maar is de dijk verzadigd met water.



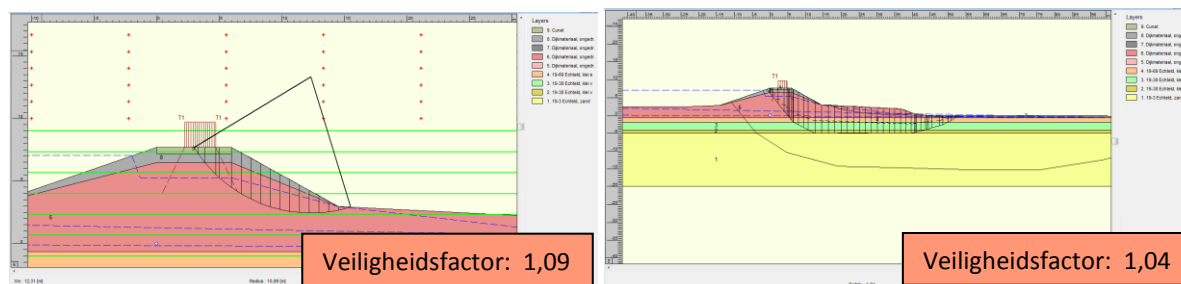
Figuur 17: Kritische glijvlakken richting binnentalud volgens methode Bishop (l) en Spencer (r). In deze situatie staat er een maximale waterstand links tegen de dijk.

Zoals af te lezen is in bovenstaande figuren voldoet het leggerprofiel van Waterschap Rivierenland aan de gestelde veiligheidseisen voor beide rekenmethoden, zowel STBu als STBi.

OPHOING ZONDER VERSTERKING



Figuur 18: Kritische glijvlakken richting binnen- en buitentalud volgens rekenmethode Bishop (links) en methode Spencer (rechts). In deze situatie staat er geen hoogwater tegen de dijk, maar is de dijk verzadigd met water.

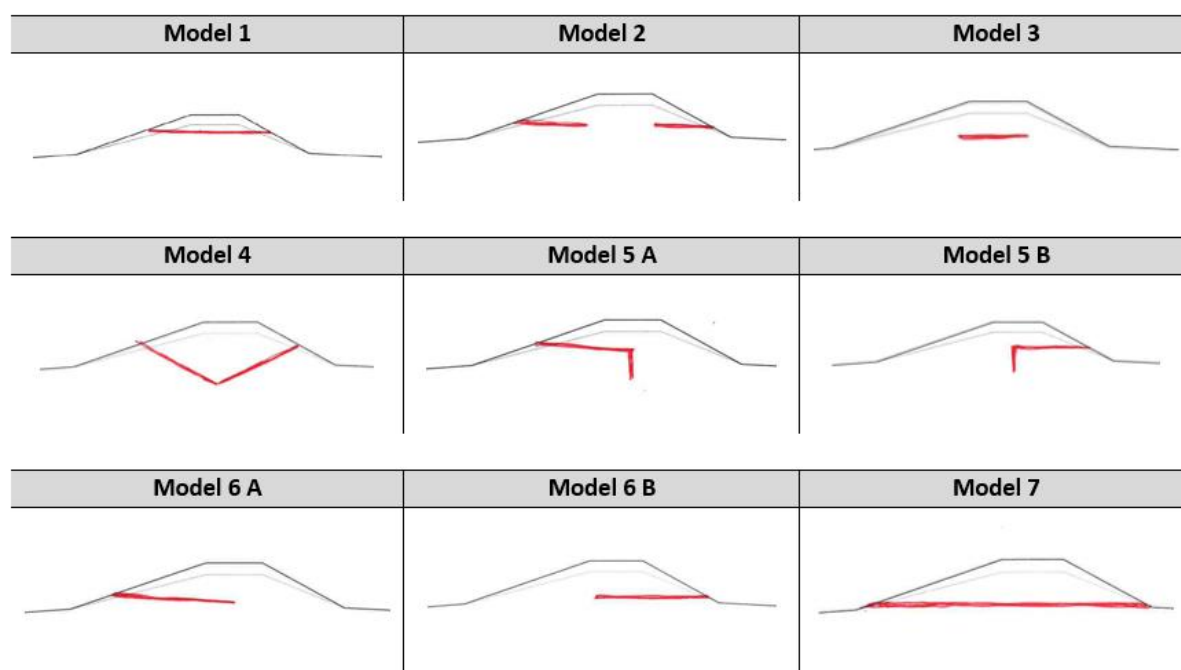


Figuur 19: Kritische glijvlakken richting binnentalud volgens methode Bishop (l) en Spencer (r). In deze situatie staat er een maximale waterstand links tegen de dijk.

In geval van het ophogen van de dijk waarbij ruimtebesparing wordt toegepast, maar geen versterkende maatregelen worden toegepast kan gevonden worden dat het ontwerp in geen van beide situaties en met geen van de twee rekenmethodes voldoet.

2.7. WERKWIJZE - VARIANTENSTUDIE

De oplossingsvarianten zijn in de eerste instantie schetsmatig uitgewerkt. Naast het [REDACTED] om de gewenste kruinhoogte te behalen (model 8), zijn tevens varianten beschouwd waarbij een laag [REDACTED] in het dijklichaam is toegepast. In Figuur 20 zijn deze modellen 1-7 terug te zien. Gezien de configuratiemogelijkheden van de [REDACTED] is er gekozen voor enkel rechte vlakken, daar krommingen niet mogelijk zijn.



Figuur 20: Oplossingsvarianten 1-7 met [REDACTED]

Model 1: Dit model gaat uit van een ononderbroken schakeling van [REDACTED], welke enkele meters onder de kruin geïmplementeerd worden. Een voordeel hiervan is dat er weinig afgegraven hoeft te worden.

Model 2: Een in het midden onderbroken schakeling heeft als voordeel dat het werk in twee fasen uitgevoerd kan worden, en de kruin niet afgegraven hoeft te worden.

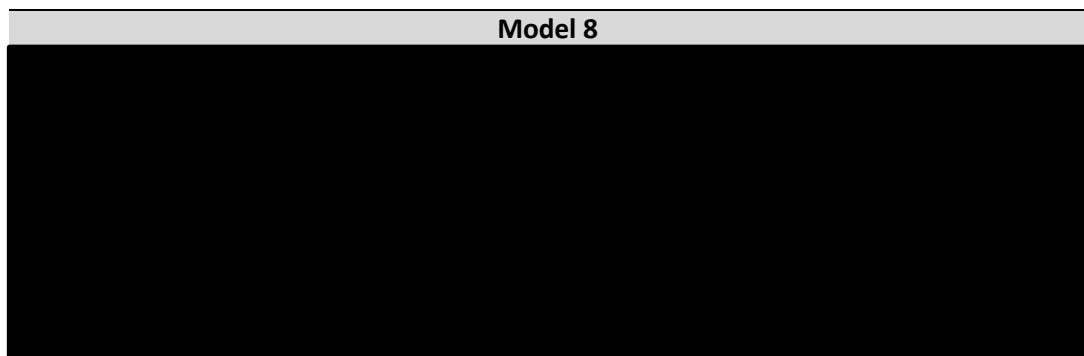
Model 3: Een versterking enkel onder de kruin bespaart materiaal.

Model 4: Deze configuratie met kan door zijn vorm zorgen voor het tot een grotere diepte doorbreken van het glijvlak, waardoor de stabiliteit verhoogd wordt.

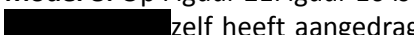
Model 5: Net als bij model 4 doorbreekt deze oplossingsvariant de glijcirkels tot grotere diepten.

Model 6: Van deze oplossingsvariant worden twee modellen getest (A en B); een waarbij de configuratie zoals op de figuur aan het binnentalud zit en een waarbij deze onder het buitentalud geïnstalleerd zit.

Model 7: Deze oplossingsvariant is nagenoeg hetzelfde als variant 1, echter is hierbij de ligging veel dieper. Hiervoor moet dus van de bestaande dijk afgegraven worden.



Figuur 21: Model 8, aangedragen door de klant als initiële oplossingsvariant.  worden op de kruin  om zo de gewenste kruinhoogte te behalen.

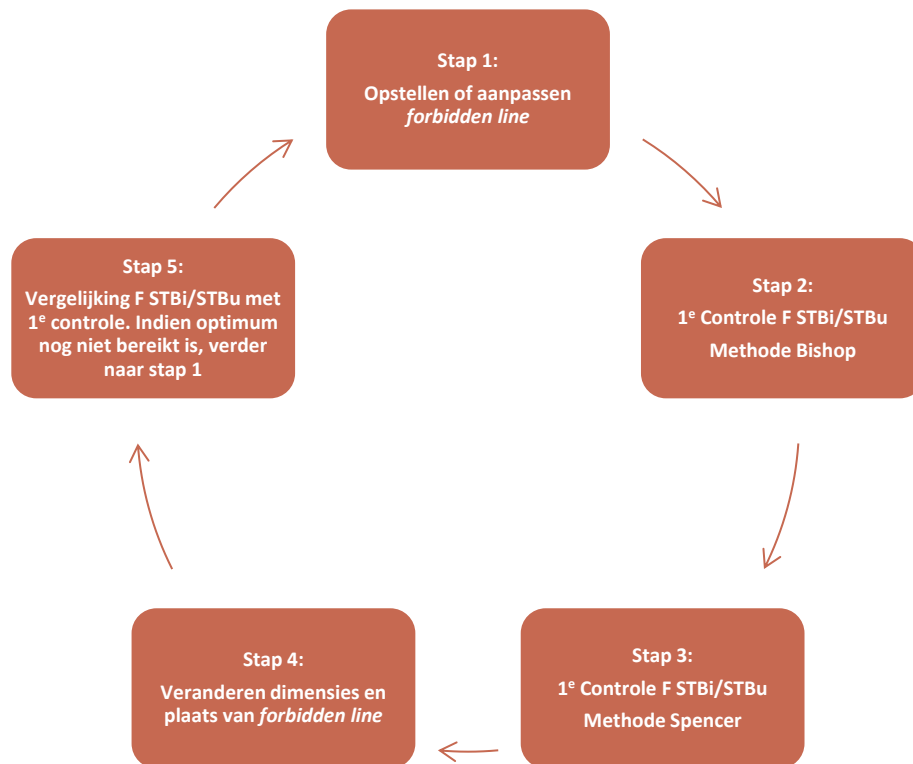
Model 8: Op Figuur 21 Figuur 16 is een achtste variant te zien. Dit is een variant die  zelf heeft aangedragen als voorkeursoplossing. De gewenste kruinhoogte wordt behaald door het  op de kruin. Deze variant is direct in Plaxis getoetst, aangezien de functie van een *forbidden line* niet goed van toepassing zal zijn op deze variant. Om de  op de kruin te modelleren is daarom gekozen om de  als een homogeen materiaal met de eigenschappen van  te modelleren.

MODELLEREN IN D-GEO STABILITY

Door het veranderen van de dimensies en locatie van de  in de pilotdijk kunnen verschillende stabiliteitsfactoren gevonden worden. Ten behoeve van het vinden van de hoogste stabiliteitsfactor per oplossingsvariant (het optimum) in het programma D-Geo Stability is een werkwijze aangehouden welke uitgedrukt is in Figuur 22. Een omschrijving bij dit stappenplan wordt hier gegeven.

Als eerste stap is in de pilotdijk in D-Geo Stability een *forbidden line* geschematiseerd welke geschat is op basis van de schetsen in figuur Figuur 20. De tweede en derde stap zijn noteren van de stabiliteit van een berekening met rekenmodel Bishop en van een berekening met rekenmodel Spencer. Deze berekeningen worden gedaan voor de binnenwaartse (STBi) en buitenwaartse (STBu) stabiliteit. In de vierde stap wordt de in de eerste stap opgestelde *forbidden line* verplaatst danwel in dimensies

aangepast. Vervolgens wordt in stap 5 het model doorgerekend door het programma, voor zowel de STBi als de STBu. De stabiliteitsfactoren uit deze stap worden vergeleken met de uitkomsten uit stap 2 en 3, waarmee wordt bepaald of een maximumwaarde voor deze factor thans bereikt is. Indien de optimale (maximale) waarde nog niet bereikt is, wordt het proces met het veranderen van locatie of dimensies van de *forbidden line* aangepast totdat een optimale waarde voor de stabiliteitsfactor gevonden is.



Figuur 22: Werkwijze bepalen optimale stabiliteitsfactor per model/oplossingsvariant in D-Geo Stability. Dit stappenplan geldt voor model 1 tot en met 7. Deze ontwerpcyclus wordt aangehouden totdat een optimum van de stabiliteitsfactor is bereikt.

3. RESULTATEN VARIANTENSTUDIE

De optimale stabiliteitsfactoren van de oplossingsvarianten zijn in Excel verwerkt om tot een vergelijking te komen. De vergelijking van de stabiliteitsfactoren STBi en STBU van de oplossingsvarianten met de dijkverhoging met ruimtebesparing maar zonder versterking geeft de resultaten volgens Tabel 2. Zoals af te lezen is geeft deze versterking van [REDACTED] als voorbeeld in geval van oplossingsvariant model 7 een toename van 37% voor de binnenwaartse stabiliteitsfactor met rekenmethode Spencer.

Tabel 2: Vergelijking stabiliteitsfactoren van de oplossingsvarianten met de onversterkte verhoging met ruimtebesparing

	STBI - Bishop	Vergelijking met onversterkt[%]	STBI - Spencer	Vergelijking met onversterkt[%]	STBU - Bishop	Vergelijking met onversterkt[%]	STBU - Spencer	Vergelijking met onversterkt[%]	
Model 1	1,48	+36%	1,23	+18%	1,57	+43%	1,77	+20%	
Model 2	1,11	+2%	1,07	+3%	1,12	+2%	1,47	0%	
Model 3	1,25	+15%	1,17	+13%	1,21	+10%	1,76	+20%	
Model 4	1,43	+31%	1,20	+15%	1,45	+32%	1,73	+18%	
Model 5 A	1,11	+2%	1,08	+4%	1,13	+3%	1,75	+19%	
Model 5 B	1,35	+24%	1,20	+15%	1,35	+23%	1,48	+1%	
Model 6 A	1,15	+6%	1,08	+4%	1,10	0%	1,49	+1%	
Model 6 B	1,27	+17%	1,10	+6%	1,38	+25%	1,54	+5%	
Model 7	1,12	+3%	1,42	+37%	1,19	+8%	1,90	+29%	
Model 8	1,10	+1%			1,20	+9%			

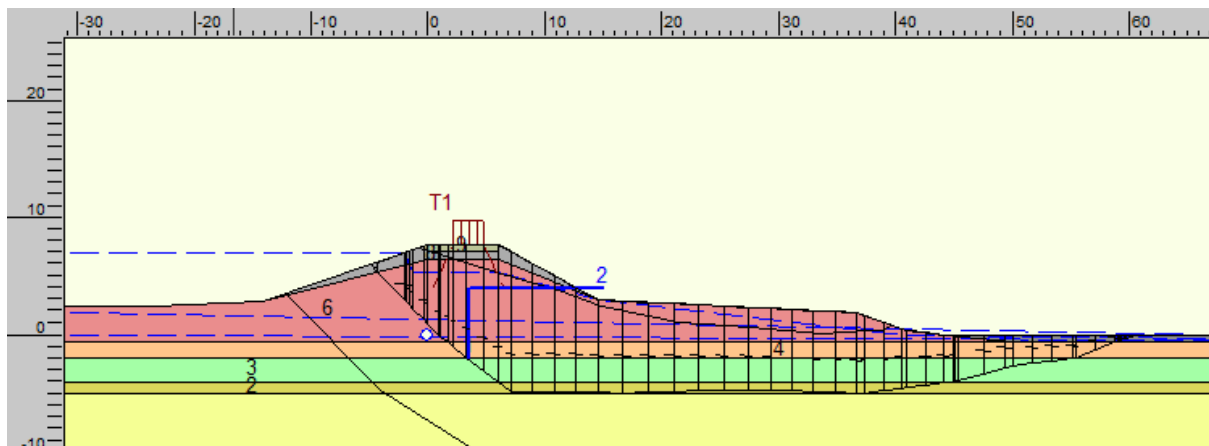
De vergelijking van de stabiliteitsfactoren STBI en STBU van de oplossingsvarianten met de dijkverhoging volgens het leggerprofiel van het waterschap (de reguliere, niet-ruimtebesparende variant) geeft de resultaten zoals af te lezen in Tabel 3.

Tabel 3: Stabiliteitsfactoren van de oplossingsvarianten met de regulier verhoogde dijk volgens legger DWP 423-427, uitgedrukt in een procentueel verschil

	STBI - Bishop	Vergelijking met WSRL [%]	STBI - Spencer	Vergelijking met WSRL [%]	STBU - Bishop	Vergelijking met WSRL [%]	STBU - Spencer	Vergelijking met WSRL [%]	
Model 1	1,48	-7%	1,23	-23%	1,57	+11%	1,77	+20%	
Model 2	1,11	-30%	1,07	-33%	1,12	-21%	1,47	-1%	
Model 3	1,25	-21%	1,17	-26%	1,21	-14%	1,76	+19%	
Model 4	1,43	-10%	1,20	-25%	1,45	+3%	1,73	+17%	
Model 5 A	1,11	-30%	1,08	-32%	1,13	-20%	1,75	+18%	
Model 5 B	1,35	-15%	1,20	-25%	1,35	-4%	1,48	0%	
Model 6 A	1,15	-28%	1,08	-32%	1,10	-22%	1,49	+1%	
Model 6 B	1,27	-20%	1,10	-31%	1,38	-2%	1,54	+4%	
Model 7	1,12	-30%	1,42	-11%	1,19	-16%	1,90	+28%	
Model 8	1,10	-31%			1,20	-15%			

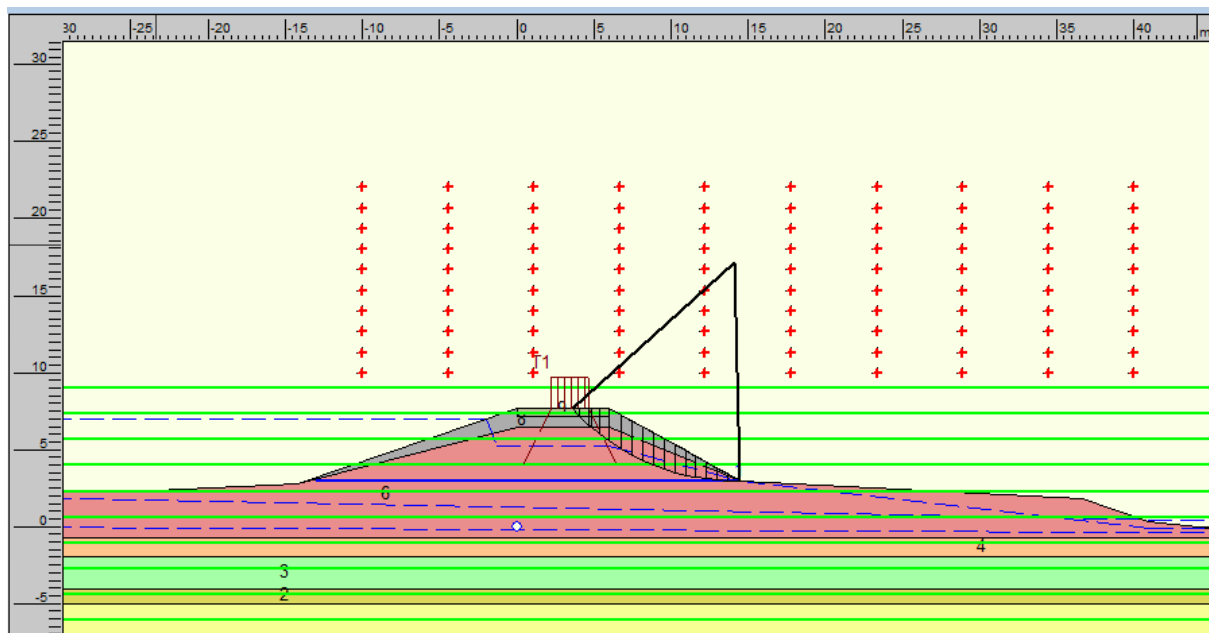
Model 1 en model 7 geven hogere stabiliteitsfactoren dan het ontwerp van het waterschap. Deze zijn dan ook geselecteerd voor vervolgonderzoek in Plaxis. Model 4 scoorde ook hoog. Echter is besloten om dit model niet verder door te voeren, omdat geen oplossing gevonden kon worden om de knik in het midden van de configuratie te vervaardigen met de

Het probleem wat bij de modellen 2, 3, 5A, 5B, 6A en 6B optreedt is dat het kritieke glijvlak door de kern van het dijklichaam gaat, en als het ware de versterking omzeilt. In Figuur 23 is als voorbeeld gegeven hoe in geval van model 5B het kritieke glijvlak met rekenmethode Spencer een lage stabiliteitsfactor van 1,20 levert voor STBi.



Figuur 23: Model 5B, STBi, met rekenmethode Spencer.

De keuze tussen model 7 en model 1 is gemaakt op basis van de uitvoering: voor het aanbrengen van de configuratie behorende bij model 1 dient minder dijk materiaal afgegraven te worden. Tevens ondervindt model 7 stabiliteitsverlies doordat met rekenmethode Bishop een kritische glijcirkel wordt gevonden boven de configuratie met een stabiliteitsfactor van slechts 1,12 (Figuur 24). Door de hogere ligging van de [REDACTED] in model 1 heeft deze een hogere stabiliteitsfactor (1,48 voor rekenmethode Bishop).



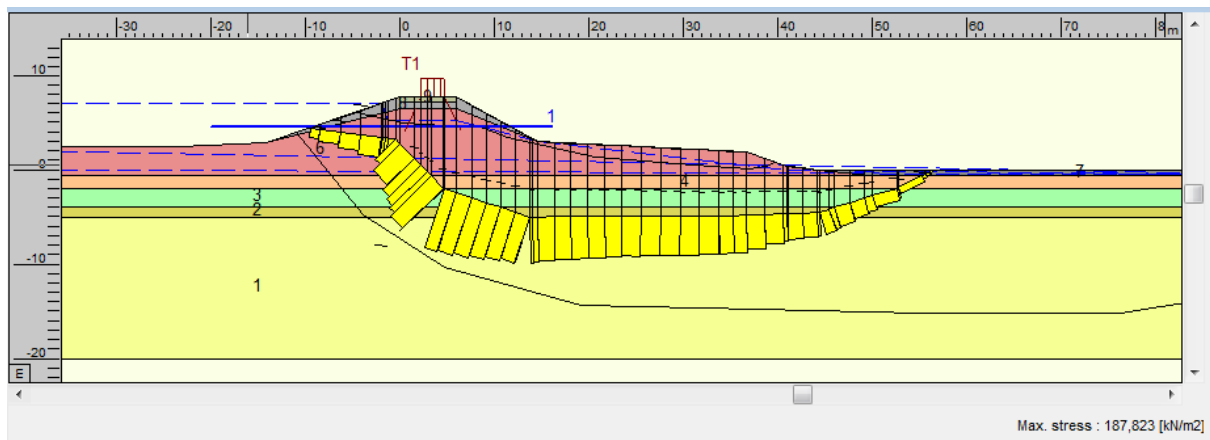
Figuur 24: Model 7, STBi, met rekenmethode Bishop

4. WERKWIJZE – OPSTELLEN AANGEPAST MODEL 1

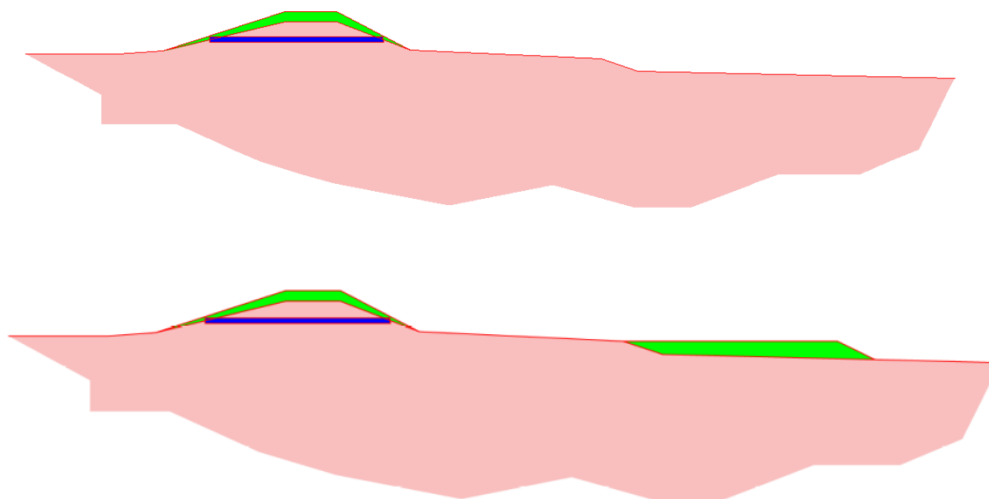
Om tot een eerlijke vergelijking op het gebied van kosten te komen is het nodig om alle drie te calculeren dijkverhogingen te laten voldoen aan de veiligheidsnorm.

Hierbij is uitgegaan van het behalen van een minimale veiligheidsfactor van 1,40 voor de binnenwaartse macrostabiliteit (de minimumeis voor rekenmethode Bishop). Om deze veiligheidseis te behalen is van Model 1, welke voor de buitenwaartse stabiliteit voldoet, maar voor de binnenwaartse niet met rekenmethode Spencer (zie Tabel 3), een aangepaste variant opgesteld.

Op Figuur 25 is het glijvlak volgens methode Spencer goed zichtbaar. Zoals te zien is het uittredepunt voorbij de binnenberm. Vandaar dat is gekozen om de binnenberm uit te breiden. Op Figuur 26 is deze uitbreiding terug te vinden.



Figuur 25: Schuifvlak van Model 1 tijdens MHW (STBi) geeft een veiligheidsfactor van 1,23.



Figuur 26: Boven het model 1 welke niet voldoet, onder het aangepaste model 1 met uitgebreide binnenberm.

4.1. PLAXIS-BEREKENING – AANGEPAST MODEL 1

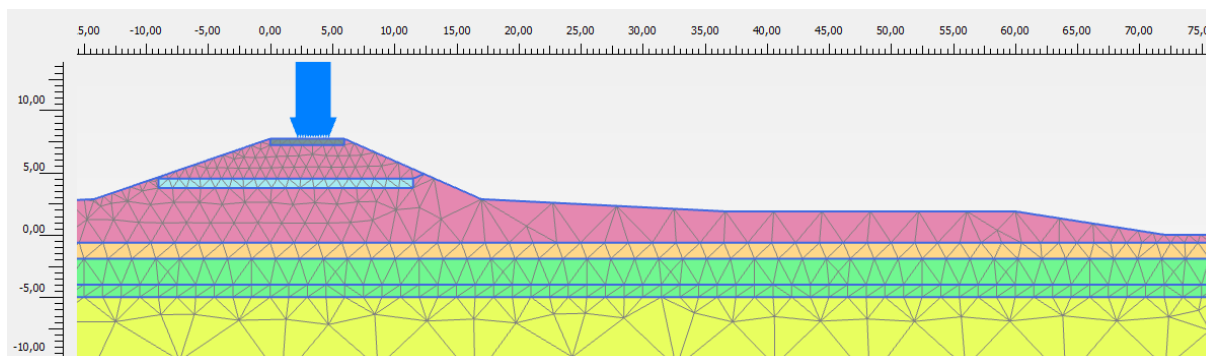
Het basismodel in Plaxis is conform paragraaf gevalideerd met het reeds opgestelde D-Geo Stability-model. In dit basismodel waren de geometrie, grondgegevens, stijghoogten per grondlaag, faseringen en waterstanden ingevoerd. In dit hoofdstuk wordt toegelicht hoe de invoer van de laag [REDACTED] in Plaxis 2D is gedaan.

GEGEVENS VAN [REDACTED]

In Appendix II is omschreven dat voor de grondmaterialen in Plaxis 2D gebruik gemaakt is van materiaalmodel Mohr-Coulomb. Het modelleren van de [REDACTED] is gedaan middels een grondmateriaal met als materiaalmodel lineair elastisch, gedraineerd.

[REDACTED]. Voor de overige invoer van gegevens in Plaxis, zie Appendix II. In Figuur 27 is de *mesh* van het model terug te zien, met daarin de gemodelleerde [REDACTED] beschouwd als een homogeen materiaal.

De dimensies van de [REDACTED] per strekkende meter dijk. Deze lengte van 21,2 meter is bepaald op basis van het formaat van de [REDACTED] (zie paragraaf 1.2 voor afmetingen en figuur) welke een hoogte per stuk van [REDACTED] hebben. De lengte van de configuratie bestaat daarom uit 53 [REDACTED]. De kruin van de verhoogde pilotdijk is gelegen op +7,70 m NAP, de bovenkant van de [REDACTED] op +4,50 m NAP en de onderzijde van de laag op +3,75 m NAP.



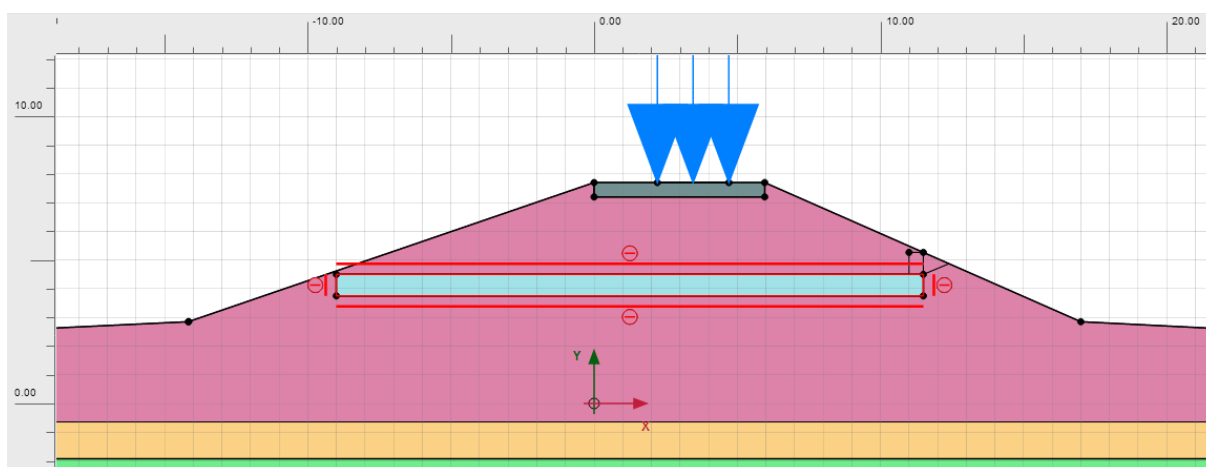
Figuur 27: De *mesh* van de pilotdijk, met de [REDACTED] volgens oplossingsvariant/model 1 als een homogeen materiaal (lichtblauw).

INTERFACES

Zoals omschreven biedt Plaxis de functie om het gedrag van *interfaces* te analyseren. Dit heeft in dit onderzoek betrekking op de sterkte van de verbinding tussen de [REDACTED] enerzijds en het omringende dijkmateriaal anderzijds.

De gegevens van de interface zijn opgesteld gebruik makend van de expertise binnen Geonius. De R_{inter} van de interfaces van alle zachte grondmaterialen zijn gezet op 0,5 (behorende bij klei volgens de Plaxis Manual (2017)). De R_{inter} van de [REDACTED] is op 1,0 aangehouden (Brinkgreve, Kumarswamy, & Swolfs, 2017).

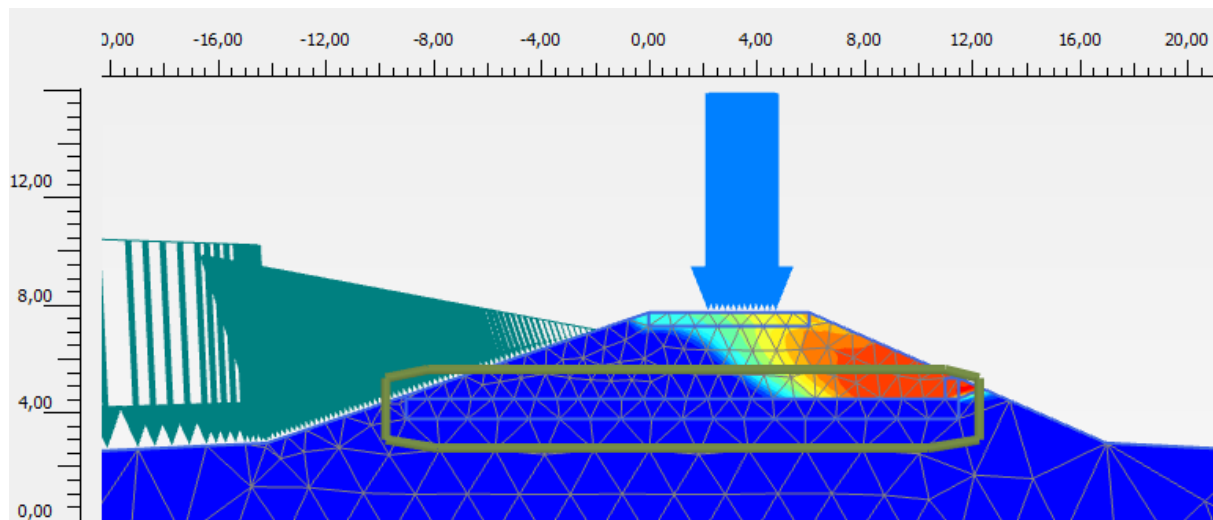
Bij de instelling van de interfaces zichtbaar op Figuur 27 is de *Strength reduction* op actief gezet. Door deze waarden is in het model een reductie van de wandwrijving tussen het dijkmateriaal en de [REDACTED] aanwezig.



Figuur 28: *Interfaces* in rood, zoals ingevoerd in het model.

BEZWIJKGEDRAG LANGS DE INTERFACES

Het bleek dat het model langs de bovenzijde van de [REDACTED] bezwijkt en daardoor niet voldoet aan de gestelde minimumstabiliteitsfactor van 1,40 (Figuur 29). Hierom is een aanname in het model opgenomen welke ook naar de aanbevelingen richting de klant wordt vertaald.



Figuur 29: Bezwijkgedrag langs de bovenzijde van de [REDACTED] door de te lage sterkte-eigenschappen van de interface

Voor de uitvoering zou dit betekenen dat bij optreden van bezwijken langs de interface van de [REDACTED] gekeken moet worden naar maatregelen zoals:

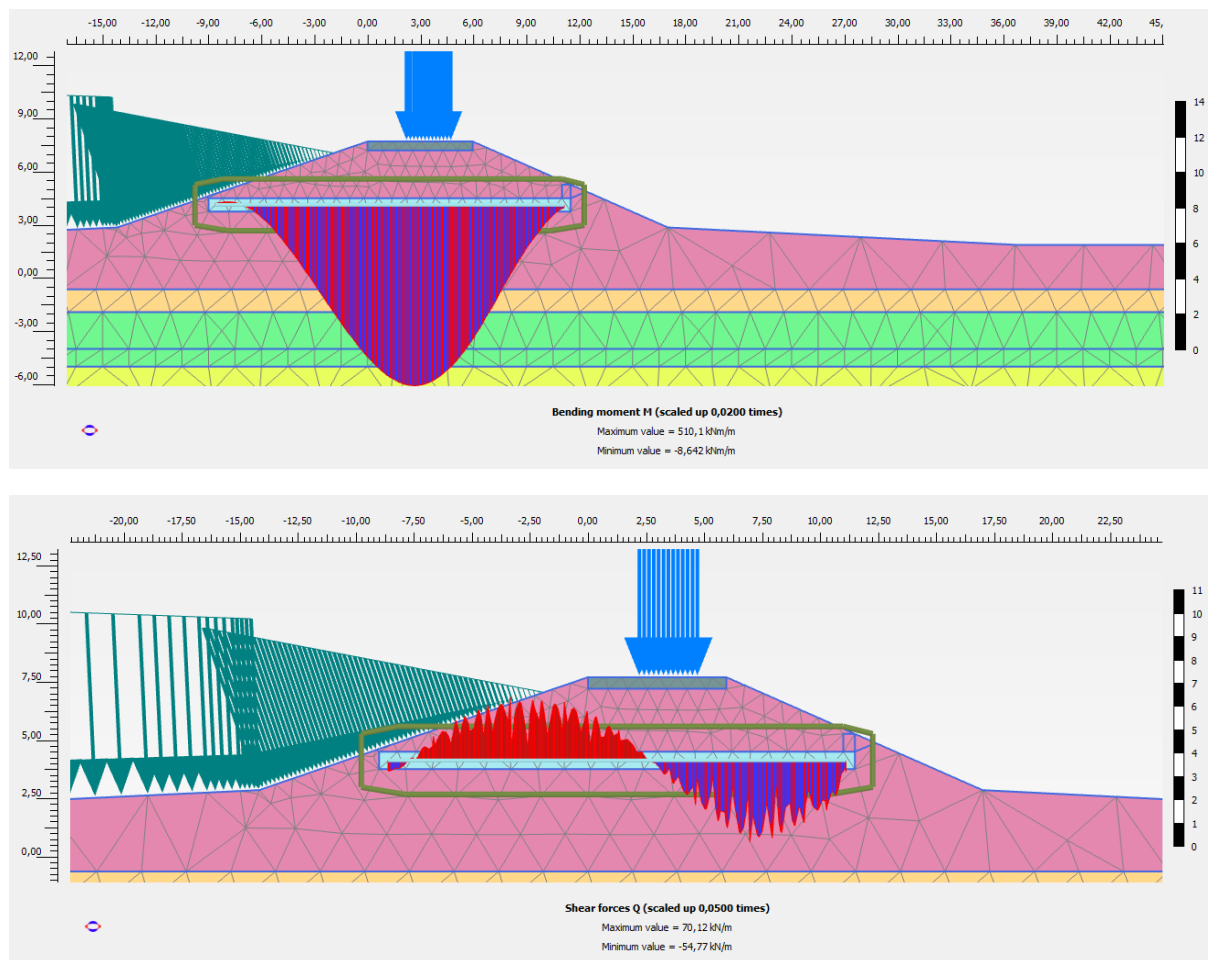
- ▲ Het aanbrengen van wandverruwing;
- ▲ Het aanbrengen van een laag aan de oppervlakte met een hogere *interface strength*. Deze is afhankelijk van de grootte van C en Phi.

Voor dit onderzoek is verder gerekend met het aanbrengen van een dunne laag die de *interface strength* vergroot. De interface aan de bovenzijde van de [REDACTED] is gemodificeerd opdat een stabiele situatie gecreëerd wordt. Gekozen is om het interfacemateriaal aan de bovenzijde te veranderen van “Dijkmateriaal, ongedraineerd” naar “Echteld zand” (beiden zijn terug te vinden in Appendix II). Met deze maatregel voldoet het aangepaste model 1 aan de gestelde minimale veiligheidsfactor van minimaal 1,40 voor STBi en voor STBu.

4.2. KRACHTENANALYSE IN PLAXIS

In Plaxis is middels de *forces view*-optie een analyse gemaakt van de optredende spanningen. De meest extreme treden op tijdens de situatie waarin MHW tegen de dijk staat (STBi). In onderstaande figuren zijn het maximale moment en de maximale dwarskracht terug te zien per strekkende meter dijk.

Het maximale moment grijpt aan in het midden van de constructie, met een kracht van $510,10 \text{ kNm/m}^1$. De maximale dwarskracht is $70,12 \text{ kN/m}^1$.



Figuur 30: Optredend maximaal moment en maximale dwarskracht tijdens MHW

5. KOSTENVERGELIJKING

Een opmerking die bij dit hoofdstuk geplaatst dient te worden is dat de kosten zoals hier omschreven slechts een indicatie zijn van de daadwerkelijke kosten. Zoals in de afbakening is omschreven is voor dit onderzoek geen uitgebreide studie gedaan naar bouwfaserings, materiaal- en materieelinzet, beheer en onderhoud, en daaraan gebonden kosten. Hierdoor is de kostenraming in dit hoofdstuk slechts een eerste indruk van de kosten.

In voorgaande hoofdstukken is een oplossingsvariant, model 1, gekozen en aangepast zodat de stabiliteit voldoet voor zowel STBi als STBu. Daarna is er een globale vergelijking opgesteld van de kosten van de dijkverhoging volgens de legger van het waterschap, het aangepaste Model 1 en het model met toepassing van een damwand. Voor deze calculatie zijn allereerst enkele uitgangspunten/aannamen voor de uitvoering opgesteld met een calculator welke bij het onderzoek betrokken is. Deze aannamen zijn nodig om de globale kostenraming niet verloren te laten gaan in details.

- ▲ Voor de uitvoering van de pilotdijk is geen rekening met een fasering voor bereikbaarheid van het gebied (de bebouwing op de Merwededijk) gehouden;
- ▲ Eventuele kosten verbonden aan de zettingstijds zijn niet meegenomen;
- ▲ De uitvoeringsduur is 1-2 maanden;
- ▲ Kosten voor de opname van bestaande situatie (monitoring van scheurvorming in omliggende bebouwing) is in alle drie de modellen even duur en dus niet meegenomen;
- ▲ Er wordt gekeken naar een pilotdijksegment met een lengte van 50 meter. Deze lengte is nodig voor enkele onderdelen van de calculatie, die afhankelijk zijn van de omvang van een project;
- ▲ Voor de kosten van de reguliere versterking met damwanden is de projectinformatie uit het rapport van Valentijn, Harlaar & Lange (2016) aangewend. In dit rapport wordt voor de Merwededijk een keerwandconstructie voorgeschreven. Op basis van deze berekeningen is een kistwandconstructie voor de kostenvergelijking bepaald. Voor dit onderzoek wordt uitgegaan van de toepassing van een kistwandconstructie van twee S235 AZ-12-profielen van 14 en 13 meter lengte.

In Tabel 4 kunnen de resultaten van de kostenraming teruggevonden worden. In Bijlage VI kan de uitgebreide versie van de kostenvergelijking teruggevonden worden.

De kosten van de verhoging per strekkende meter dijk zijn:

▲ Conform de legger van het waterschap	€4.500,-
▲ Conform het aangepaste model 1	€8.000,-
▲ Conform de reguliere oplossing met een kistwand	€9.000,-

Wat in de tabel af te lezen is, is dat de kosten van de verhoging volgens legger DWP 423-427 ten opzichte van de kosten voor een versterking met XXXXXXXXXX 43% lager uitvallen. De kosten voor de versterking met XXXXXXXXXX valt 16% lager uit dan de kosten van een oplossing met een damwand.

Tabel 4: De conclusies van de kostenraming van de drie verschillende ontwerpen. WSRL staat voor de verhoging conform de legger van het waterschap. M1 staat voor het aangepaste model 1. DW staat voor de reguliere versterking met kistwand.

		WSRL	M1	DW		
Afvoeren grond - industriële kwaliteit		€ 0.00	€ 0.00	€ 0.00		
Afvoeren grond - schoon		€ 0.00	€ 0.00	€ 0.00		
Afvoeren grond - wonen		€ 0.00	€ 0.00	€ 108.90		
AP04		€ 50.00	€ 25.00	€ 25.00		
AZ-12		€ 0.00	€ 0.00	€ 5,440.00		
Frezen maaiveld		€ 98.00	€ 57.00	€ 30.00		
Inzaaien		€ 19.60	€ 11.40	€ 6.00		
Klei klasse 1		€ 1,624.50	€ 475.43	€ 698.18		
 stuksprijs		€ 0.00	€ 3,445.00	€ 0.00		
 aanbrengen		€ 0.00	€ 689.00	€ 0.00		
Overige grond		€ 750.42	€ 11.22	€ 0.00		
Profilieren terrein		€ 98.00	€ 57.00	€ 30.00		
Vervoeren binnen werkkerrein		€ 32.34	€ 39.92	€ 0.00		
Verwerken overige grond		€ 341.10	€ 110.65	€ 0.00		
Werkvloer beton		€ 0.00	€ 318.00	€ 0.00		
Werkvloer menggranulaat		€ 0.00	€ 74.20	€ 0.00		+
		€ 3,013.96	€ 5,313.82	€ 6,338.08		
Stelposten	5%					
Staartkosten	20%					
Totaal excl. BTW						
BTW	21%					21 %
Totaal incl. BTW		€ 4,558.61	€ 8,037.15	€ 9,586.34	€/m1	

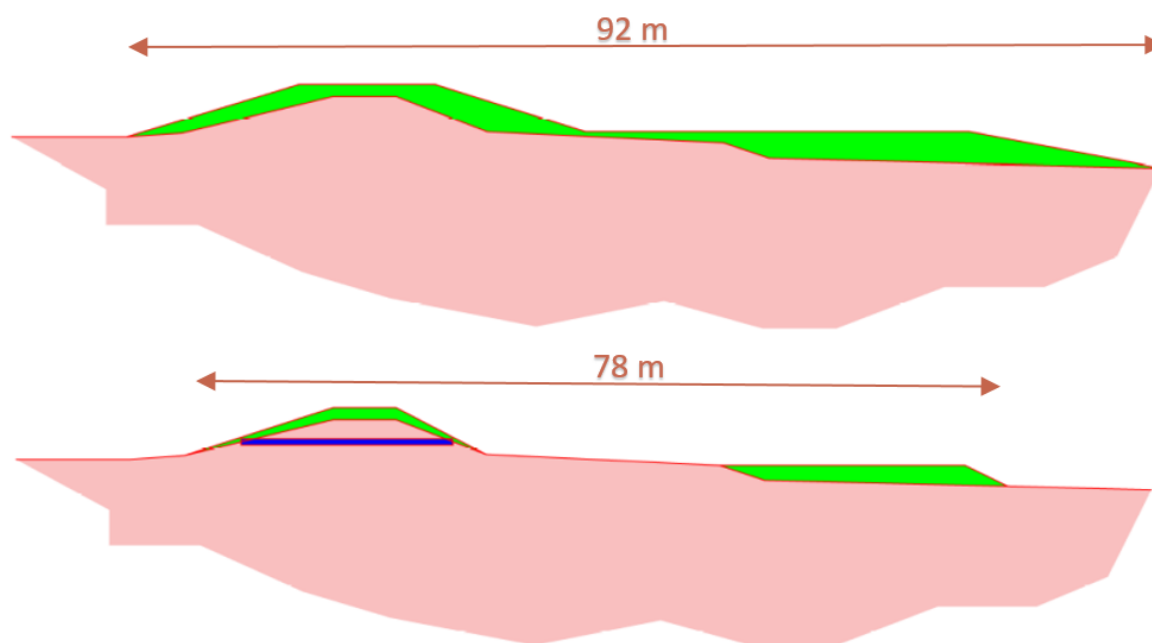
CONCLUSIES EN AANBEVELINGEN

Dit verkennende onderzoek naar de toepassing van [REDACTED] als dijkversterking had als afbakening het analyseren van de definitieve gebruikssituatie. Na vooronderzoek naar wet- en regelgeving, naar de [REDACTED] en naar de schematisering van dijklichamen zijn verschillende ontwerp oplossingen zijn tegen elkaar afgezet.

RUIMTEBESLAG

Van de optimalisatie van het ruimtebeslag van de pilotdijk is een eindstand opgesteld. Van het dijkontwerp volgens legger DWP 423-427 is het volume van de dijkverhoging (grondmateriaal) 173 m^3 per strekkende meter dijk. Van het ontwerp met de toepassing van de [REDACTED] is het volume van de verhoging 62 m^3 per strekkende meter dijk, een waarde die 64% lager uitvalt dan die van het ontwerp volgens de legger.

De breedte van de dijk volgens de legger is 92 meter. De breedte van de dijk met de dijkversterking van [REDACTED] is 78 meter, 15% lager.



Figuur 31: Vergelijking ruimtebeslag

VEILIGHEID

In dit rapport is aangetoond dat het ontwerp voor de pilotdijk met toepassing van [REDACTED] voor de STBu en STBi voldoet aan de minimale gestelde veiligheidsfactor van 1,40.

Als antwoord op de onderzoeksvraag wordt gesteld dat het mogelijk is om een dijkversterking met [REDACTED] toe te passen waarbij een minimalisatie van ruimtebeslag wordt bereikt, welke voldoet aan de gestelde normen voor STBi en STBu en welke zich qua kosten verhoudt tegenover een reguliere dijkversterking met damwanden.

OPTREDENDE SPANNINGEN

In tussentijdse gesprekken met de klant, [REDACTED] is reeds naar voren gekomen dat de huidige vorm van de [REDACTED] zich niet goed verleent voor de installatie in situ. Aangezien de [REDACTED] op hun kant in elkaar geschoven worden dient er speciale stelapparatuur ontwikkeld en ingezet te worden. Als aanbeveling wordt meegegeven dat een andere vorm van [REDACTED] mogelijk de uitvoeringskosten verlaagt.

Vandaar dat de vraag vanuit de klant gekomen is om de optredende spanningen in de [REDACTED] uit te zoeken. Deze maximale spanningen in de [REDACTED] van model 1 zijn in dit rapport naar gepresenteerd als zijnde:

Maximaal moment	510,1 kNm/m ¹
Maximale dwarskracht	70,12 kN/m ¹

KOSTENVERGELIJKING

Over de kosten kan een voorzichtige conclusie getrokken worden dat, indien met de aannames uit hoofdstuk 5 wordt gerekend, een dijkversterking met [REDACTED] bijna twee maal de kosten van een reguliere ophoging met grond meedraagt. Echter, in de situaties dat in verband met een klanteneis verkleind ruimtebeslag gewenst is, worden deze extra kosten afgewogen tegenover deze belangen. Vergeleken met een reguliere dijkversterking met damwanden komen de kosten van een dijkversterking met [REDACTED] ongeveer overeen.

DEELVRAGEN

Met de resultaten van het onderzoek kunnen de in de inleiding gestelde deelvragen beantwoord worden.

1. Welke configuraties van de [REDACTED] zijn mogelijk?

Voor de ontwerp oplossing is besloten tot het op hun kant plaatsen van de [REDACTED], waarbij de [REDACTED] middels een in dit onderzoek niet verder gespecificeerde naspanmethode aan elkaar gekoppeld. Een voetnoot hierbij is dat met de klant is overlegd over Model 1, waarbij de conclusie getrokken is dat mogelijk een andere vorm van de [REDACTED] beter van toepassing is. Voor het onderzoek is besloten om verder te werken met de [REDACTED] zoals omschreven in dit rapport. Bij het vervolgonderzoek zal ondergetekende betrokken blijven bij het project en de gegevens

2. Onder welke randvoorwaarden kan het product toegepast worden?

De dijkversterking met [REDACTED] kan, indien geen extra maatregelen genomen worden, toegepast worden in bestaande dijklichamen, op niet zettingsgevoelige ondergrond, met (vrijwel) water-ondoorlatend dijk materiaal ter voorkomen van piping langs de onderzijde van de [REDACTED]. In combinatie met maatregelen zoals klei-inkassing en drainage kunnen [REDACTED] mogelijk ook in andere gevallen toegepast worden. Echter is dat in dit onderzoek niet benaderd.

3. Welke configuratie van het materiaal is het meest efficiënt?

In het onderzoek is naar voren gekomen dat model 1 de meeste potentie heeft. Naast model 7 was dit het model dat de hoogste stabiliteit gaf, en daarnaast een eenvoudige configuratie is. Configuraties zoals model 1 en 7 die de kritische glijvlakken door de kern van het dijklichaam onderbreken zijn

preferabel. In dit model worden de [REDACTED] op hun kant in elkaar geschoven en gekoppeld. Dit model is aangepast opdat de STBi en STBu conform gestelde stabiliteitseis voldoen.

4. *Wat zijn de optredende krachten die op de [REDACTED] werken?*

Het maximale moment is $510,1 \text{ kNm/m}^1$. De maximale dwarskracht is $70,12 \text{ kN/m}^1$.

5. *Hoe verhoudt de versterking zich ten opzichte van regulier dijkontwerp en gebruikelijke ontwerp oplossingen op het gebied van kosten?*

Ten opzichte van een reguliere ophoging zonder versterkende maatregelen zijn de kosten op basis van de gedane kostenraming circa twee maal groter. Ten opzichte van een reguliere oplossing, in dit geval een kistwandconstructie, zijn de kosten vergelijkbaar.

ANTWOORD OP DE ONDERZOEKSVRAAG

De gestelde onderzoeksvraag luidde:

Is voor het minimaliseren van ruimtebeslag bij dijkversterkingen toepassen van [REDACTED] een kostenefficiënte oplossing waarbij aan de vigerende normen wordt voldaan?

Als antwoord op deze onderzoeksvraag wordt geponeerd dat [REDACTED] in dit verkennende onderzoek naar voren zijn komen als een potentieel kostenefficiënte dijkversterking waarbij optimalisatie van ruimtebeslag mogelijk is gemaakt. Om dit antwoord hard te maken dient er vervolgonderzoek ingesteld te worden, waar in de aanbevelingen op ingegaan wordt.

AANBEVELINGEN

Allereerst is aanbevolen om, indien besloten wordt door het onderzoek naar de toepassing van [REDACTED], de afbakening in dit verslag opnieuw te beschouwen. Nu namelijk gebleken is dat het product in de gebruiksfase kan voldoen aan de veiligheidsvoorschriften dient ook gekeken te worden naar de uitvoering. Tevens is, nu de krachten op de configuratie bekend zijn, de weg vrijgemaakt voor het toetsen van de [REDACTED], wat in dit onderzoek nog niet is gebeurd. Op deze manier kan de klant in samenwerking met [REDACTED] en Geonius onderzoek doen naar de meest optimale vorm van [REDACTED], welke specifiek ontworpen zijn voor het gebruik in dijkversterkingen.

In dit rapport is gekozen voor het toepassen van geschatte waterspanningsverlopen, afgeleid uit het Technisch Rapport Waterspanningen bij dijken. In geval van toepassing van het product in een bestaande dijk dienen de daadwerkelijke waterspanningsverlopen zoals opbolling van het freatisch vlak middels metingen worden vastgelegd. Deze verlopen kunnen van invloed zijn op de stabiliteit, en tevens door interactie met de aanwezige [REDACTED] negatieve gevolgen hebben vanwege de waterafdichtende functie die [REDACTED] hebben. Een maatregel die hiervoor genomen kan worden is het gebruik van gaten door de [REDACTED] om de waterspanningen te nivelleren.

Het probleem omtrent stabiliteitsverlies door de interface-werking tussen klei en [REDACTED], en het stabiliteitsverlies door de aan de zand inferieure waarde van de hoek van inwendige wrijving van klei kan opgelost worden door het toepassen van een zandbed boven op de laag [REDACTED]. In dit onderzoek is gerekend met de *interface*-waarden van zand voor de bovenzijde van de [REDACTED] van model 1.

In dit geval is uitsluitend gekeken naar de doorsnede van de dijk en is in tweedimensionale modelleerprogramma's gewerkt. Voor vervolgonderzoek kan het onderzoeken van mogelijke faalmechanismen die alleen met driedimensionale analyses aangetoond kunnen worden. Een voorbeeld van een dergelijk programma is Plaxis 3D.

BIBLIOGRAFIE

Bartlett, S. (2012, september 11). *Mohr-Coulomb Model*. Opgeroepen op april 5, 2017, van Civil & Environmental Engineering: <http://www.civil.utah.edu/~bartlett/CVEEN6920/Mohr-Coulomb%20Model.pdf>

Brinkgreve, R., Kumarswamy, S., & Swolfs, W. (2017). *Plaxis 2017*. Delft: Plaxis B.V.

Deltares. (2014). *D-Geo Stability*. Delft: Deltares systems.

Google. (n.d.). *Google Street View*. Opgehaald van Google Maps: <https://www.google.nl/>

Groenewoud, M. (2016). *Ontwerputgangspunten Primaire Waterkeringen*. Tiel: Waterschap Rivierenland.

IenM. (2007). *Hydraulische Randvoorwaarden 2006*. Den Haag: Ministerie van Infrastructuur en Milieu.

IenM. (2007). *VTV 2006*. Den Haag: Ministerie van Infrastructuur en Milieu.

Jommi, C. (2016, 09 27). AES1730: Introduction to. Delft, Zuid-Holland, Nederland.

Jongejan, R., Bree, B. v., Knoeff, H., & Marieke, d. V. (2016). *Kennisplatform Risicobenadering*. Utrecht: Hoogwaterbeschermingsprogramma.

Lange, K. (2016). *Verkennd onderzoek 'Dijken anders' - Concept*. Breda: Geonius.

Ministerie van Economische Zaken. (2017, maart 5). *Kaartmachine beschermde natuurgebieden*. Opgehaald van Natura 2000: <https://www.synbiosys.alterra.nl/natura2000/>

Ministerie van Verkeer en Waterstaat. (2007). *Hydraulische Randvoorwaarden 2006*. Den Haag: Ministerie van Verkeer en Waterstaat.

Ministerie van Verkeer en Waterstaat. (2007). *VTV 2006*. Den Haag: Ministerie van Verkeer en Waterstaat.

NEN. (2016). *NEN 9997-1*. Delft: Nederlands Normalisatie Instituut.

Noorsalehi-Garakani, S., Kleine Vennekate, G., Vrolijk, P., & Urai, J. (2013). Clay-smear continuity and normal fault zone geometry – First results from excavated sandbox models. *Journal of Structural Geology*, 58-80.

Rijksoverheid. (2017, maart 4). *Natuurnetwerk Nederland*. Opgehaald van Natuur en biodiversiteit: <https://www.rijksoverheid.nl/>

- Rijkswaterstaat. (2016). *Handreiking ontwerpen met overstromingskansen*. Utrecht: Rijkswaterstaat.
- Rowe, R., & Li, A. (2005). Geosynthetic-reinforced embankments over soft foundations. *Geosynthetics International*, 1-36.
- TAW. (2001). *Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies*. Den Haag: Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen.
- TAW. (2004). *Waterspanningen bij dijken*. Delft: DWW.
- Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen. (2001). *Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructie*. Den Haag: TAW.
- Tweede Kamer der Staten-Generaal. (2016). *Wijziging van de Waterwet en enkele andere wetten (nieuwe normering primaire waterkeringen)*. Den Haag: Tweede Kamer.

- Van der Meij, R. (2012). Afschuiving langs een vrij glijvlak. *Geotechniek*, 34-37.
- Van der Meij, R. (2014). *Handleiding bij methode Spencer-Van der Meij*. Delft: Deltares.
- Van Duinen, A. (2014). *Handreiking voor het bepalen van schuifsterkte parameters*. Delft: Deltares.
- Verruijt, A., & Broere, W. (2011). *Grondmechanica*. Delft: VSSD.
- Waterschap Rivierenland. (2009). *Peilbesluit Tielerwaard-West*. Den Haag: Rijksoverheid.
- Witteveen+Bos. (2009). *Toelichting peilbesluiten Lek & Linge*. Deventer: Witteveen+Bos.
- WTCB. (2000). *Proefverslag DE 611 X 807*. Limelette: WTCB CSTC.



APPENDIX I-VI

INHOUDSOPGAVE

Appendix I - Literatuurstudie.....	1
Appendix II - Grondgegevens	27
Appendix III – Legger DWP TG 423-427.....	35
Appendix IV – Waterspanningen.....	38
Appendix V – Verificatie	44
Appendix VI - Kostenraming.....	49

APPENDIX I - LITERATUURSTUDIE

Literatuurstudie

Axel van Stralen

INHOUD APPENDIX I

Inleiding.....	4
A. Dijken in Nederland.....	5
Wetgeving.....	6
Faalmechanismen.....	7
B. Verdieping in macrostabiliteit.....	9
De wet van Coulomb	9
Cirkel van Mohr	10
C. CSSM.....	14
Verschil gedraineerd en ongedraineerd gedrag.....	16
macrostabiliteit in D-Geo Stability	18
D. Case study -  20	
Dimensies en gewicht.....	21
Schuifsterkte tussen 	21
Buigsterkte	23
Wrijving	24
E. Configuratiemogelijkheden	25
Bibliografie	26

INLEIDING

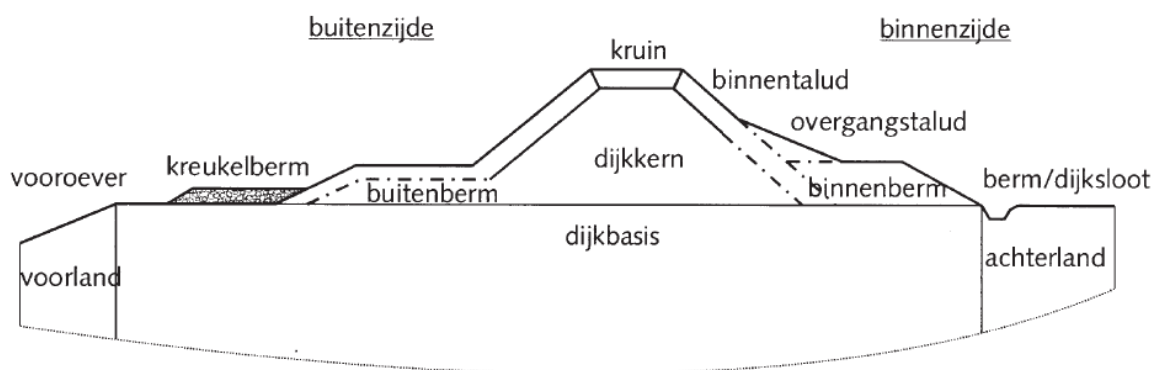
Dit literatuuronderzoek vormt de ruggengraat van het afstudeeronderzoek naar de toepassing van , als dijkversterking met optimalisatie in beperking van ruimtegebruik. Met het opstellen van dit document zijn drie doelen bereikt;

1. De afstudeerder heeft zich kunnen verdiepen in de nodige achtergrondinformatie en daarvoor geschikte bronnen verzameld.
2. De afstudeerder is op de hoogte van de meest recente ontwikkelingen en wetgeving op het gebied van dijkversterking.
3. De beschikbare van toepassing zijnde informatie is samengevat opgesteld met de correcte bronvermelding, en kan efficiënt voor het onderzoek aangewend worden.

In hoofdstuk 1 zal ingegaan worden op dijken in algemene zin. De wetgeving en faalmechanismen komen hierin aan bod. In hoofdstuk 2 zal in worden gegaan op het faalmechanisme dat voor het onderzoek het belangrijkste is: macrostabiliteit.

A. DIJKEN IN NEDERLAND

In Nederland worden sinds oudsher waterkeringen toegepast, welke voornamelijk grondconstructies zijn. De eerste functie van waterkerende grondconstructies, in dit geval dijken, is het bieden van veiligheid aan het achterland. Naast deze primaire functie spelen de gebruiksaspecten waaronder wonen, infrastructuur, landbouw en watergebonden bedrijvigheid en recreatie vallen. Het waterkerende vermogen, ook wel de sterkte van de dijk genoemd, wordt bepaald door de kruinhoogte en de stabiliteit van het grondlichaam [REDACTED]. In dit hoofdstuk zal worden ingegaan op benedenrivierdijken. Het benedenrivierengebied is het deel van de Rijn en Maas waar tijdens hoge afvoergolven invloed kan worden ondervonden van stormen op zee, en waar zeespiegelstijging van invloed is (Ministerie van Verkeer en Waterstaat, 2007).



Figuur 1: Elementen van een principeprofiel van zee- of rivierdijk (Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen, 2001)

De kruinhoogte hangt af van de weerstand van de kruin en het binnentalud tegen golfoverslag en het gebruik van de kruin (zie Figuur 1 voor duiding). De stabiliteit van het grondlichaam wordt bepaald door binnen- en buitenwaartse macrostabiliteit en de invloed van piping en microstabiliteit, het type bekleding en de aanwezigheid van objecten in of op de grondconstructie.

Voor het toetsen van de kering zijn twee waterstanden van belang; het Toetspeil en het Rekenpeil. Het Toetspeil is gekoppeld aan de waterstand per normfrequentie. Het Rekenpeil geldt alleen voor duinen, en is gelijk aan het Toetspeil plus 2/3 van het verschil tussen het geldende Toetspeil en het Toetspeil bij een overschrijdingsfrequentie die tien maal lager is (Ministerie van Verkeer en Waterstaat, 2007).

De grootte van de rivierafvoer is de belangrijkste bedreiging voor het rivierengebied. Er wordt gerekend met een maatgevende afvoer, welke de afvoergrootte is die eens in de 1250 jaar wordt overschreden. De genoemde toegestane golfoverslag en erosie van bekleding worden veroorzaakt door windgolven en moeten worden bepaald aan de hand van de maatgevende golfhoogte, golfperiode en hoek van inval. Dit worden de Golfrandvoorwaarden genoemd. Om de significante golfhoogte H_s of $H_{m-1,0}$ te bepalen wordt in het beneden- en bovenrivierengebied gebruik gemaakt van de piekperiode T_p (Ministerie van Verkeer en Waterstaat, 2007). Echter wordt voor rivieren gebruik gemaakt van een Toetspeil + toeslag, welke in de HR 2006 omschreven zijn.

Watersysteem	Parameter	Robuustheidstoeslag 2009	Nieuwe onzekerheidstoeslag
Rivieren	Waterstand	+ 0,30m	+ 0,30m
Meren (exclusief Ketelmeer)	Waterstand Golfhoogte ($H_{m,0}$) Golfperiode ($T_{m-1,0}$)	+ 0,20m + 10% + 10%	+ 0,40m + 10% + 10%
Ketelmeer	Waterstand Golfhoogte ($H_{m,0}$) Golfperiode ($T_{m-1,0}$)	+ 0,20m + 10% + 10%	+ 0,40m ² + 10% + 10%
Brede wateren (Haringvliet en Hollandsch Diep)	Waterstand Golfhoogte ($H_{m,0}$) Golfperiode ($T_{m-1,0}$)	+ 0,30m	+ 0,40m + 10% ³ + 10%
Waddenzee en Kust, Westerschelde en Oosterschelde	Waterstand Golfhoogte ($H_{m,0}$) Golfperiode ($T_{m-1,0}$)	+ 0,10m + 10% + 10%	+ ntb + 10% + 10%

Naast golfoverslag en waterhoogte zijn bui-oscillatie, buistoten, seiches en slingeren van invloed op de kering. Al deze invloeden kenmerken zich aan een kortdurende waterstandsverandering. In Figuur 2 is overzichtelijk aangegeven welke factoren van invloed zijn.

Bedreiging door Randvoorwaarden	Afvoer Waterstand	Getij Waterstand	Waterstand	Wind Golven	Buistoten, bui-oscillaties, seiches en slingeringen
Bovenrivieren	+			(+)	
Benedenrivieren	+	+	+	+	+
IJsseldelta	+		+	(+)	
Vechtdelta	+		+	+	
IJsselmeer/Markermeer	+		+	+	(+)
Zee en Estuaria		+	+	+	+
+ is van belang; (+) is minder van belang					

Figuur 2: Overzicht bedreigingen voor waterkeringen door hydraulische randvoorwaarden (Ministerie van Verkeer en Waterstaat, 2007)

Voor de buitenwaartse stabiliteit is van belang dat de val die het water maakt na 10 dagen wordt gebruikt voor het bepalen van het Tijdelijke Hoog Water (THW) in geval van bovenrivierengebied. In geval van benedenrivierengebied dient te worden gerekend met een THW behorende bij een val van 1 dag (Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen, 2001).

WETGEVING

Volgens de Waterwet dienen beheerder van een primaire waterkering eens in de 12 jaar een beoordeling of hun kering aan de geldende eisen voldoet af te nemen (Ministerie van Verkeer en Waterstaat, 2007). De eisen worden vastgelegd in het Wettelijk Beoordelingsinstrumentarium, welke elke vijf jaar wordt herbeschouwd. De toetsing werd initieel afgenomen op basis van een *overschrijdingskans*. Dit betekent dat gerekend wordt met de kans op een overstroming als gevolg van een bepaalde hoogwaterstand in combinatie met significante golfhoogte. Deze wetgeving en toetsing is opgezet naar aanleiding van de Watersnoodramp in 1953 en is inmiddels sterk verouderd. Over de loop van jaren heeft klimaatverandering geleid tot het rijzen van de zeespiegel en worden er zwaardere stormen en buien verwacht, tegenover een daling van de bodem. Ook is de grootte van de

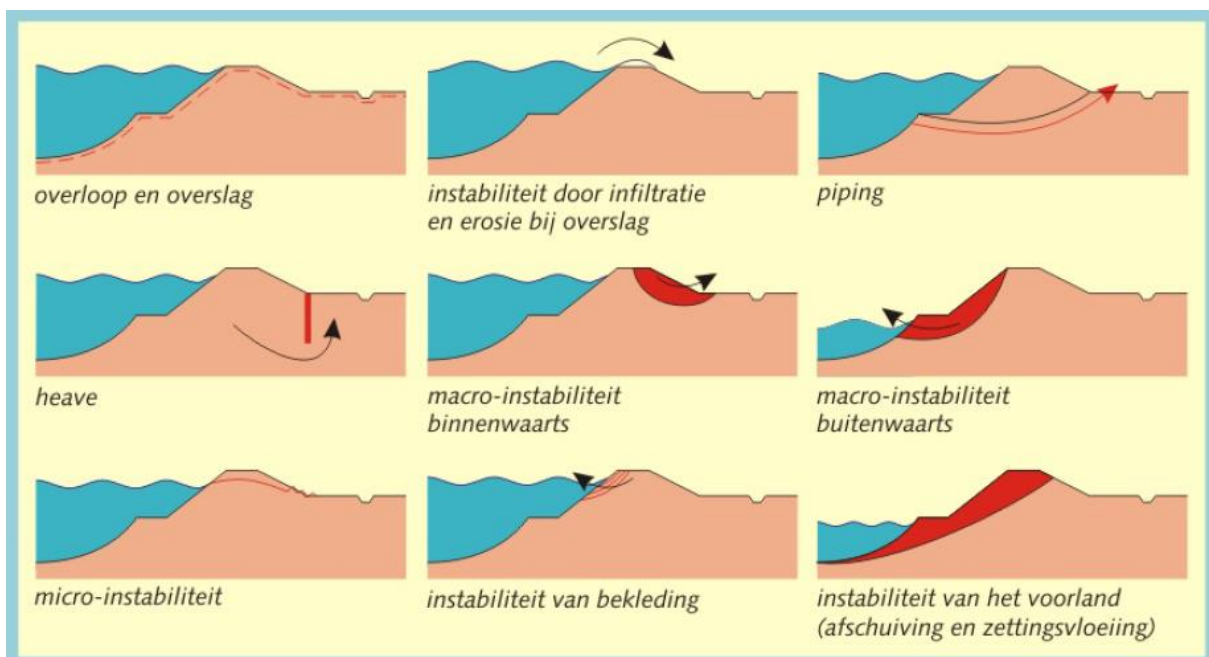
populatie en economische waarde in risicogebieden toegenomen (Tweede Kamer der Staten-Generaal, 2016).

In 2015 is het nieuwe Deltaprogramma gepresenteerd door de minister van Infrastructuur en Milieu. In dit cluster van rapporten is de overgang van overschrijdingskans naar *overstromingskans* benoemd. De overstromingskans is de kans op een overstroming als gevolg van het bezwijken van een primaire waterkering. Waar de overschrijdingskans inspeelt op enkel de hoogwaterstanden en de gevolgen daarvan op de erosie door overslag en dijkstabiliteit, daar neemt de overstromingskans ook faalmechanismen zoals piping mee in de toetsing. Maatgevend voor dijklichamen is het ontwerpinstrumentarium. “Vooruitlopend op de wettelijke verankering van nieuwe overstromingskansnormen in de Waterwet heeft het Rijk een ‘Handreiking ontwerpen met overstromingskansen’ samengesteld, ook wel aangeduid als Ontwerpinstrumentarium 2014 (OI2014).” (Groenewoud, 2016, p. 11)

Voor het toetsen van de macrostabiliteit wordt de NEN 9997-1:2016 aangehouden.

FAALMECHANISMEN

Figuur 3 toont de belangrijkste faalmechanismen van dijken. Vervolgens volgt een korte omschrijving van de faalmechanismen volgens de VTV 2006 en zal het deelspoor genoemd worden. Er zijn drie hoofdsporen waaronder de deelspooren vallen: Hoogte (HT), Stabiliteit (ST) en Niet-waterkerende objecten (NWO).



Figuur 3: Faalmechanismen van dijken en dammen (Ministerie van Verkeer en Waterstaat, 2007)

Overloop en Overslag

(HT)

Voor toetsing van dit mechanisme dient de hoogte van de kruin te worden berekend op het Toetspeil plus toeslagen. Overloop treedt op zodra het Toetspeil met toeslagen hoger is dan de kruinhoogte. Overslag is de benaming als het toegestane overslagdebiet wordt overschreden.

Instabiliteit door infiltratie en erosie door overslag

(STBK)

Als gevolg van overslag kan water indringen in de grond aan de top van de dijk, waardoor deze verzadigde grond met afgenomen korrelspanning en toegenomen soortelijk gewicht kan leiden tot scheuren in de kruin en vervormingen. Verder kan golfoverslag leiden tot erosie van de bekleding en binnentalud, wat uitspoelen en/of afschuiven als gevolg kan hebben.

Piping en heave

(STPH)

In geval van een verschil van waterstand aan weerszijden van een watervoerende grondlaag treedt kwel op. Als de grondlaag aan de bovenkant is afgesloten door een laag met een slechte waterdoorlatendheid kan de optredende kwelstroom relatief veel grond meevoeren en daardoor de dijk van binnenuit eroderen, met instabiliteit als gevolg. Heave is verlies van stabiliteit aan de binnenzijde van het dijklichaam als gevolg van geconcentreerd verticaal uitredend water, wat tevens het opbarsten van een slecht waterdoorlatende laag als gevolg van een te hoge waterdruk in het watervoerende pakket kan veroorzaken.

Macrostabiliteit buiten-/binnenwaarts

(STBi/STBu)

Dit faalmechanisme is het afschuiven van een groot deel van het grondlichaam langs zogenaamde glijcirkels. Dit gebeurt zodra de krachten langs het glijvlak niet meer in evenwicht zijn, bij onder andere extreem hoogwater (of extreem lage waterstand). De sterkte-eigenschappen van grond en de optredende waterspanningen, in combinatie met externe belastingen zoals terreinbelasting, bepalen dit evenwicht.

Micro-instabiliteit

(STMI)

Door een hoge freatische lijn in het grondlichaam kan grond uitspoelen of, indien een waterdichte toplaag aanwezig is, kan de toplaag loslaten als gevolg van het waterdrukverschil.

Instabiliteit van bekleding

(STBK)

De bekleding van het dijklichaam bezwijkt door golfaanval, langsstroming of potentiaalverschillen, waardoor de kwetsbare kern van de dijk open komt te liggen.

Instabiliteit voorland

(STVL)

Het afschuiven van het voorland (zoals een vooroever) kan een gevolg zijn van verweking van grond door overspannen water, veroorzaakt door schuifspanning door het gewicht van naastgelegen dijk. De contractantie van grond zorgt voor wegvallen van korrelspanning, en dus het verlies van schuifweerstand.

Invloed van niet-waterkerende objecten

(NWO)

Dit is een brede omvatting van objecten welke invloed kunnen hebben op het dijklichaam. Bomen, gebouwen en infrastructuur zijn hiervan enkele voorbeelden.

Bruikbaarheid in het onderzoek:

Voor het onderzoek zal alleen naar STBi/STBu gekeken worden.

B. VERDIEPINGING IN MACROSTABILITEIT

Terugblikkend op het haalbaarheidsonderzoek, waarin wordt getracht de veiligheidsfactor van dijken te verhogen door het beïnvloeden van de grootte van de glijcirkel, is het uitdiepen van de technische eisen aan het toetsen van macrostabiliteit aan de orde.

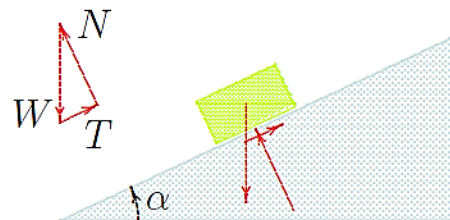
De toets op macrostabiliteit, de stabiliteit van het grondlichaam, gebeurde voorheen middels het Mohr-Coulombmodel. In het Wettelijk Beoordelingsinstrumentarium 2017, welke voor beoordelingsronde 2017-2023 van waterkeringen vigerend is, dient vanaf heden het Critical State Soil Model (CSSM) aangehouden te worden (Rijkswaterstaat, 2016). Hiernaast is het nieuwe Spencer-Van der Meij schuifvlakmodel ingevoerd ter vervanging van het LiftVan model, waarmee de veiligheidsfactor enkele honderdsten lager uitkomt. Hier wordt later verder op ingegaan. De laatste verandering in het WTI 2017 is het verbeteringen van het schematiseren van de waterspanningen bij het toetsen van de macrostabiliteit (van Duinen, 2014).

DE WET VAN COULOMB

$$\tau_f = c + \sigma' * \tan(\varphi)$$

waarin:

τ_f	Kritische schuifspanning [N/m ²]	
c	Cohesie	[-]
σ'	Normaalspanning	[N/m ²]
ϕ	Hoek van inwendige wrijving	[°]



Figuur 4: Blok op een helling (Verruijt & Broere, 2011)

In Figuur 4 staat weergegeven wat de krachtverhouding is voor een blok met gewicht W , welke als reactiekracht op de component loodrecht op de helling de normaalkracht N (σ') opwekt. De diagonale component van W evenwijdig aan de helling is in geval van evenwicht gelijk aan T , de schuifweerstand of schuifspanning. De schuifspanning is, volgens de standaardformule in de tribologie:

$$T = \tau = \mu * N \quad [\text{N/m}^2]$$

waarin:

μ	wrijvingscoëfficiënt	[-]
-------	----------------------	-----

In Figuur 4 is af te leiden dat $T/N = \tan(\alpha)$. In deze situatie kan men de hoek koppelen aan moment van schuiven door te stellen dat:

$$\frac{T}{N} = \tan(\alpha) \leq \mu_{cr} \quad \text{stabiel}$$

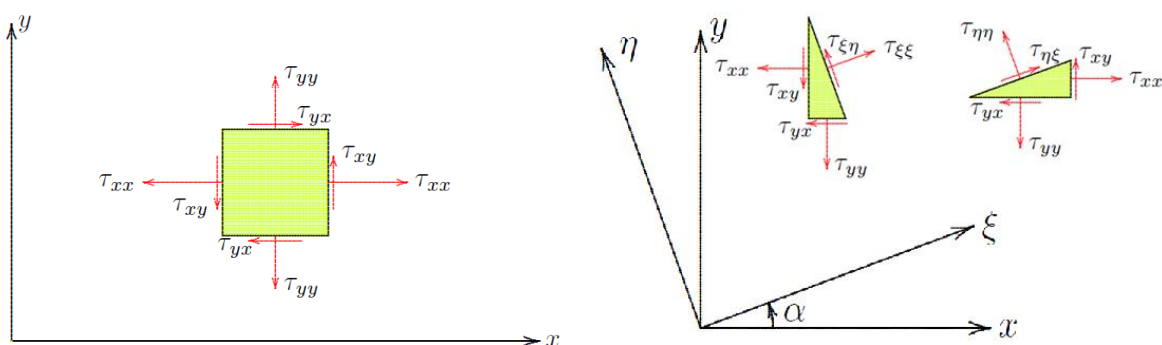
$$\frac{T}{N} = \tan(\alpha) > \mu_{cr} \quad \text{instabiel, afschuiven}$$

Deze instabiliteit kan worden veroorzaakt door het kleiner worden van μ_{cr} , de wrijvingscoëfficiënt, door toenemen van T of door afname van N . De hoek α waarbij de grond nog net niet afschuift,

waarvoor dus $\mu_{cr} = \tan(\alpha)$ geldt wordt de hoek van inwendige wrijving ϕ genoemd (Verruijt & Broere, 2011).

CIRKEL VAN MOHR

Voor bepalen van de macrostabiliteit is het nodig dat de spanning welke de grond doet afschuiven bepaald wordt, evenals de vorm van de glijcirkel. Hierom is verder gekeken naar de basis van de spanningsleer en de cirkel van Mohr van grond. In Figuur 5 is de beschouwing van een gronddeel te zien welke aanwezig is in een grondlichaam, met geschematiseerde effectieve spanningen τ_{xx} , τ_{xy} , τ_{yx} en τ_{yy} . Deze spanningen zijn gelijk aan elkaar, aangezien dit grondvlak in evenwicht is. τ_{xx} en τ_{yy} zijn normaalspanningen, loodrecht op het vlak. τ_{xy} en τ_{yx} zijn schuifspanningen langs de vlakken van het gronddeel.



Figuur 5: Spanningen op een vlakje grond in evenwicht (links) en gerooteerd assenstelsel (rechts) (Verruijt & Broere, 2011)

Als nu de x- en y-assen worden gekanteld met een hoek α kunnen ook diagonale vlakken van het gronddeel geanalyseerd worden. Deze spanningen hebben de richting van de nieuwe assen η en ξ (Figuur 5). Onder een bepaalde hoek van α geldt voor de spanning evenwijdig aan de bijbehorende assen η en ξ :

$$\tau_{\xi\eta} = 0 \quad \text{onder hoek } \alpha = \alpha_0$$

$$\tau_{\eta\xi} = 0 \quad \text{onder hoek } \alpha = \alpha_0$$

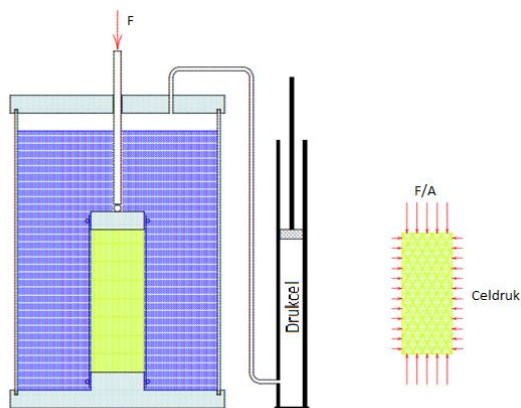
(Verruijt & Broere, 2011)

Dit betekent dat er vlakken zijn in het beschouwde gronddeel waar alleen normaalspanning wordt overgedragen, en geen schuifspanning. Deze richtingen van η en ξ worden de hoofdrichtingen genoemd, en de hoek α wordt α_0 genoemd (niet te verwarren met ϕ , de hoek van inwendige wrijving).

Met een triaxiaalproef kan de combinatie van horizontale en verticale kracht waarbij bezwijken van grond optreedt afgelezen worden. Dit wordt gedaan door een droog grondmonster met een oppervlakte aan bovenzijde met grootte A in een waterafgedichte rubberen omhulsel in een cel met water te plaatsen onder een drukcylinder. In de cel kan de druk aangepast worden zodat een horizontale kracht op het grondmonster kan worden uitgevoerd. Deze kracht heet celdruk, aangeduid met σ_3 in Figuur 7 en als τ_2 in Figuur 9. Met constant houden van deze celdruk wordt intussen de verticale kracht die met de cylinder op het monster wordt uitgevoerd verhoogd tot een bepaalde kracht F . Deze kracht F wordt genoteerd op moment van bezwijken van het grondmonster (wanneer er grote plastische vervorming optreedt). De spanning σ_3 ofwel τ_1 kan nu vastgesteld worden:

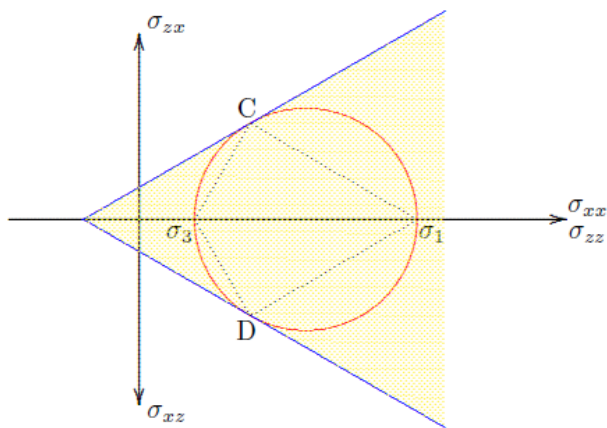
$$\sigma_3 = \tau_2 = \text{celdruk} \quad [\text{N/m}^2]$$

$$\sigma_1 = \tau_1 = \text{celdruk} + \frac{F}{A} \quad [\text{N/m}^2]$$

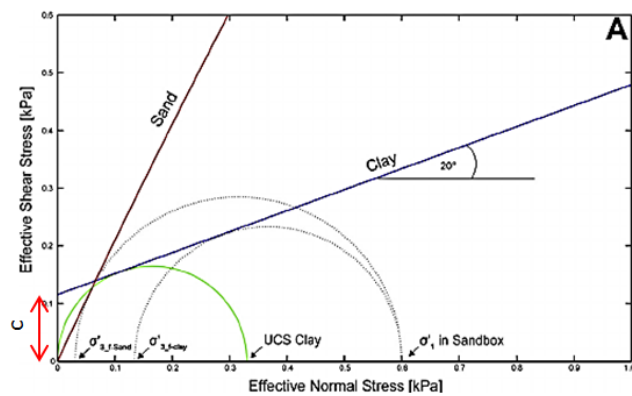


Figuur 6: Opstelling triaxiaalproef (Verruijt & Broere, 2011)

De gevonden waarden voor σ_1 en σ_3 zijn de basis voor het opstellen van de bijbehorende cirkel van Mohr. De waarden worden op de x-as, welke normaalspanning aangeeft, uitgezet. Tussen de waarden wordt een cirkelboog getekend met als diameter $\sigma_1 - \sigma_3$ (Figuur 7). Als deze test wordt herhaald voor andere waarden voor σ_3 waarbij waarden voor σ_1 gevonden worden, kunnen meer van deze cirkels in dezelfde figuur getekend worden. Dit is nodig omdat cohesie van grond (bij bijvoorbeeld klei) ervoor kan zorgen dat grond een bepaalde schuifweerstand heeft zonder aanwezigheid van normaalkracht. Voor zand waarvan men zeker is dat er geen cohesie in optreedt kan in principe met één cirkel alle uitvoer bepaald worden, aangezien de raaklijn aan de cirkel uit het snijpunt van de x- en y-as getrokken wordt. Voor grondsoorten mét een cohesie dient de raaklijn langs de cirkels van de proeven met verschillende drukken getrokken te worden. In Figuur 8 is dit goed te zien. Verder is de hoek die de raaklijn met de x-as maakt de hoek van inwendige wrijving ϕ .



Figuur 7: Cirkel van Mohr met triaxiaalproef (Verruijt & Broere, 2011)

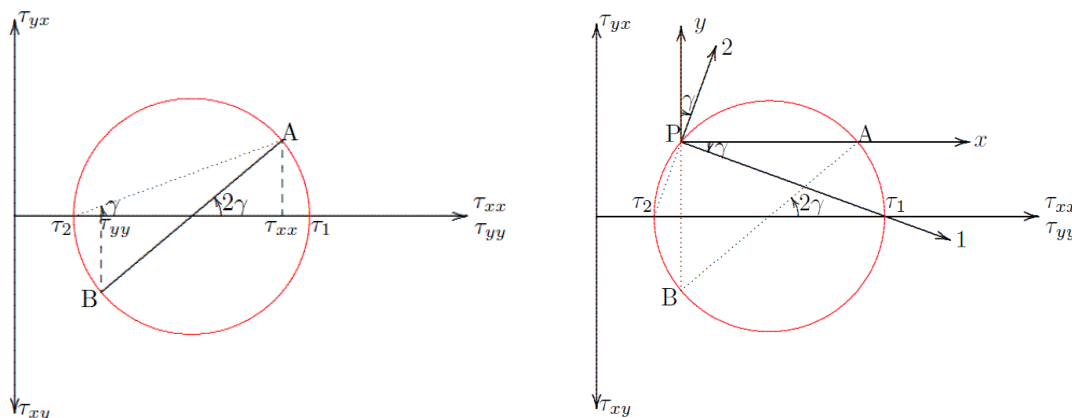


Figuur 8: Cirkels van Mohr voor klei en zand. Voor klei met cohesie dient er een raaklijn getrokken te worden langs cirkels van twee proeven; voor zand volstaat één proef, aangezien zand geen cohesie heeft en dus het startpunt van de raaklijn (0;0) bekend is (Noorsalehi-Garakani, Kleine Vennekate, Vrolijk, & Urai, 2013).

Als samenkomst tussen de wiskundige aanpak en de empirische aanpak met de triaxiaalproef kan ook het gedraaide assenstelsel uit Figuur 5 in de cirkel van Mohr geplaatst worden. De hoofdrichtingen zijn in Figuur 9 weergegeven als zijnde 1 en 2. In dit figuur is tevens α_0 weergegeven als γ . Het middelpunt van de cirkel, kan bepaald worden met:

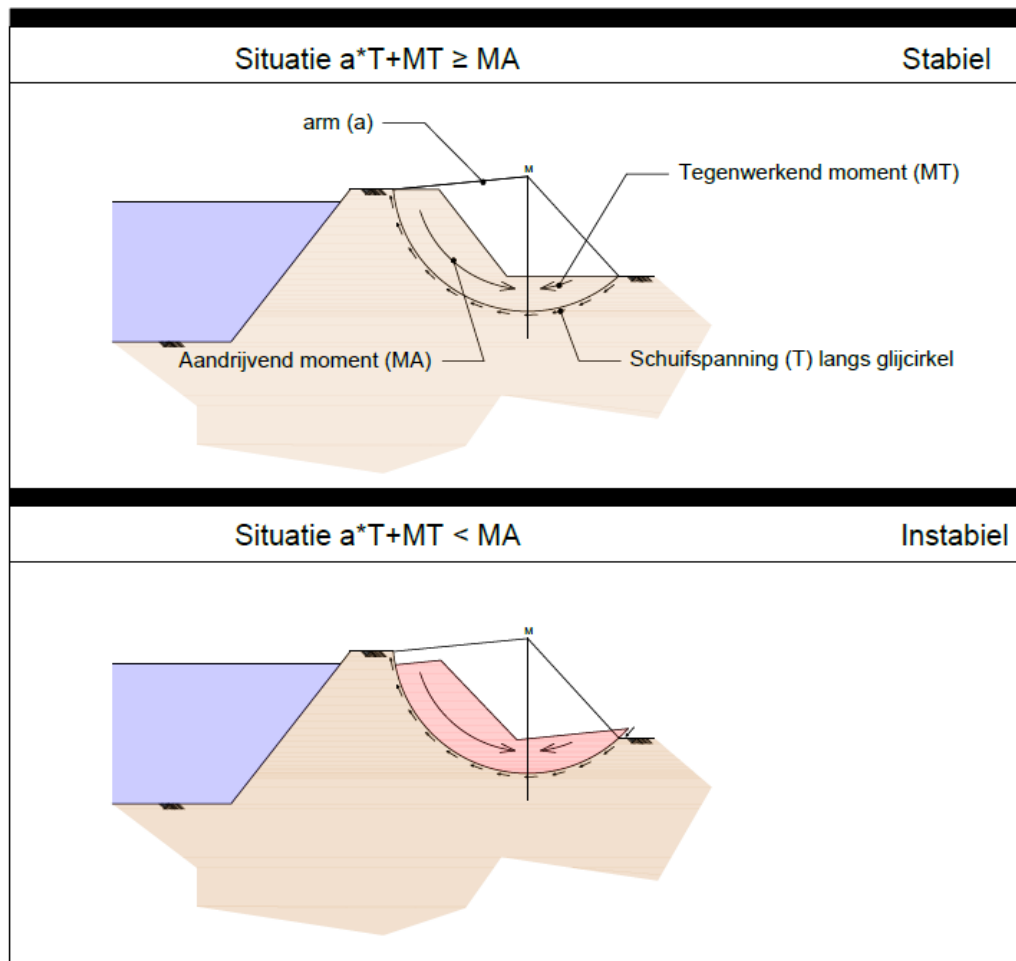
$$\text{Middelpunt} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} + \sigma_1 \quad [\text{N/m}^2]$$

Vanuit dit middelpunt kan de een lijn worden getrokken met hoek $2\alpha_0$ ofwel 2γ naar de cirkel. Dit punt A is het punt met spanningen τ_{xx} en τ_{xy} (zie Figuur 5) behorende bij hoek α_0 ofwel γ . Het overstaande punt B behoort bij τ_{yx} en τ_{yy} bij dezelfde hoek. Vanuit punt A dient men een lijn loodrecht op de verticale as te trekken, en vanuit punt B loodrecht door de horizontale as. Waar deze lijnen kruisen bevindt zich punt P. Dit punt is het richtingencentrum (Verruijt & Broere, 2011), het punt waarvandaan als men een lijn evenwijdig met de richting van de normaalkracht op een beschouwd grondvlak trekt, men de optredende spanningen kan aflezen.



Figuur 9: Cirkel van Mohr met gedraaid assenstelsel vanuit punt P (Verruijt & Broere, 2011)

C. CSSM



Figuur 10: Afschuiving langs het glijvlak

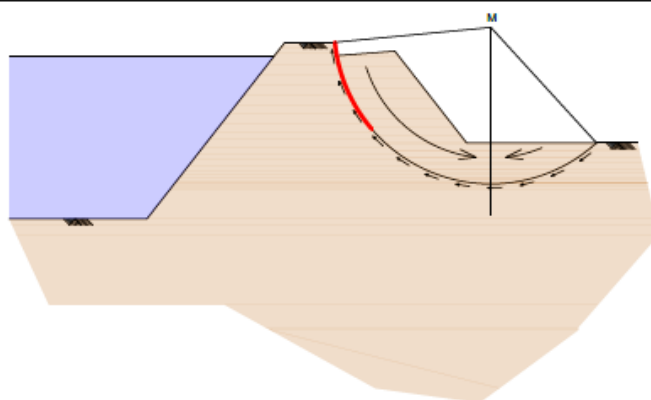
Afschuiven van een dijklichaam kan worden benaderd met behulp van een glijcirkel (Figuur 10). Een aandrijvend moment bestaande uit gewicht van het gronddeel, een kruinbelasting, waterspanning roteert om punt M langs het glijvlak. Langs het glijvlak werkt een tegenwerkende, stabiliserende schuifspanning bepaald door de hoek van inwendige wrijving ϕ in combinatie met de normaalkracht van de grond loodrecht op de glijcirkel, en cohesie c . Verder verzorgt de grond recht van de middelloodlijn in de figuur voor een stabiliserend tegenwerkend moment. Op moment van bezwijken is het aandrijvend moment groter dan de som van de tegenwerkende momenten. Oplossingen voor dit voorval zullen later toegelicht worden.

“In essentie is het CSSM een beschrijving van het grondgedrag die een koppeling legt tussen het gedrag bij compressie, zwelling, volumeverandering, afschuiven en poriënwaterrespons in termen van effectieve spanningen.” (van Duinen, 2014, p. 5)

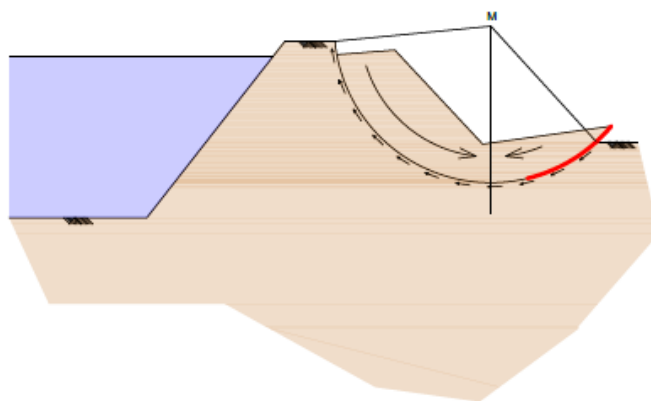
Ten opzichte van het Mohr-Coulombmodel houdt het CSSM rekening optreden van gedraineerde en ongedraineerde gedrag van grond. Voor grondsoorten met een hoge doorlatendheid zoals zand wordt met gedraineerd gedrag gerekend, terwijl voor grondsoorten met een lage waterdoorlatendheid zoals klei en veen wordt gerekend met ongedraineerd gedrag (van Duinen,

2014). Verder houdt het raamwerk van het model rekening met normaal geconsolideerde en overgeconsolideerde grond in combinatie met een onderscheid tussen piekschuifsterkte en *ultimate state* schuifsterkte (UGT). Op moment van beginnen van afschuiven, wat leidt tot een ontstaan van verzakking langs het glijvlak in de kruin (Figuur 11), kan grondwater nog wegstromen en wordt dus gerekend met gedraineerde toestand. Op het moment dat verzakking langs het glijvlak het punt bereikt waar de glijcirkel de dijk uittreedt benaderd, zal de vervorming een hogere snelheid hebben dan bij aanvang van bezwijken. In dit geval heeft het water in de grond niet meer de tijd om weg te stromen en kan de grond dus niet consolideren, wat leidt tot een verder verval van de schuifweerstand van de grond en dus een grotere instabiliteit. De berekening van schuifweerstand aan deze zijde van de glijcirkel wordt gedaan als zijnde een ongedraineerde toestand.

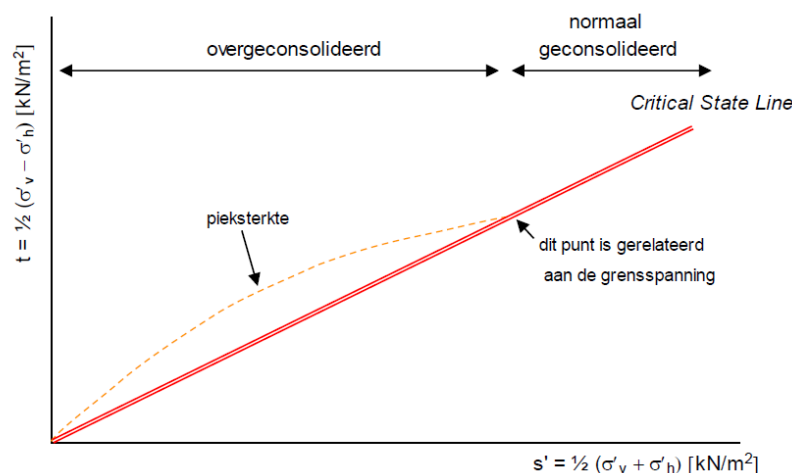
Langzaam: Verzakken van bovenzijde van glijcirkel (gedraineerd)



Snel: Bezwijken van uitredende zijde van glijcirkel (ongedraineerd)



Figuur 11: Afschuiving langs glijvlak, rekening houdend met consolidatie door gedraineerd en ongedraineerd gedrag



Figuur 12: Verloop van de schuifsterkte volgens CSSM-methode (van Duinen, 2014)

Men noemt grond overgeconsolideerd wanneer in de grond de verticale korrelspanning (effectieve spanning) kleiner is dan de grensspanning (spanning waarbij grondgedrag overgaat van stijf en voorbelast naar slap en niet-voorbelast). Bij overgeconsolideerde grond is de cohesie van de grond bepalend voor de omhullende van de pieksterkte van de grond (onderbroken lijn in Figuur 12). De grootte van de maximale schuifsterkte blijft gekoppeld aan de hoek van inwendige wrijving, maar met de CSSM-methode wordt ook gerekend met een pieksterkte voor de omschreven overgeconsolideerde grond, welke afhankelijk is van de cohesie van de grond.

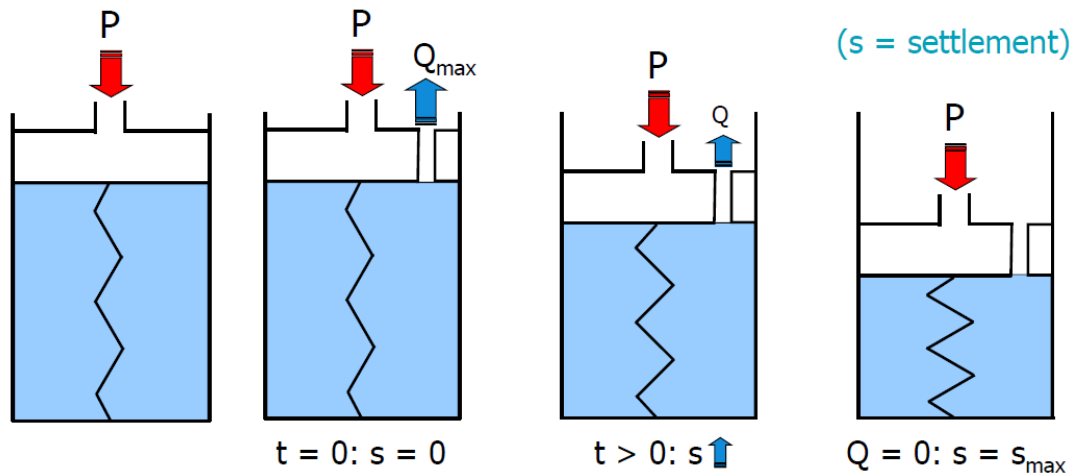
VERSCHIL GEDRAINEERD EN ONGEDRAINEERD GEDRAG

Schuifspanning van grond neemt toe door groei van de effectieve spanning, de korrelspanning. De verticale grondspanning op een bepaald punt is de som van de verticale korrelspanning en de waterspanning. Als de waterspanning op een bepaald punt toeneemt, neemt de korrelspanning, en dus de effectieve spanning af.

Het verschil in consolidatie tussen gedraineerde grond en ongedraineerde grond kan het beste worden uitgelegd met een cilinder met aan bovenzijde een zuigerstang. De cilinder is gevuld met water, en een veer bevindt zich tussen de bodem en de zuiger. Deze veer beeldt het korrelskelet van grond uit, en is samendrukbaar. Het water in de cilinder stelt het water in de poriën van de grond voor en is bijna niet samendrukbaar. Als er dan een kracht P verticaal wordt uitgeoefend zal in de situatie waarin het water niet kan wegstromen (ongedraineerde situatie) de kracht opgenomen worden door het bijna niet samendrukbare water. Hierdoor is de korrelspanning, en dus de schuifspanning weinig tot niets. De waterspanning is dan gelijk aan de kracht P gedeeld door de oppervlakte A van de zuigerkop.

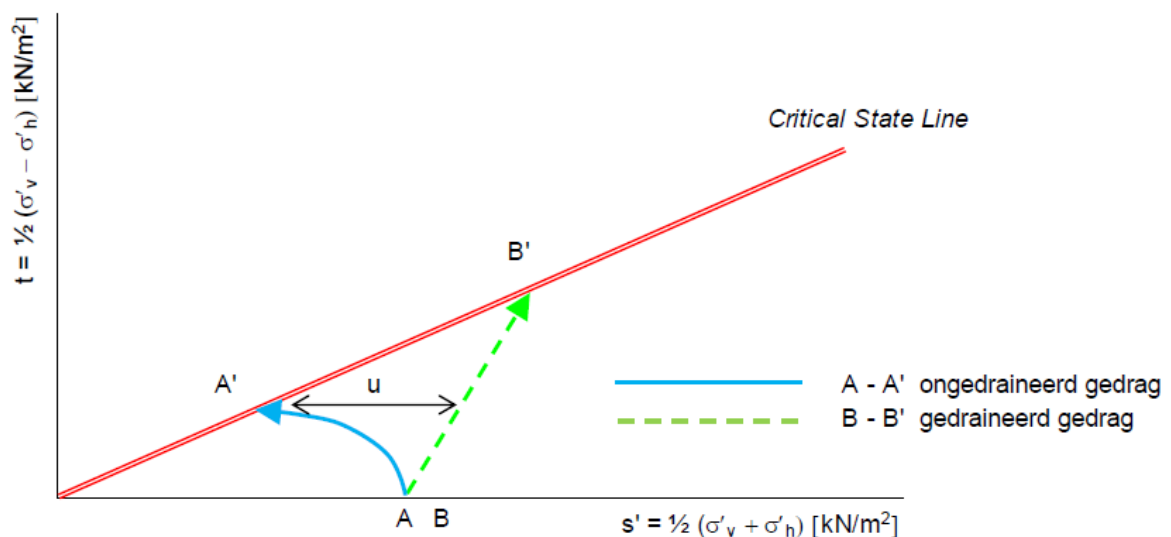
De situatie in Figuur 13 waarbij een doorlaat in de zuigerkop is uitgespaard kan de als gedrag van gedraineerde grond beschouwd worden. Bij uitoefening van constante kracht P zal er, afhankelijk van de grootte van de doorlaat, een bepaalde tijd verstrijken tot de zuigerkop tot stilstand komt door evenwicht met de indrukking van de veer. Op dat moment is de waterspanning nul en de korrelspanning gelijk aan de kracht P gedeeld door de oppervlakte A van de zuigerkop. Op dat moment zal de grond gedraineerd gedrag vertonen.

De toestand tussen $t_{s=0}$ en $t_{s=\max}$ wordt overspannen water genoemd, waarbij de doorlatendheid van de grond, k [m/dag], van invloed is op de grootte van Q en dus de tijdsduur t . De als we de grootte van de consolidatie delen door de tijd die nodig was om tot $t_{s=\max}$ te komen komen we tot de snelheid die de consolidatiesnelheid wordt genoemd.



Figuur 13: Uitbeelding van ongedraineerd (cilinder links) en gedraineerd gedrag (de drie rechtercilinders) (Jommi, 2016)

In Figuur 14 af te lezen hoe wateroverspanning in grond kan zorgen voor een verlies van schuifspanning (in de figuur aangegeven met 't' op de y-as). De snelheid van het afschuiven van een grondlichaam ten opzichte van de consolidatiesnelheid moet afgewogen worden. Als de grond sneller vervormt/consolideert dan de consolidatiesnelheid, dan zal er langs de het glijvlak overspannen water en dus ongedraineerd gedrag voorkomen. In de figuur is 'u' het verlies van schuifspanning als gevolg van ongedraineerd gedrag.



Figuur 14: Verschil in maximale schuifsterkte voor bepaalde verticale spanning bij gedraineerd en ongedraineerd gedrag (van Duinen, 2014)

MACROSTABILITEIT IN D-GEO STABILITY

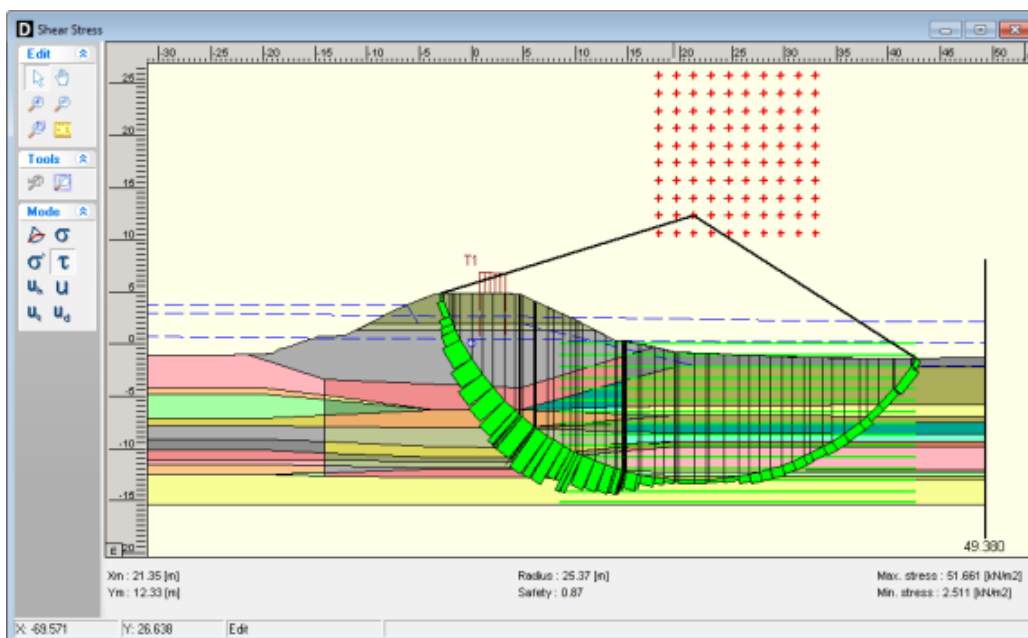
C-Phi-methode

De methode houdt in dat het programma de waarde voor de cohesie en de hoek van inwendige wrijving stapsgewijs reduceert totdat het model bezwijkt. De bijbehorende veiligheidsfactor is de waarde waarmee C en Phi gereduceerd zijn tot bezwijken. (TAW, 2004)

Opbouw met Bishop

Het programma D-Geo Stability staat de gebruiker toe om een grondopbouw en grondmaterialen toe te passen. Na invoer van parameters en invoer van eventuele hydraulische randvoorwaarden kan de gebruiker een raster (*grid*) van x bij x punten samenstellen waarbinnen de gebruiker verwacht dat het middelpunt van de glijcirkel valt. Bij een raster van 10 bij 10 punten zijn er 100 door te rekenen middelpunten. Vervolgens kan de gebruiker een minimum en maximum radius van de glijcirkel definiëren met een te bepalen aantal tussenstappen. De keuzes voor het raster en de radius bepalen een totaal aantal stappen, waarop D-Geo Stability berekeningen doet.

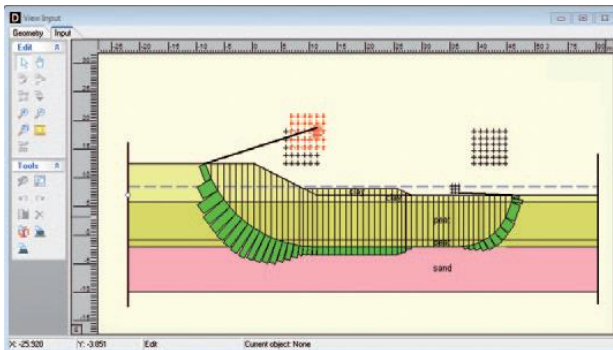
Per stap wordt een glijvlak berekend met radius tussen de gekozen minimum en maximum, en een middelpunt op een van de gekozen rasterpunten. Bishop's methode is het opdelen van de glijcirkels in lamellen, welke individueel beschouwd worden als een grondkolom. Deze kolom heeft aan de onderzijde raakvlak met de glijcirkel onder een bepaalde hoek. Het programma berekent het gewicht van de grondkolom en de resulterende normaalkracht met de raaklijn op de glijcirkel. De resulterende spanning per lamel is dan bij het programma bekend (Figuur 15) en kan gebruikt worden voor het bepalen van de minimale veiligheidsfactor van de doorsnede.



Figuur 15: Lamellen in Bishop's glijcirkel; in lichtgroen zijn de schuifspanningen weergegeven (Deltares, 2014)

Lift-Van

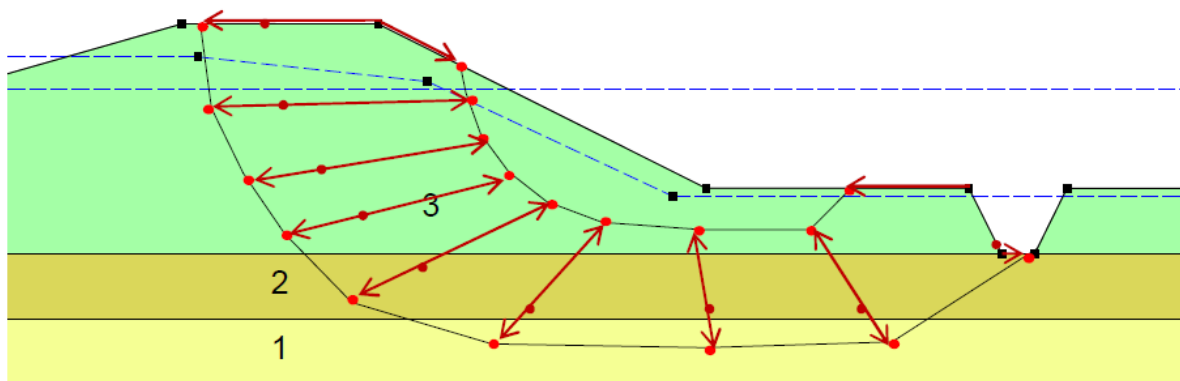
De methode Lift-Van vult de methode Bishop aan door het meerekenen van het opdrijven (heave). Door het opdrijven van slecht doorlatende lagen in het achterland als gevolg van de opwaartse waterdruk vanuit een waterdoorlatend grondpakket gaat schuifsterkte verloren, wat kan leiden tot een andere vorm van het glijvlak dan de cirkelvorm die Bishop voorspelt. Het glijvlak volgens de Lift-Van-methode is een grondstaaf ingeklemd tussen de actieve glijcirkel en de passieve glijcirkel (Figuur 16). Hierdoor wordt een langgerekt schuifvlak gecreëerd (Van der Meij, Afschuiving langs een vrij glijvlak, 2012).



Figuur 16: Methode Lift-Van (Deltares, 2014)

Spencer-Van der Meij

In D-Geo Stability kan gebruik worden gemaakt van de genoemde standaardberekening van Bishop, welke geschikt is om een (al zeer nauwkeurige) prognose van het kritische glijvlak van afschuiven te genereren.



Figuur 17: Spencer-Van der Meij in D-Geo Stability - definitie van de zwarte lijnen, *slip planes* (Van der Meij, Handleiding bij methode Spencer-Van der Meij, 2014)

Het model van Spencer-Van der Meij laat gebruikers van D-Geo Stability niet-cirkelvormige glijvlakken bepalen. Door in het programma twee *slip planes* in te tekenen in het model, met op beide *panes* een gelijk aantal knikpunten, worden een boven en ondergrens aangegeven. Op een lijn tussen corresponderende knikpunten gaat D-Geo Stability middels een algoritme, geïmplementeerd door de heer Van der Meij, op zoek naar de laagste waarden voor optredende schuifspanning middels de beschreven lamellen-methode die ook bij de Bishop-methode wordt toegepast. In Figuur 17 gaat het algoritme langs de rode pijlen op zoek naar de kritieke schuifspanning.

Door analyse van het glijvlak wat opgeleverd wordt door deze methode kan bepaald worden op welke delen van het glijvlak extra punten op de lijn toegevoegd zouden kunnen worden. Door toevoegen van extra punten zullen meer mogelijke vormen van het glijvlak met minimale schuifweerstand gevonden worden. Hierdoor kan de veiligheidsfactor van het grondlichaam beter benaderd worden dan met de glijcirkel van Bishop.

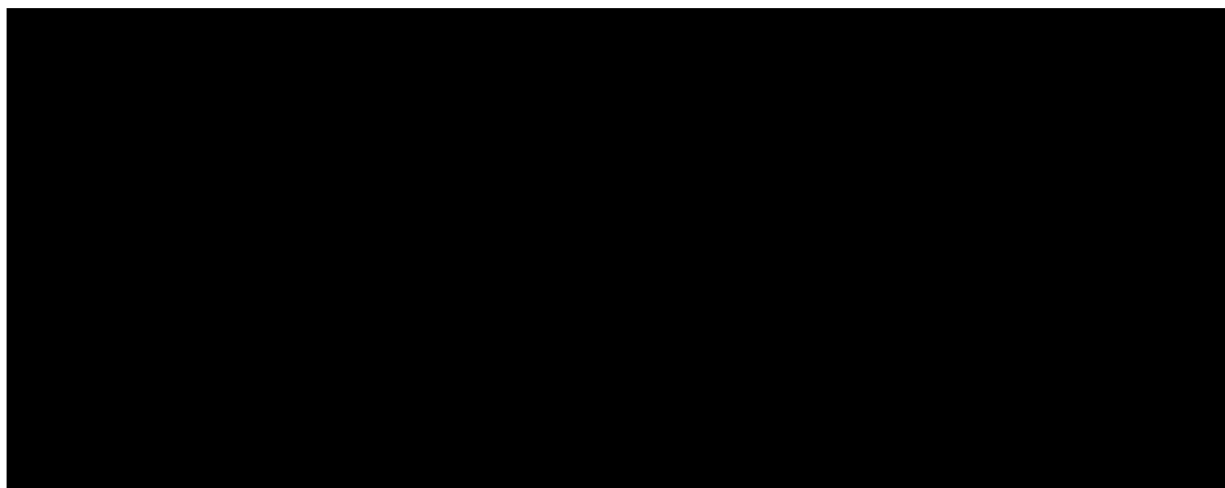
D. CASE STUDY -



Figuur 18: 

DIMENSIES EN GEWICHT

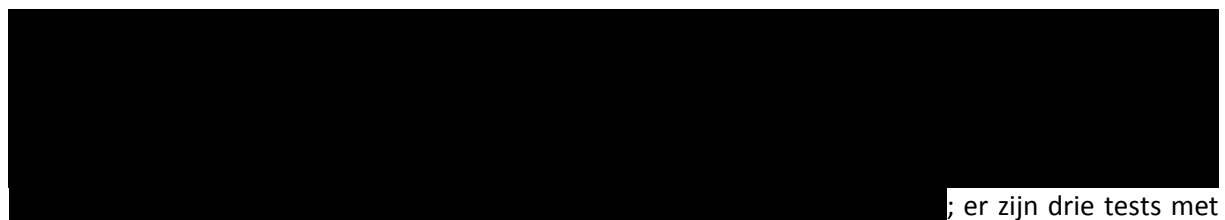
Het gewicht van  is opgevraagd bij de  Het soortelijk gewicht van  De beschikbare afmetingen zijn te vinden in Figuur 19.



Figuur 19: Dimensies van verschillende uitvoeringen van 

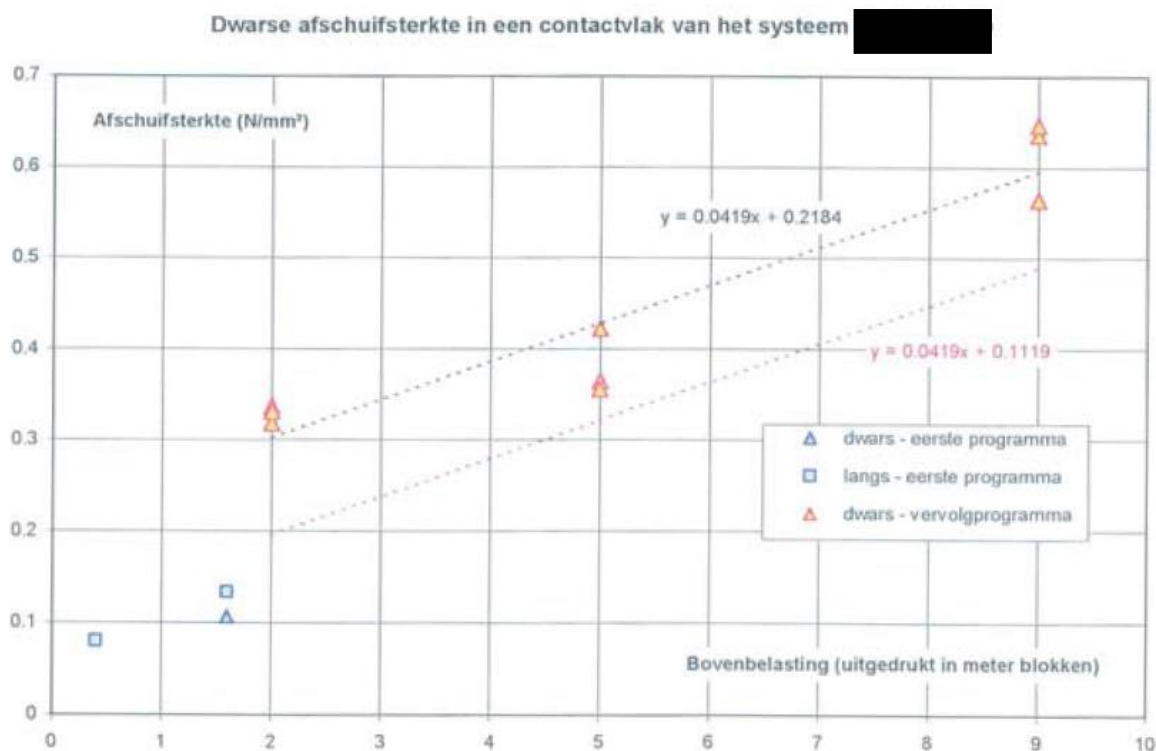
SCHUIFSTERKTE TUSSEN

Het overschrijden van de schuifweerstand van de configuratie van de nagespannen  leidt tot het scheuren van het materiaal, met het afschuiven van de grond volgens de kritische glijcirkel als gevolg. Verder heeft versterkingsmateriaal met een lage stijfheid, de mate waarmee materiaal zich tegen elastische vervorming verzet, als gevolg dat het grondlichaam grote vervormingen ervaart alvorens te bezwijken. Door deze vervormingen kan wrijving van de grond langs de kritische glijcirkel afnemen aangezien insnoering optreedt (strain softening) (Rowe & Li, 2005) 



; er zijn drie tests met inklemming gedaan voor een belasting behorende bij een configuratie van 2, 5 of 9 meter hoogte. Bij deze test werd door een verticale servo-hydraulische vijzel gebruikte, welke optreden van dilatantie toestond. Bij deze proef werd duidelijk dat de schuifsterkte van  gekoppeld is aan de grootte van de bovenbelasting.

De karakteristieke bruto afschuifsterkte van de configuratie van  is bepaald door trendlijnanalyse van de bezwijkwaarden bij verschillende bovenbelastingen (Figuur 20).



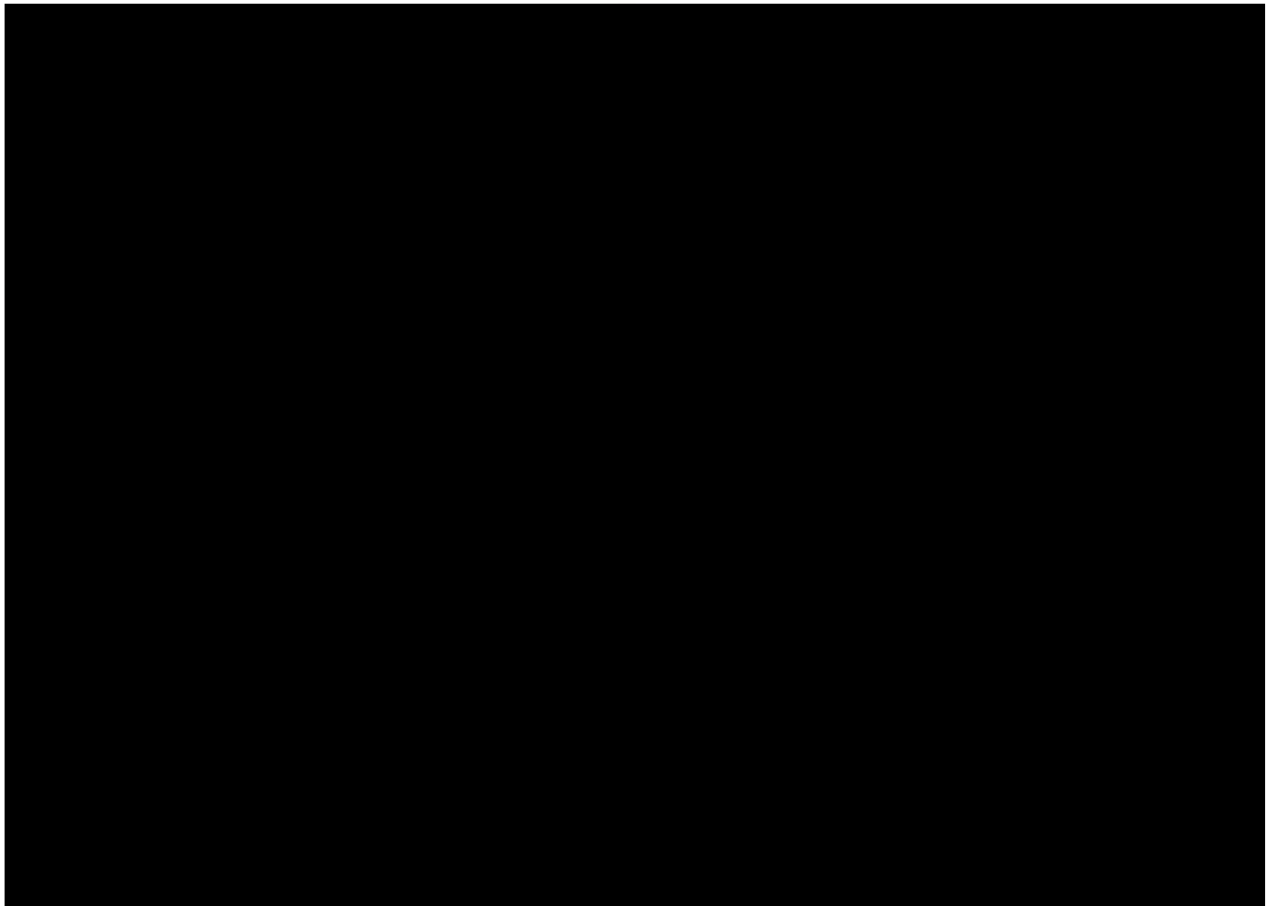
Figuur 20: Dwarse afschuifsterkte van ingeklemde , met vrije dilatantie (WTCB, 2000)

De formule behorende bij deze trendlijn is

$$f_{vk} = 0,0419x + 0,1119$$

Waarin:

f_{vk} karakteristieke bruto afschuifsterkte [N/mm²]
 x bovenbelasting uitgedrukt in aantal meters  [m]



Figuur 21: Dwarse schuifproef op [redacted] van [redacted]; de verticale vijzel voert de bovenbelasting uit, de horizontale vijzel voert de horizontale belasting op de middelste [redacted] op tot bezwijken (WTCB, 2000)

BUIGSTERKTE

[redacted] is getoetst. Hiervoor werd middels twee korte dwarswanden een uniforme buigbelasting van $F \cdot L = F \cdot 1,875$ [kNm] op de [redacted] uitgeoefend (WTCB, 2000). Deze uniformiteit werd bereikt door de onderste rij [redacted] op glijstrips van teflon aan te brengen, zodat wrijvingsweerstand tussen vloer en [redacted] een zo gering mogelijke invloed op de buigsterkte had.

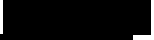


Figuur 22: Configuratie van bezwijkproef voor buigsterkte. (L = 1,875 meter)

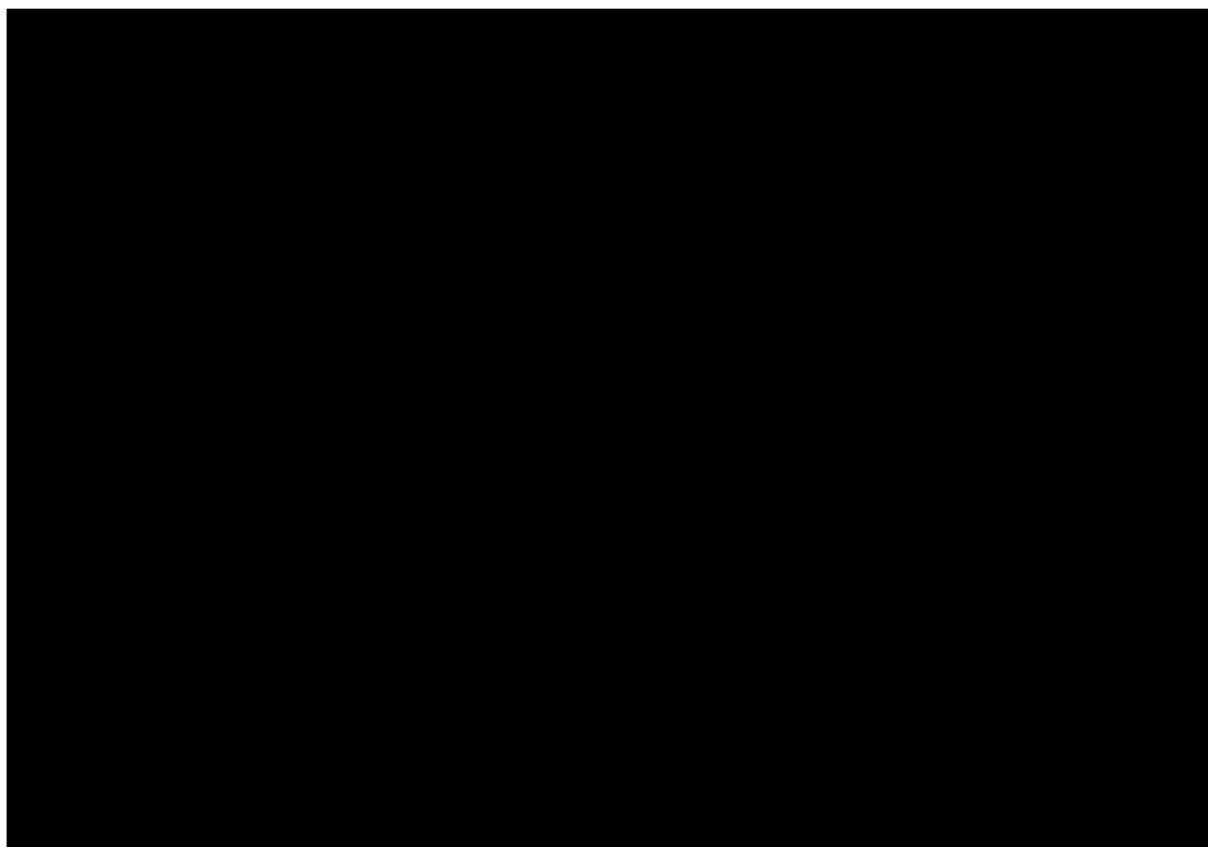
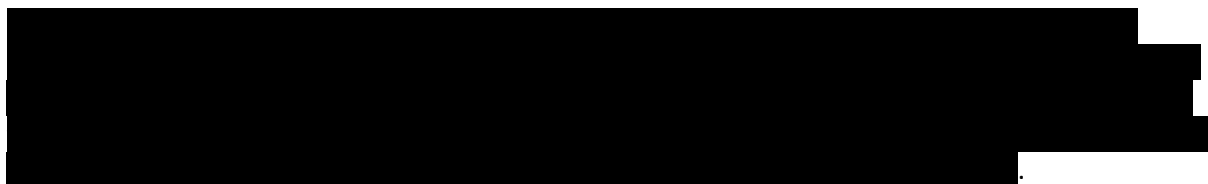
De toetsing wees uit dat het bezwijken ontstond door wringing en afschuiving van  een rekenwaarde voor de buigtrekspanning van $0,45 \text{ N/mm}^2$, waarbij een veiligheidsfactor van 2 is meegenomen.

WRIJVING

In 2005 benoemen Rowe en Li dat onvoldoende schuifweerstand (wrijving) tussen het oppervlakte van het versterkingsmateriaal en de ondergrond, in combinatie met actieve gronddruk in het dijklichaam, kan leiden tot lateraal afschuiven van het dijklichaam over het oppervlak van de versterking. Verder wordt benoemd hoe, indien onvoldoende wrijving tussen de grond onder de versterking aanwezig is, de versterking loslaat van de onderliggende grondlaag. Hierdoor zal deze grondlaag volgens de kritische glijcirkel afschuiven.

De wrijvingscoëfficiënten behorende bij frictie tussen  onderling en tussen de  oppervlakte van de  met de grond zijn niet bekend uit de verschaftte gegevens van .

E. CONFIGURATIEMOGELIJKHEDEN



Figuur 23: 

BIBLIOGRAFIE

Deltares. (2014). *D-Geo Stability - Deltares systems*. Delft: Deltares.

Jommi, C. (2016, 09 27). AES1730: Introduction to. Delft, Zuid-Holland, Nederland.

K.Lange. (2016). *Verkennd onderzoek 'Dijken anders' - Concept*. Breda: Geonius.

Ministerie van Verkeer en Waterstaat. (2007). *Hydraulische Randvoorwaarden 2006*. Den Haag: Ministerie van Verkeer en Waterstaat.

Ministerie van Verkeer en Waterstaat. (2007). *VTV 2006*. Den Haag: Ministerie van Verkeer en Waterstaat.

Noorsalehi-Garakani, S., Kleine Vennekate, G., Vrolijk, P., & Urai, J. (2013). Clay-smear continuity and normal fault zone geometry – First results from excavated sandbox models. *Journal of Structural Geology*, 58-80.

Rijkswaterstaat. (2016). *Handreiking ontwerpen met overstromingskansen*. Utrecht: Rijkswaterstaat.

Rowe, R., & Li, A. (2005). Geosynthetic-reinforced embankments over soft foundations. *Geosynthetics International*, 1-36.

Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen. (2001). *Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructie*. Den Haag: TAW.

Tweede Kamer der Staten-Generaal. (2016). *Wijziging van de Waterwet en enkele andere wetten (nieuwe normering primaire waterkeringen)*. Den Haag: Tweede Kamer.

Van der Meij, R. (2012). Afschuiving langs een vrij glijvlak. *Geotechniek*, 34-37.

Van der Meij, R. (2014). *Handleiding bij methode Spencer-Van der Meij*. Delft: Deltares.

van Duinen, A. (2014). *Handreiking voor het bepalen van schuifsterkte parameters*. Delft: Deltares.

Verruijt, A., & Broere, W. (2011). *Grondmechanica*. Delft: VSSD.

APPENDIX II - GRONDGEGEVENS

In deze bijlage staan de tabellen met de grondparameters zoals deze zijn verkregen vanuit Waterschap Rivierenland. Bijgevoegd zijn tevens de sondeergrafieken waarmee deze gegevens gecontroleerd zijn.

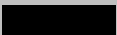
Grondgegevens vanuit Waterschap Rivierenland

	γ	γ_{sat}	ϕ_{kar}	$\gamma_{m,\phi}$	ϕ_d	c_{kar}	$\gamma_{m,c}$	c_d
	kN/m ³	kN/m ³	graden	-	graden	kPa	-	kPa
Cunet (Asfalt/menggr.)	23,0	23,0	32,5	1,20	28,5	0	1,25	0
Dijkmateriaal, ongedraineerd	18,9	18,9	22,5	1,20	19,0	5	1,25	4,0
19-69 Echteld, klei zw tot mt siltig	16,6	16,6	22,5	1,20	19,0	2	1,25	1,6
19-38 Echteld, klei zw tot mt weinig	14,2	14,2	15,0	1,20	12,6	1	1,25	0,8
19-3 Echteld, zand	18,0	20,0	32,5	1,20	28	0	1,25	0,0

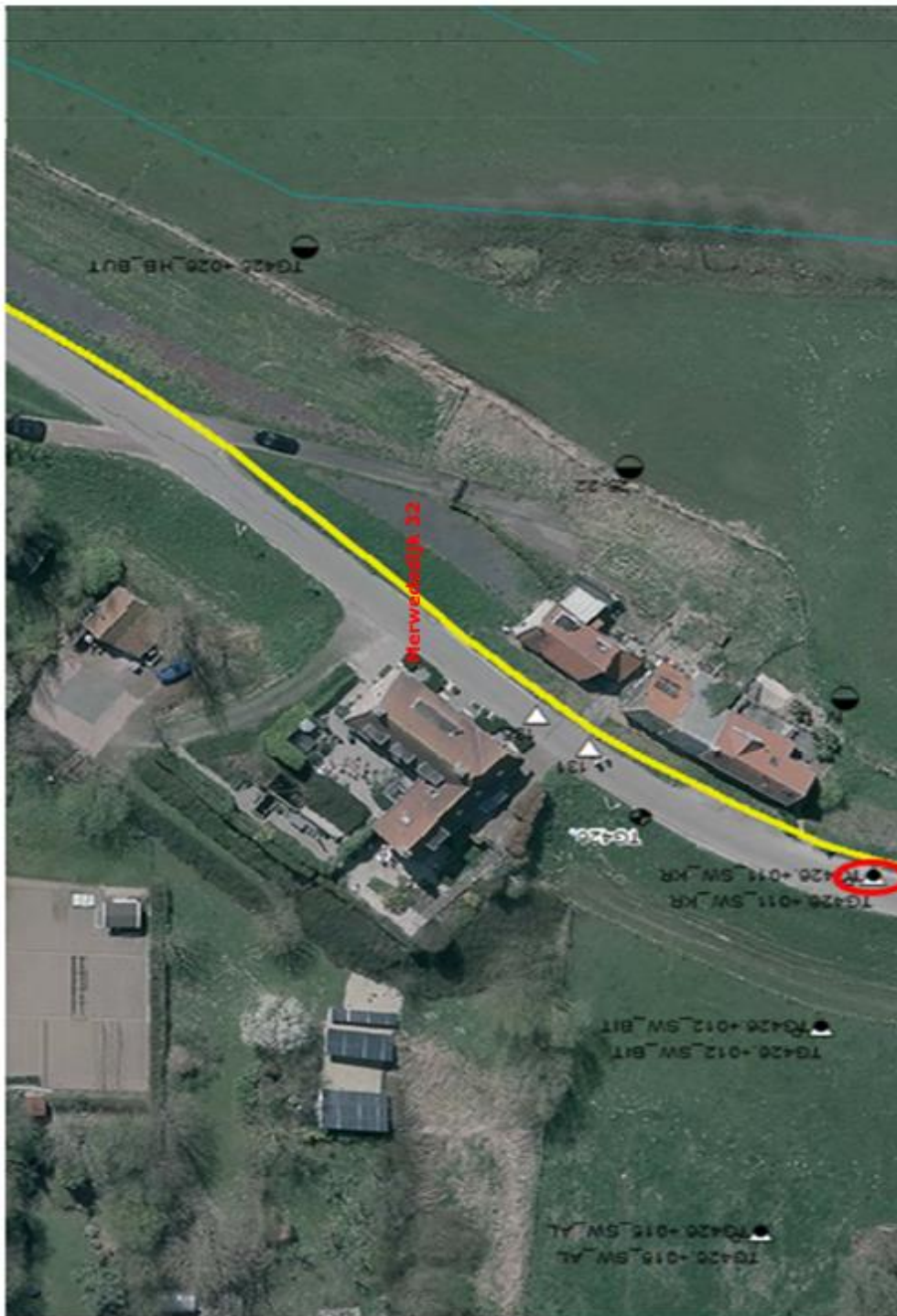
Grondgegevens vertaald naar D-Geo Stability

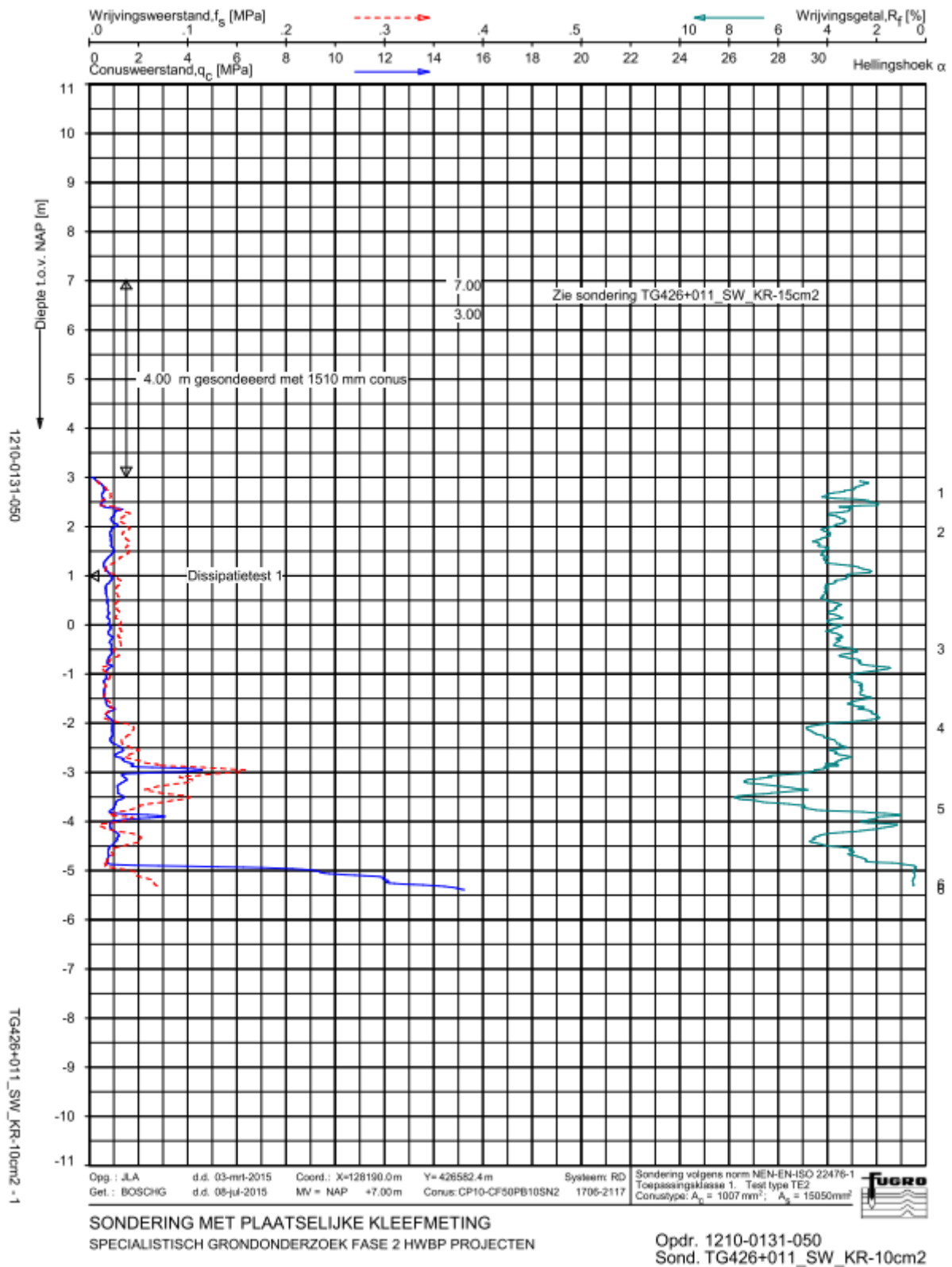
	Above phreatic level	Below phreatic level	Shear strength model	Friction angle (phi)	Dilatancy (psi)	Cohesion (c)
	kN/m ³	kN/m ³	-	graden	graden	kPa
Cunet (Asfalt/menggr.)	23,0	23,0	C phi	28,5	28,5	0
Dijkmateriaal, ongedraineerd	18,9	18,9	C phi	19,0	19,0	4,0
19-69 Echteld, klei zw tot mt siltig	16,6	16,6	C phi	19,0	19,0	1,6
19-38 Echteld, klei zw tot mt weinig	14,2	14,2	C phi	12,6	12,6	0,8
19-3 Echteld, zand	18,0	20,0	C phi	28	28	0,0

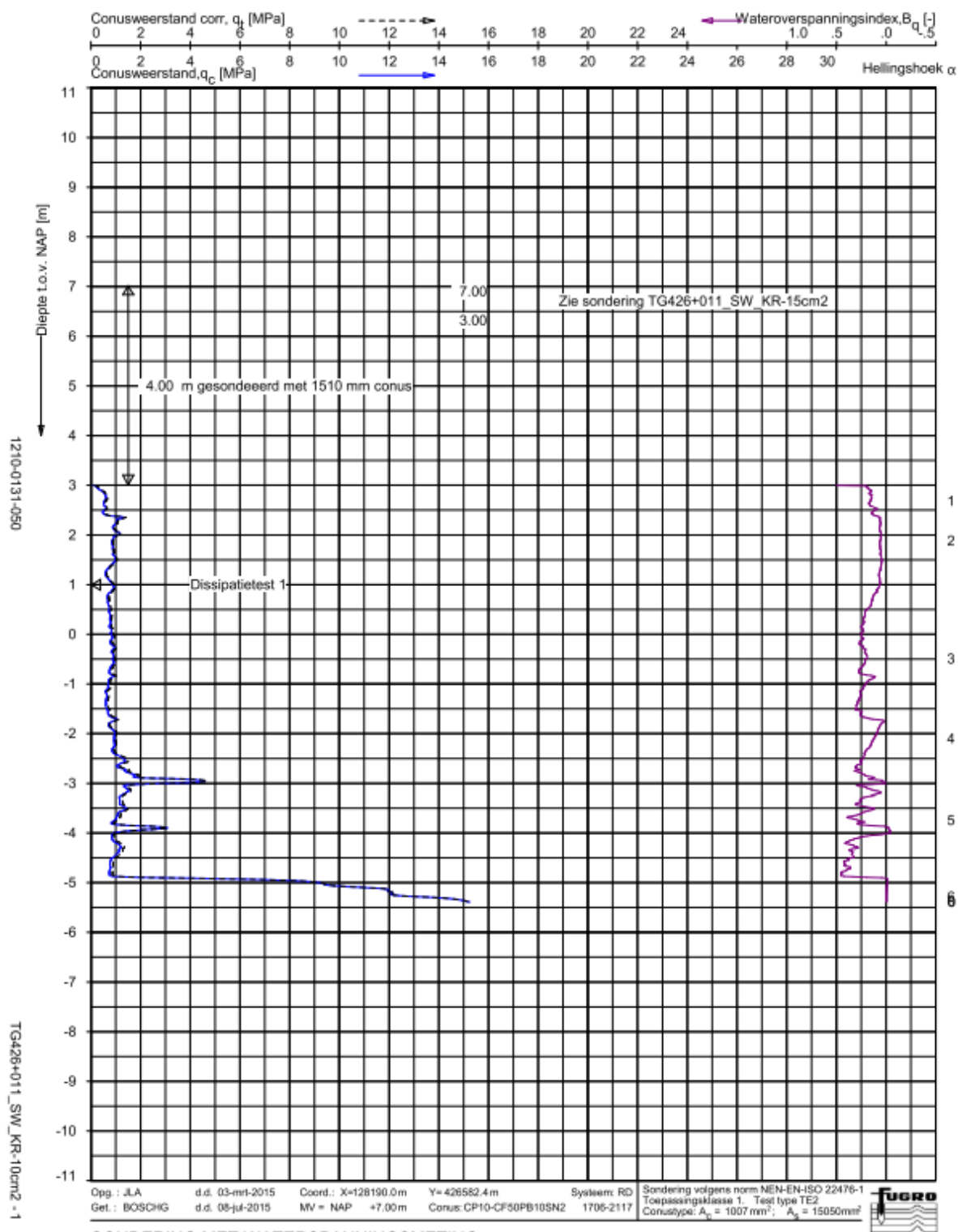
Parameters in Plaxis 2D

	General				Parameters					Groundwater			Inter- faces
	Material model	γ_{unsat}	γ_{sat}	e_{init}	E'	V	ϕ'	Psi	c'_{ref}	Mod el	k_x	k_y	R_{inter}
	-	kN/m^3	kN/m^3	-	kN/m^2	-	Graden	Graden	kPa	-	m/ dag	m/ dag	-
Cunet (Asfalt/men ggr.)	Undrained (A) Mohr- Coulomb	23,0	23,0	0,5	30000	0	28,5	0	0	Sat.	1000	1000	0,5
Dijkmateria al, ongedraineer d	Undrained (A) Mohr- Coulomb	18,9	18,9	0,5	2000	0,3	19,0	0	4,0	Sat.	0,1	0,1	0,5
19-69 Echteld, klei zw tot mt siltig	Undrained (A) Mohr- Coulomb	16,6	16,6	0,5	1500	0,3	19,0	0	1,6	Sat.	0,01	0,01	0,5
19-38 Echteld, klei zw tot mt venig	Undrained (A) Mohr- Coulomb	14,2	14,2	0,5	500	0,3	12,6	0	0,8	Sat.	0,005	0,005	0,5
19-3 Echteld, zand	Undrained (A) Mohr- Coulomb	18,0	20,0	0,5	22500	0,3	28,6	0	0,0	Sat.	20	20	0,5
	Non- porous Linear elastic	23,4	23,4	0	10^6	0,1	-	-	-	Drai- ned	0	0	1

SONDERING TG 426

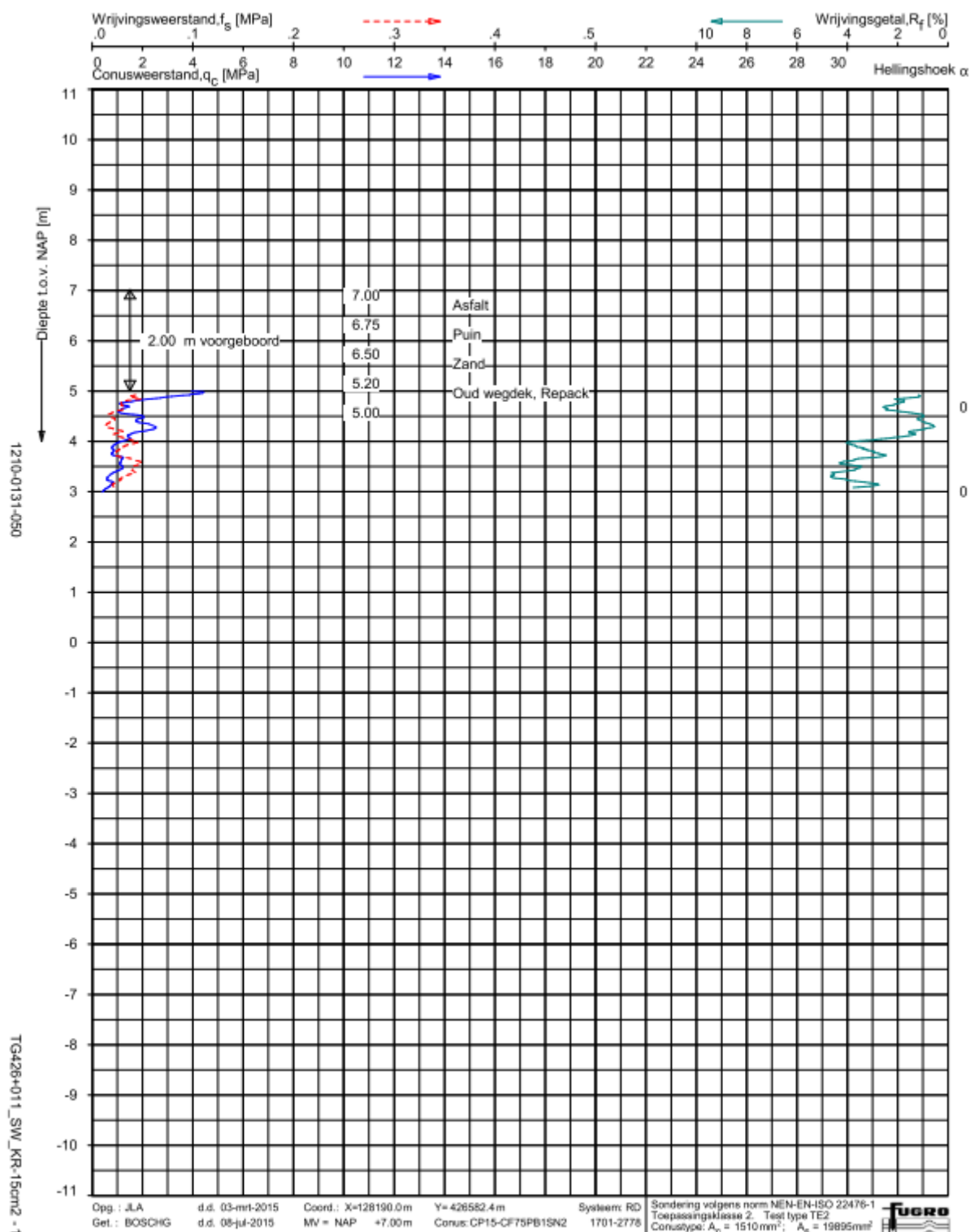






SONDERING MET WATERSPANNINGSMETING
SPECIALISTISCH GRONDONDERZOEK FASE 2 HWBP PROJECTEN

Opdr. 1210-0131-050
Sond. TG426+011_SW_KR-10cm2

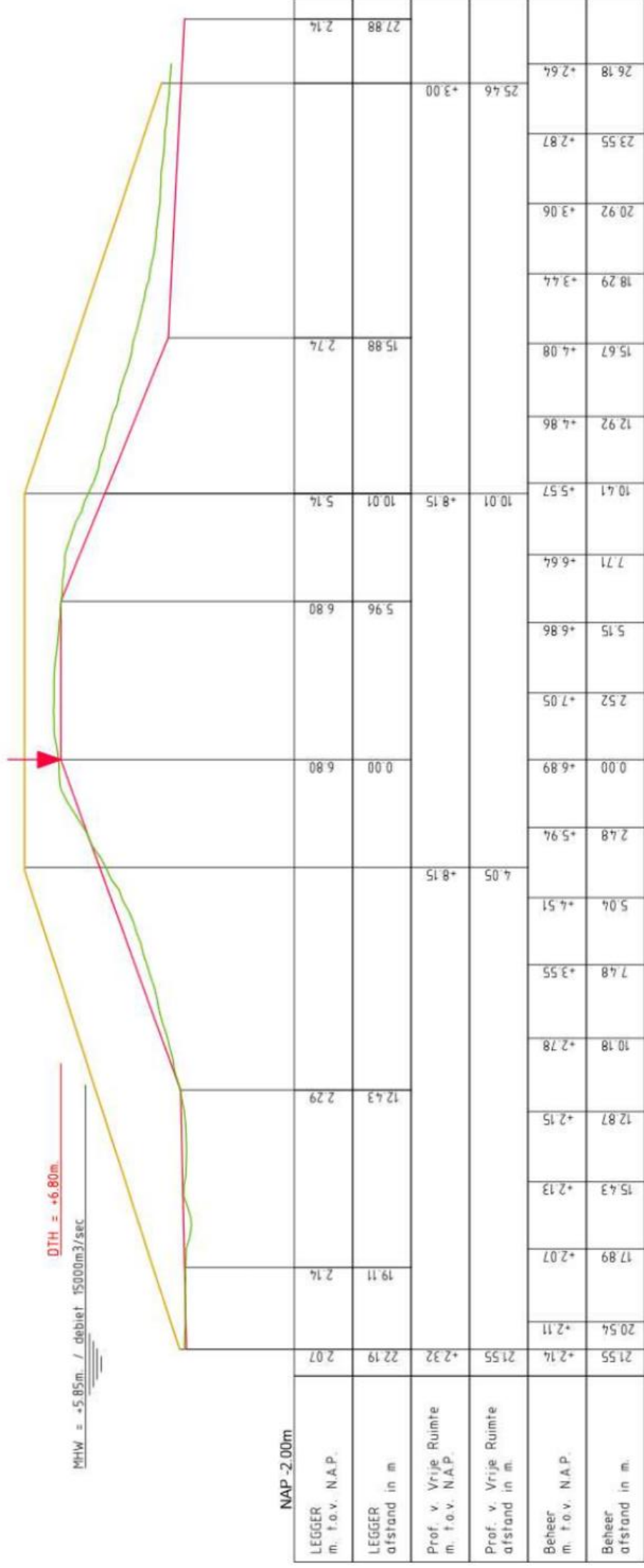


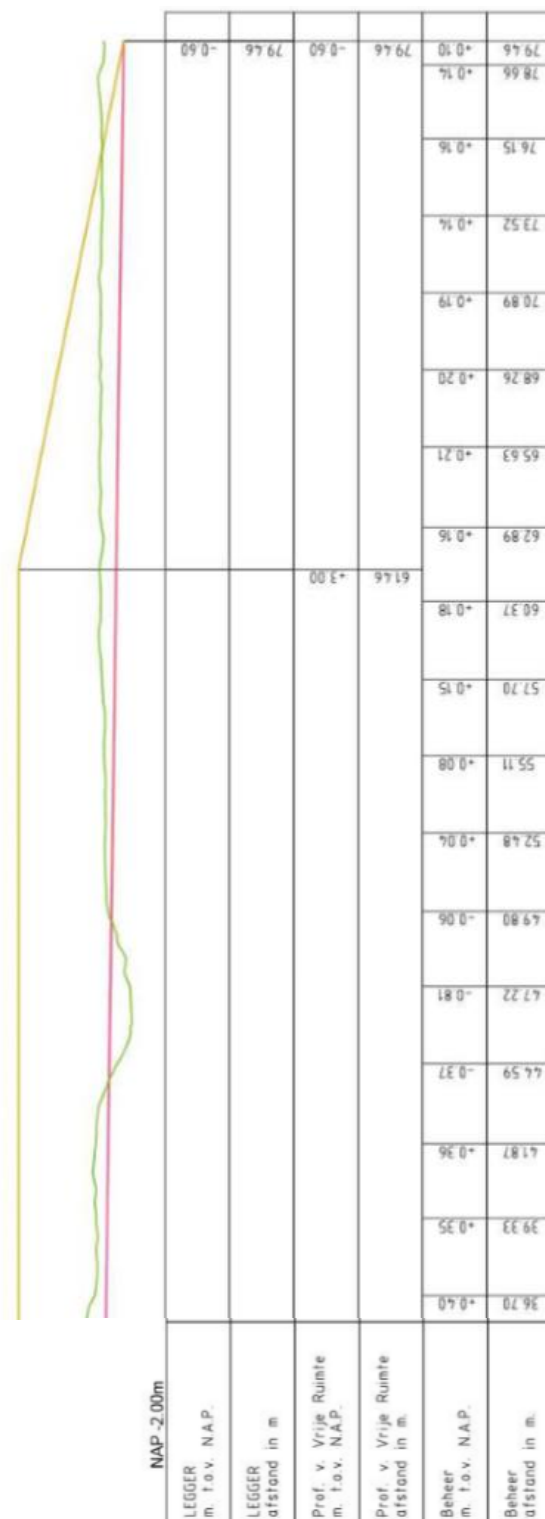
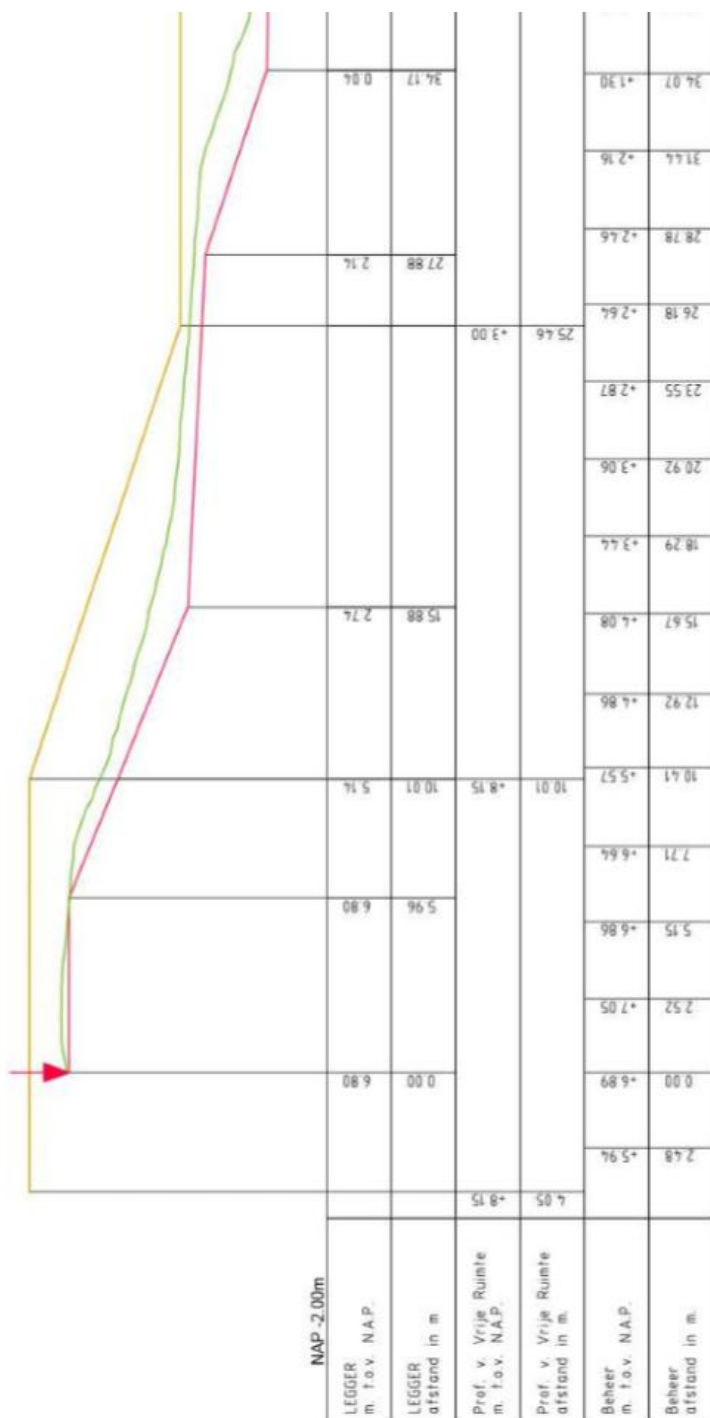
SONDERING MET PLAATSELIJKE KLEEFMETING
SPECIALISTISCH GRONDONDERZOEK FASE 2 HWBP PROJECTEN

Opdr. 1210-0131-050
Sond. TG426+011_SW_KR-15cm2

APPENDIX III – LEGGER DWP TG 423-427

DWP TG423.+000m.
(TG421.+000m. - TG425.+000m.)





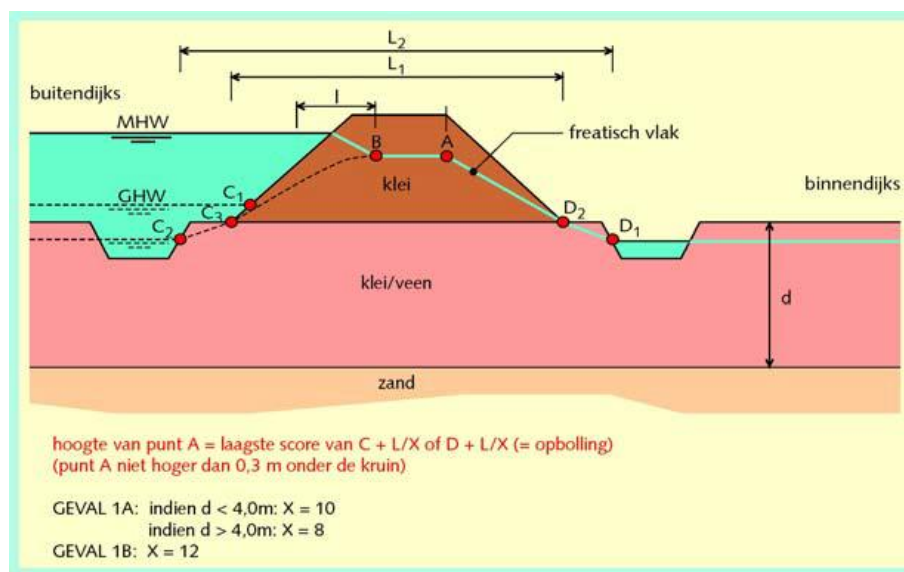
APPENDIX IV – WATERSPANNINGEN

A. BENADERINGSMETHODE

Gegevens die voor het modelleren bepaald diende te worden zijn achtereenvolgend:

1. De benaderingsmethode
2. De indringingslengte behorende bij het MHW
3. De opbolling van het freatisch vlak in de dijk
4. Schematisering van waterspanning na de val van het MHW naar GHW
5. Bepalen van de stijghoogte per grondlaag

Onderstaande benadering is tot stand gekomen op basis van het Technisch Rapport Waterspanningen bij Dijken (2004) en de dimensies uit het leggerprofiel. Voor de pilotdijk geldt dat het een dijk met kleikern is op een samendrukbare ondergrond. Hierdoor is het in het genoemde rapport van de TAW (2004) geval 1A van toepassing (zie Figuur 24).



Figuur 24: Waterspanningsverloop dijk met kleikern op samendrukbare ondergrond (TAW, 2004)

Voor geval 1A zijn de waterspanningen als gevolg van water in het doorlatende pakket te schematiseren met een waarde voor 'X'. Aangezien bij bodemopbouw is aangetoond dat de laagdikte van de Echteldklei (zwak tot matig weinig) 3 meter dik is leidt dat voor een waarde van $X = 10$.

Punt C (Figuur 24) is gelegen aan de buitenteen van de dijk, en aangezien de dijk geen schaaldijk is en er geen sloot onder aan het buitentalud ligt C op de overgang van het maaiveld en het buitentalud, op Figuur 24 locatie C₃.

Punt D in de figuur berust op de afwezigheid van een sloot aan het binnentalud, en is dusdanig geval D₂, gelegen op de overgang tussen binnentalud en in dit geval, de binnenberm.

De lengte van L is de afstand tussen punt C en punt D. Deze bedraagt 44,88 meter.

OPBOLLING

De hoogteligging van punt A door opbolling is in dit geval:

$$C + \frac{L}{X} = 2,47 + \frac{44,88}{10} = 6,775 \text{ m}$$

De opbolling en ligging punt A bij de pilotdijk met ruimtebesparing wijken af van de hiervoor genoemde waarden. De lengte van L is de afstand tussen punt C en punt D. Deze bedraagt 28,68 meter.

De hoogteligging van punt A door opbolling is in dit geval:

$$C + \frac{L}{X} = 2,41 + \frac{28,86}{10} = 5,278 \text{ m}$$

BEPALING VAN INDRINGING I

Zoals te zien is in Figuur 24 is de indringing bepalend voor de ligging van punt B. Voor indringing I geldt:

$$I = \sqrt{\frac{2 \cdot k_z \cdot H_0 \cdot t}{n_z}} \quad (\text{TAW, 2004})$$

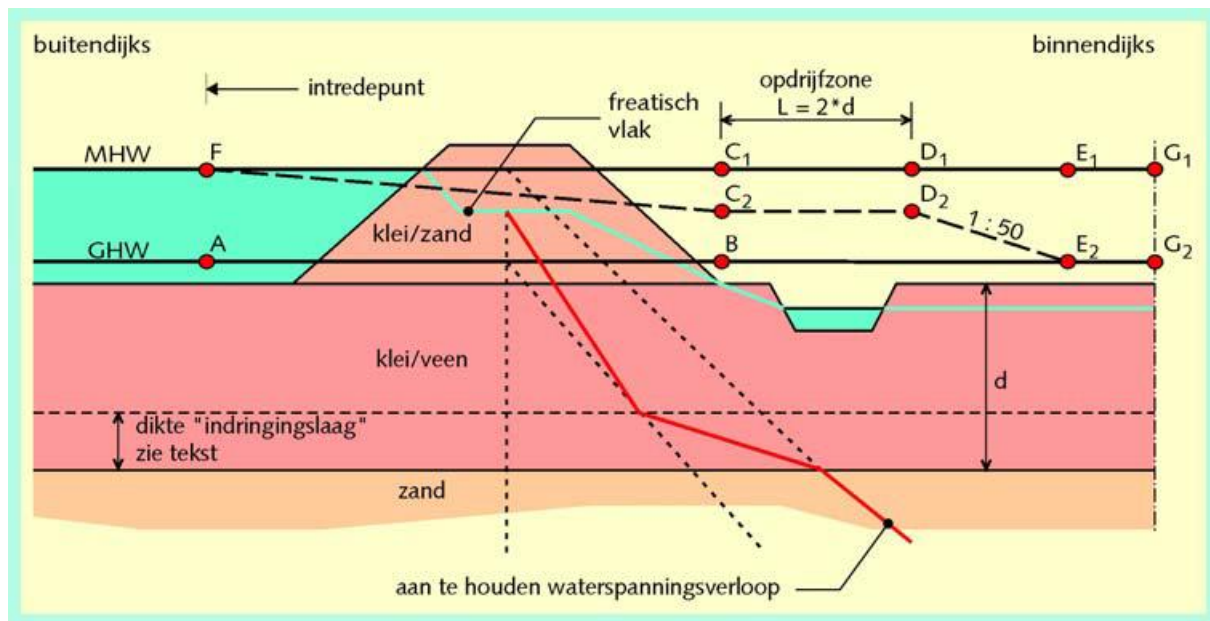
k_z	doorlatendheid material in de dijk	[m/s]
H_0	waterdiepte t.o.v. slecht doorlatende lagen	[m]
t	duur hoogwatergolf bij MHW	[s]
n_z	porositeit materiaal in de dijk	[-]

H_0	$7,05 - 2,47 = 4,58 \text{ m}$
t	$50 \text{ uur} = 50 \cdot 60 \cdot 60 \text{ s}$

$$I = \sqrt{\frac{2 \cdot 0,1 / (24 \cdot 60 \cdot 60) \cdot (7,05 - 2,47) \cdot (50 \cdot 60 \cdot 60)}{0,6}}$$

$$I = 1,783 \text{ m}$$

“Een veilige aanname is om het intreepunt (buitendijkse zijde van I) aan te nemen op het buitentalud, halverwege het punt waar het toetspeil aansluit op het buitentalud en het punt waar het GHW aansluit op het buitentalud.” (TAW, 2004, p. 69) Op deze manier is het intredepunt van de dijk bepaald.



Figuur 25: Waterspanningen voor geval 1A (TAW, 2004)

B. MODELLERING WATERSPANNINGEN

Normaliter kunnen de waterspanningen bepaald worden aan de hand van proeven op locatie met peilbuizen ter bepaling van de stijghoogte. Voor het onderzoek naar de pilotdijk is gekozen om de benadering uit het TRW te gebruiken.

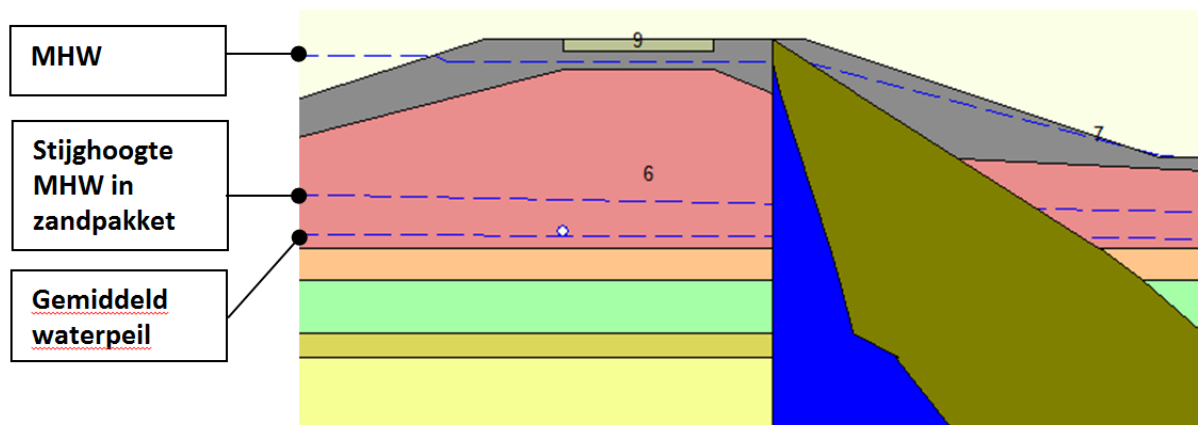
Wat voor het modelleren bepaald diende te worden zijn achtereenvolgend:

1. De benaderingsmethode
2. De indringingslengte behorende bij het MHW
3. De opbolling van het freatisch vlak in de dijk
4. Schematisering van waterspanning na de val van het MHW naar GHW
5. Controle stijghoogte per grondlaag

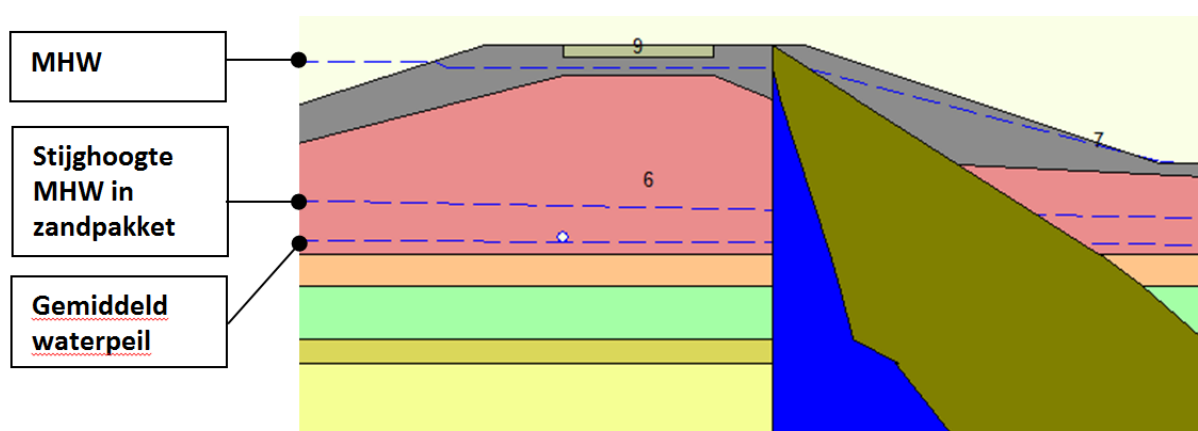
CONTROLE BINNENWAARTSE STABILITEIT - STBI

Bij controle van de binnenwaartse stabiliteit wordt de situatie aangehouden waarin de waterstand tegen de dijk maximaal is (MHW = 7,05 m +NAP). Om een zo ongunstig mogelijke situatie te creëren wordt de aanname gemaakt om het dijk materiaal, de siltige en de venige klei te koppelen aan deze stijghoogte. De stijghoogte in het zandpakket is ook gekoppeld aan het MHW, maar deze wordt beperkt door de afstand tot het intredepunt van rivierwater in de zandlaag. Deze bedraagt ca. 300 meter vanaf de buitenteen van de dijk. In Grafiek 1 is terug te vinden hoe de stijghoogte in het zandpakket verloopt. In **Fout! Verwijzingsbron niet gevonden.** is af te lezen hoe er een dunne laag van venige klei aanwezig is tussen de bovenliggende lichtgroene laag van hetzelfde materiaal en de onderliggende zandlaag. Deze dunne laag, met een dikte van 1 meter is de indringingslaag. Verondersteld wordt (conform TRWD) dat de stijghoogte aan de bovenzijde van deze indringingslaag gelijk is aan de Gemiddelde Waterhoogte van 1,23 m boven NAP van de rivier, en aan de onderzijde gelijk aan de stijghoogte van het zandpakket tijdens MHW. Het waterspanningsverloop tijdens MHW is

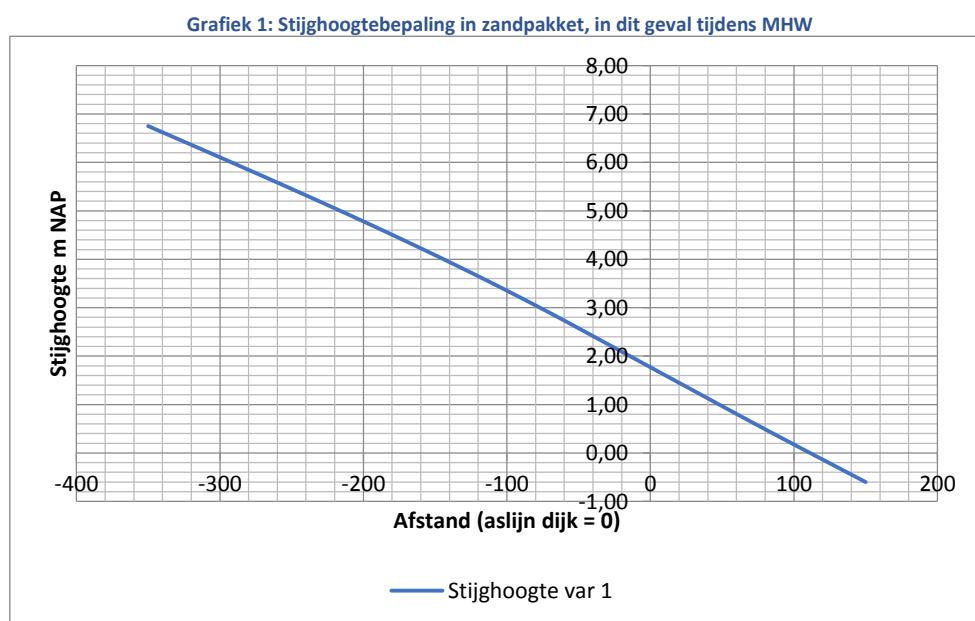
op



Figuur 26 af te lezen.

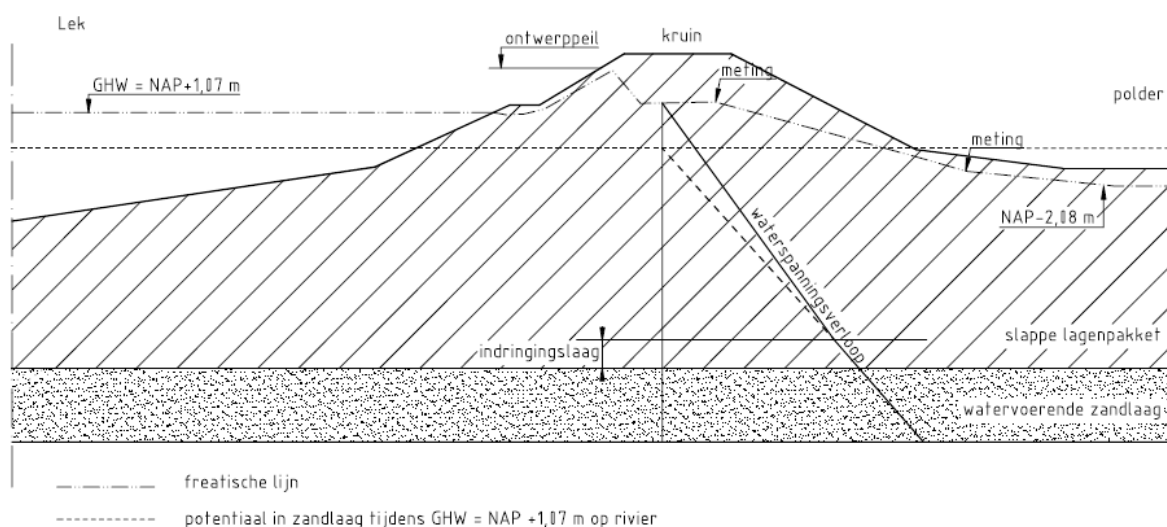


Figuur 26: Waterspanningverloop tijdens MHW. Waterspanning (blauw) en verticale korrelspanning (lichtbruin) vormen samen de verticale grondspanning



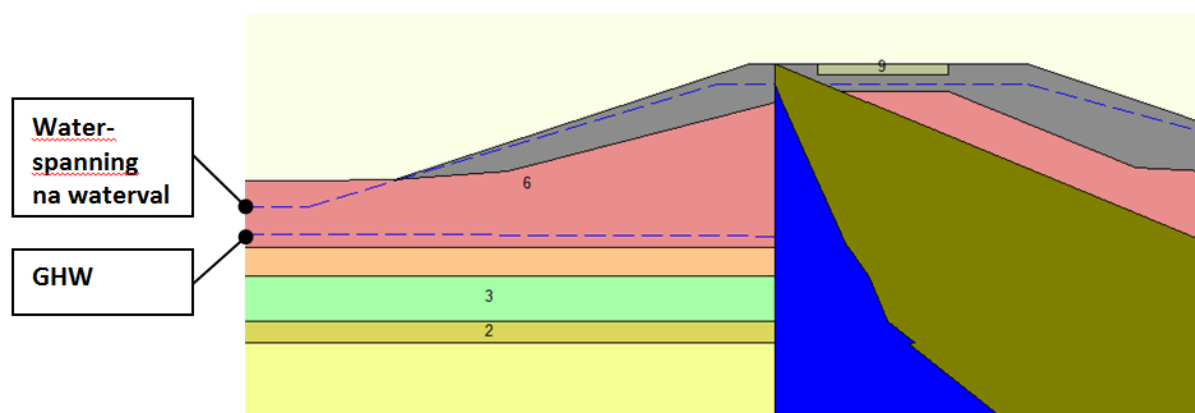
CONTROLE BUITENWAARTSE STABILITEIT – STBU

De controle van de buitenwaartse stabiliteit vindt plaats in de situatie waarin het rivierwater na een MHW in korte tijd is gezakt, en de waterspanningen in de dijk hoog zijn door de langzamere uitstroom van het grondwater. Deze waterval is in deze situatie slechts 0,53 m, leidend tot een Tijdelijk Hoogwater (THW) van 6,22 meter boven NAP. Toetsen van de STBU is in dit geval niet de meest ongunstige situatie. Daarom is voor deze berekening uitgegaan van het verlagen van de buitendijkse waterstand van MHW naar de Gemiddelde Hoogwaterstand (GHW) van 1,23 meter, een waterval van 5,82 meter.



Figuur 27: Waterspanning in een benedenrivierendijk na val van MHW naar GHW (TAW, 2004)

Zoals in Figuur 27 is te zien is men voor het bepalen van het verloop van de spanningsdalingen in de grond afhankelijk van metingen op de kruin en het binnentalud. Aangezien in geval van de pilotdijk deze metingen niet beschikbaar zijn, is besloten om de waterspanning in het dijk materiaal vanaf indringingspunt I richting de kwelsloot te laten verlopen via de waterspanningslijn gedefinieerd door MHW. Het zandpakket is gekoppeld aan het GHW. Het waterspanningsverloop is terug te zien in Figuur 28.



Figuur 28: Waterspanningsverloop na van MHW

APPENDIX V – VERIFICATIE

DOELSTELLING

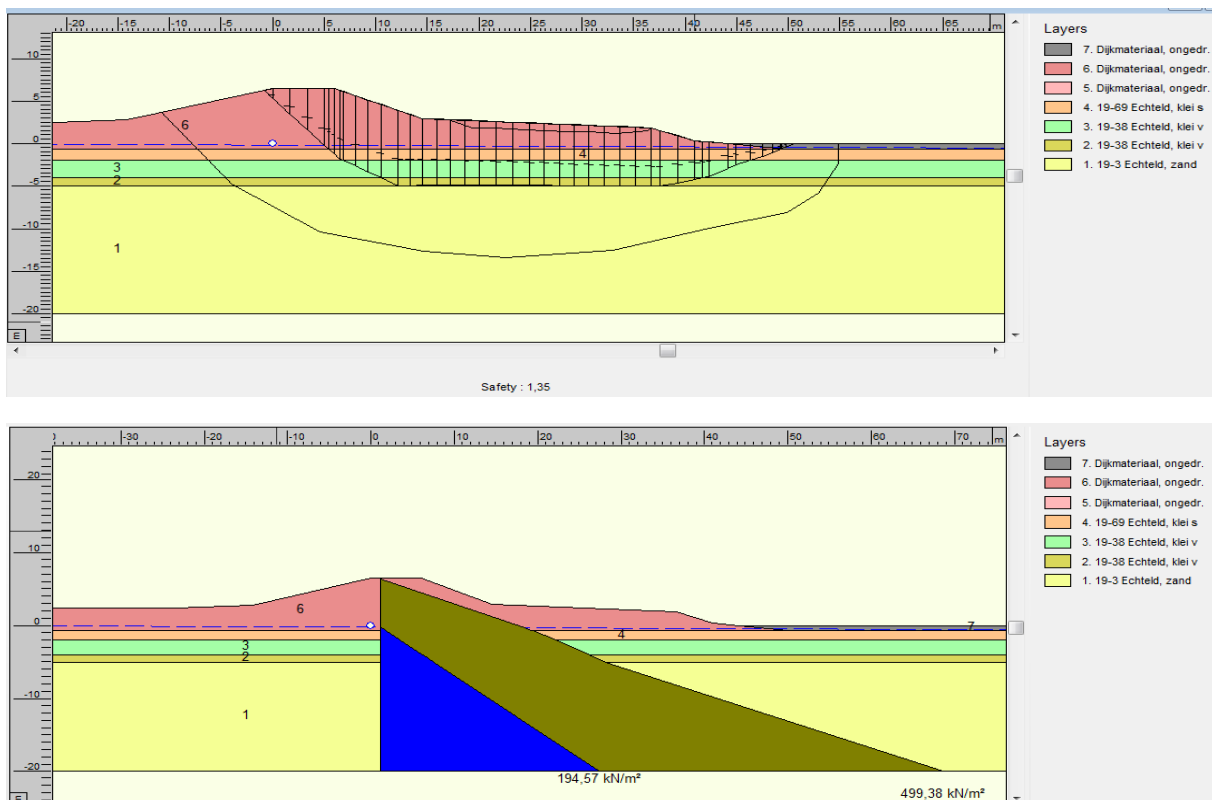
Aangezien het doorrekenen van het basismodel en de varianten in D-Geo Stability gebeurd is, zijn de stabiliteitsgegevens uit dit programma leidend. Nu ook Plaxis ingezet gaat worden om model 8 te toetsen (de door  beoogde variant) en de spanningen in het  te controleren, moet getoetst worden of de stabiliteitsfactoren die uit Plaxis voortkomen congruent zijn met uitvoer van D-Geo Stability. Hiervoor is een D-Geo Stability model ontdaan van verkeersbelasting en waterspanning tegen de dijk. Verder is een controle uitgevoerd met dilatantie (ψ) op nul gezet en dilatantie $\psi_{\text{stage}} = \phi_{\text{stage}}$, om de invloed van deze parameter op de stabiliteit aan te tonen. Hiernaast is een Plaxis-model met gelijke geometrie en tevens zonder waterspanning tegen de dijk en verkeersbelasting opgezet.

Hierna is met stappen verkeersbelasting en waterspanning toegevoegd, en zijn de stabiliteitsfactoren met elkaar vergeleken. De conclusies die uit dit rapport voortvloeien zijn aan het eind genoemd.

VERGELIJKING 1:

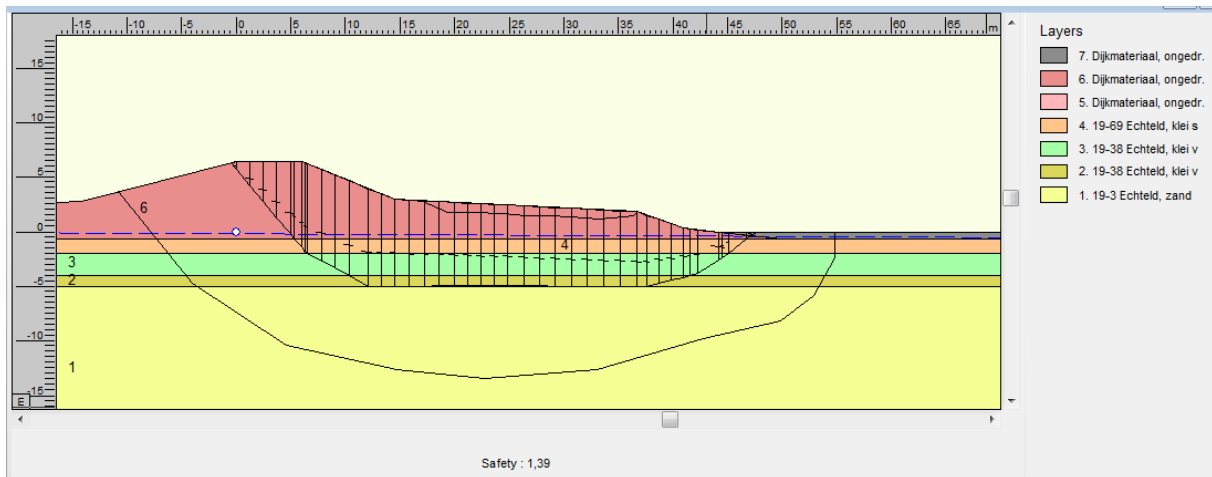
Geen verkeersbelasting, geen waterspanning tegen de dijk

In de eerste verificatiestap is er geen terreinophoging, geen verkeersbelasting en geen waterspanning tegen de dijk. De dilatantie voor de materialen is gelijkgesteld aan nul. De uitvoer van D-Geo Stability leidt tot een veiligheidsfactor van 1,35 (maatgevend, Spencer). Op Figuur 29 is te zien dat er een glijvlak ontstaat richting het binnentalud. De waterspanning grijpt aan vanaf ca. 0 m NAP.



Figuur 29: Uitvoer van vergelijking 1

Dit model is vergeleken met een model in D-Geo Stability waarbij de dilatantie per grondmateriaal gelijkgesteld is aan de corresponderende hoek van inwendige wrijving (Figuur 30). De maatgevende stabiliteitsfactor was daarbij 1,39. Het verschil tussen de stabiliteitsfactor met verschillende waarden voor de dilatantie is dus slechts 3%. Hieruit is de conclusie getrokken dat dilatantie in D-Geo Stability weinig invloed zal hebben op de conclusies ten aanzien van de stabiliteit van de oplossingsvarianten.

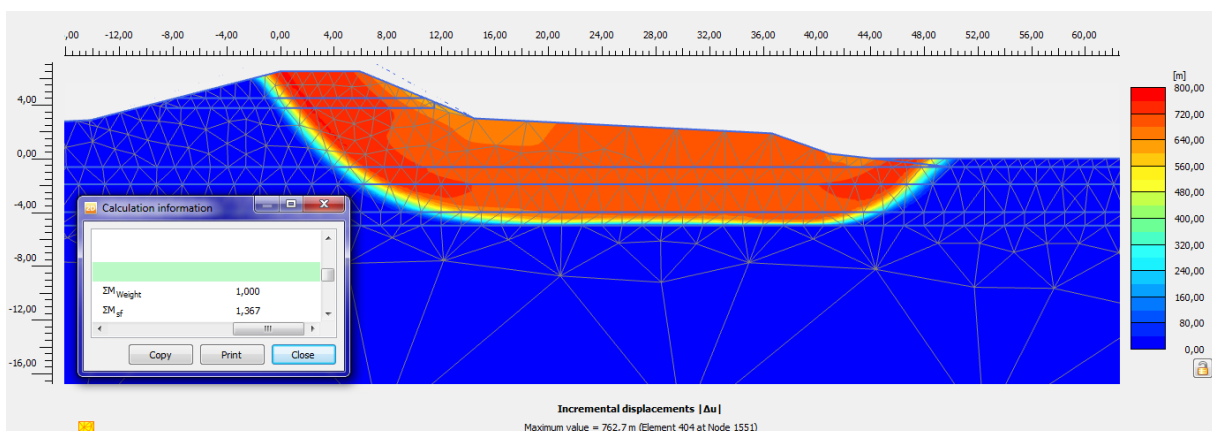


Figuur 30: Model met dilatantie gelijkgesteld aan de hoek van inwendige wrijving

VERGELIJKING MET PLAXIS

De initiële rekenfase in Plaxis is maakt gebruik van “gravity loading”, waarbij de aanvankelijke spanningen als gevolg van eigengewicht van de grond worden bepaald. In de tweede rekenfase wordt een “safety analysis” uitgevoerd. De vervormingen worden teruggezet op hun startwaarden, en in 50 stappen wordt het bezwijkgedrag van de grond bepaald. De maximale verplaatsingen zijn niet interessant voor deze verificatie; de stabiliteitsfactor ΣM_{sf} is waarmee vergeleken dient te worden.

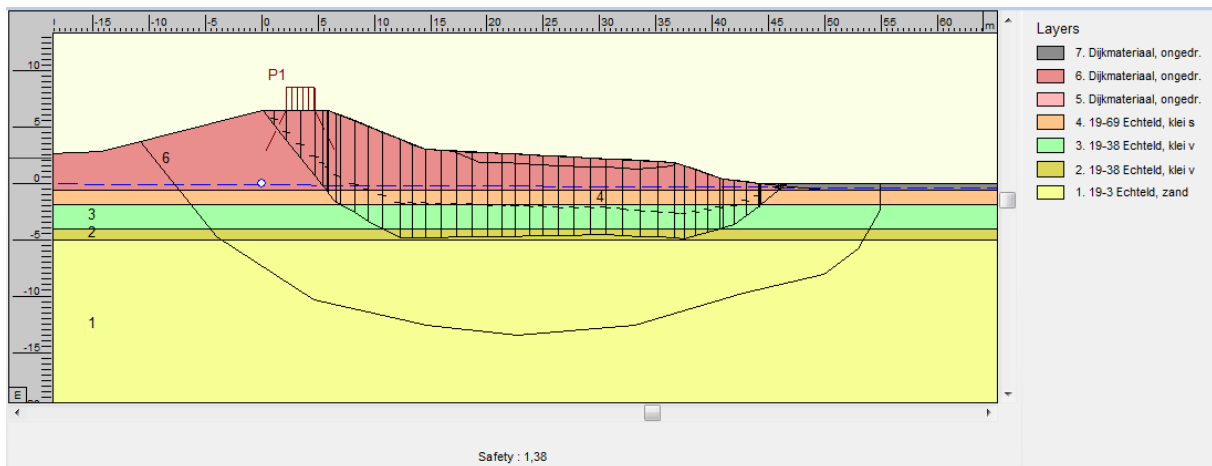
In Plaxis geeft de stabiliteitsfactor, in geval van een dilatantie gelijk aan nul, een waarde van 1,37. Op onderstaande figuur is te zien hoe het kritische glijvlak nagenoeg hetzelfde is als het glijvlak in Figuur 30. Geconcludeerd is dat de basismodellen zonder verkeersbelasting of waterspanning tegen de dijk overeenstemmen in beide programma's.



VERGELIJKING 2

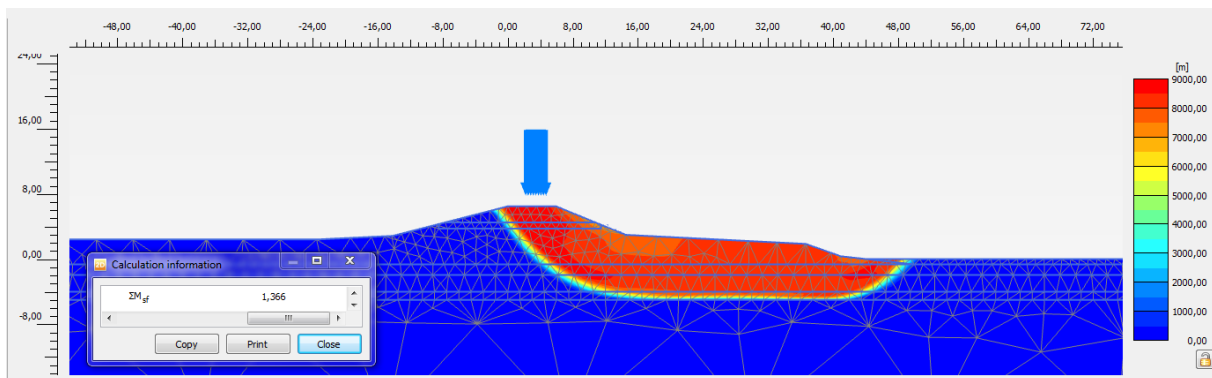
Wel verkeersbelasting, geen waterspanning tegen de dijk

Met toevoegen van de verkeersbelasting op de kruin en het gelijkstellen van dilatantie ψ aan de bijbehorende ϕ van de grondmaterialen, zoals is gedaan voor alle oplossingsvarianten, wordt een stabiliteitsfactor van 1,38 (maatgevend, Spencer) gevonden.



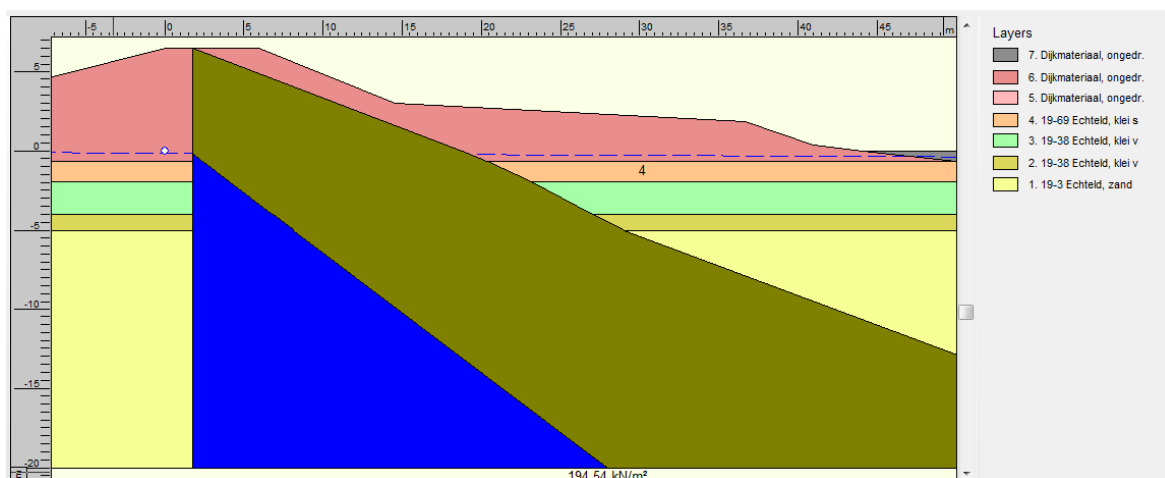
Figuur 31: Verkeersbelasting van 13 kN/m over 2,5 meter toegevoegd aan model volgens figuur 1

In Plaxis wordt in dezelfde situatie een veiligheidsfactor gevonden van 1,37. Het verschil tussen deze factoren is naar boven afgerond 1%. Dus de modellen in de verschillende programma's komen ook na toevoeging van verkeersbelasting nagenoeg overeen.

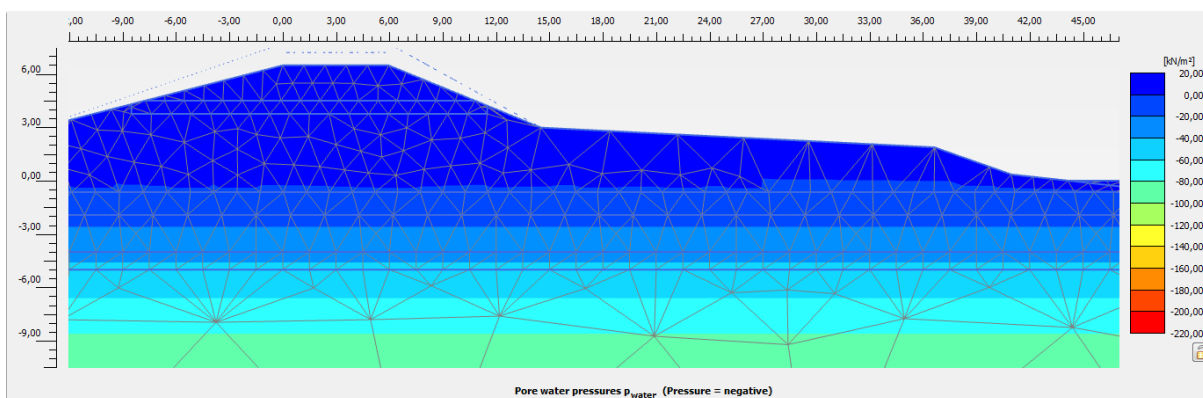


Figuur 32: Model in Plaxis met toevoegen van verkeersbelasting op de kruin

De waterspanning in de dijk is tevens in beeld gebracht, om te zien of de interpretatie van de uitvoer juist is gegaan. Dit is terug te vinden in Figuur 33 en Figuur 34. Deze is in overeenstemming.

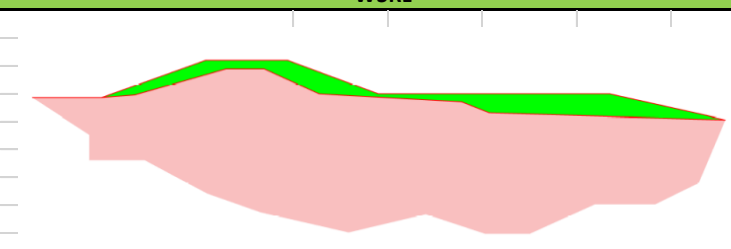
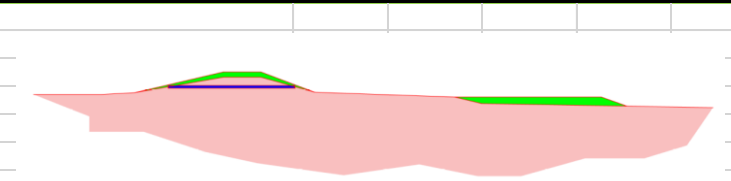
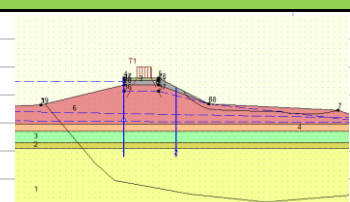


Figuur 33: Waterspanningen in de grond in D-Geo Stability zonder verkeersbelasting

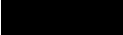


Figuur 34: Waterspanning (pore pressure) in Plaxis zonder verkeersbelasting

APPENDIX VI - KOSTENRAMING

Ophoging volgens Waterschap Rivierenland WSRL				Toelichting De ophoging volgens het Waterschap betreft het verwijderen van de leeflaag, het aanbrengen van de verhoging en het voorzien van een nieuwe leeflaag.
				
Grondaanvulling	172.76	m3/m1		
Waarvan Klei klasse 1	72.2	m3/m1		
Waarvan overig	100.56	m3/m1		
Vegetatieopp.	98	m2/m1		
Afgraven vegetatie	32.34	m3/m1		
Te controleren grond	3115.321	m3		
Model 1: Ophoging XXXXXXXXXX dijkversterking M1				Toelichting Bij de XXXXXXXXXX dient een deel van de dijk afgegraven te worden. Hiervoor moet een maatregel om de veiligheid te waarborgen genomen worden. Onder de laag XXXXXXXXXX dient een stel-/werkvloer gemaakt te worden. Hierna moet de grond aangevuld worden, waarbij tevens rekening moet worden gehouden met de leeflaag, zowel oud als nieuw.
				
Grondaanvulling	62.07	m3/m1		
Waarvan Klei klasse 1	21.13	m3/m1		
Waarvan overig	40.94	m3/m1		
Vegetatieopp.	57	m2/m1		
Afgraven vegetatie	18.81	m3/m1		
Te controleren grond	1811.972	m3		
L	21.2	m/m1		
n	53	st/m1		
Afgraven	39.92	m3/m1		
Ophoging met kistwandversterking DW				Toelichting In deze oplossingsvariant dienen er twee damwanden AZ-12 trillingsarm of hoogfrequent getrild aangebracht te worden. Tussen deze wanden komt een trekankerconstructie zodat een kistdam ontstaat.
				
Grondaanvulling	21.13	m3/m1		
Waarvan Klei klasse 1	21.13	m3/m1		
Waarvan overig	0	m3/m1		
Vegetatieopp.	30	m2/m1		
Afgraven vegetatie	9.9	m3/m1		
Damwand 1 en 2				
AZ-12	14.2	m/m1		
AZ-12	13	m/m1		

Prijzen		Bron
Afvoeren grond - industriële kwaliteit	15 €/m3	Uit ervaring van de calculator
Afvoeren grond - schoon	5 €/m3	Uit ervaring van de calculator
Afvoeren grond - wonen	11 €/m3	Uit ervaring van de calculator
AP04	1250 €/keuring	1 keuring per 2000 ton grond benodigd. Ervaring van calculator
AZ-12	200 €/m	Opgehaald van GWW-kosten
Frezen maaiveld	1 €/m2	Uit ervaring van de calculator
Inzaaien	0.2 €/m2	Uit ervaring van de calculator
Klei klasse 1	22.5 €/m3	Uit actieve database en GWW-kostenpakket/ervaringscijfers
 stuksprijs	65 €/st	Geleverd door 
 aanbrengen	13 €/st	Geleverd door 
Overige grond	11 €/m3	Uit ervaring van de calculator
Profileren terrein	1 €/m2	Uit ervaring van de calculator
Vervoeren binnen werkterrein	1 €/m3	Uit ervaring van de calculator
Verwerken overige grond	5 €/m3	Uit ervaring van de calculator
Werkvloer beton	15 €/m2	Uit ervaring van de calculator
Werkvloer menggranulaat	3.5 €/m2	Uit ervaring van de calculator

	WSRL	M1	DW
Afvoeren grond - industriële kwaliteit	€ 0.00	€ 0.00	€ 0.00
Afvoeren grond - schoon	€ 0.00	€ 0.00	€ 0.00
Afvoeren grond - wonen	€ 0.00	€ 0.00	€ 108.90
AP04	€ 50.00	€ 25.00	€ 25.00
AZ-12	€ 0.00	€ 0.00	€ 5,440.00
Frezen maaiveld	€ 98.00	€ 57.00	€ 30.00
Inzaaien	€ 19.60	€ 11.40	€ 6.00
Klei klasse 1	€ 1,624.50	€ 475.43	€ 698.18
 stuksprijs	€ 0.00	€ 3,445.00	€ 0.00
 aanbrengen	€ 0.00	€ 689.00	€ 0.00
Overige grond	€ 750.42	€ 11.22	€ 0.00
Profileren terrein	€ 98.00	€ 57.00	€ 30.00
Vervoeren binnen werkterrein	€ 32.34	€ 39.92	€ 0.00
Verwerken overige grond	€ 341.10	€ 110.65	€ 0.00
Werkvloer beton	€ 0.00	€ 318.00	€ 0.00
Werkvloer menggranulaat	€ 0.00	€ 74.20	€ 0.00
	€ 3,013.96	€ 5,313.82	€ 6,338.08
Stelposten	5%	ca. 5% van bovenstaande	
Staartkosten	20%	20% van bovenstaande	
Totaal excl. BTW		(eenmalige kosten en winst en risico)	
BTW	21%		21 %
Totaal incl. BTW	€ 4,558.61	€ 8,037.15	€ 9,586.34 €/m1