



# Pilot JLD-Dijkstabilisator Watergraafsmeer

Onderzoeksvraag 5 - draagkracht kopplaat

projectnummer 0413509.00  
definitief revisie 04  
22 mei 2019

# Inhoudsopgave

Blz.

<b>1</b>	<b>Inleiding</b>	<b>1</b>
1.1	Achtergrond	1
1.2	Onderzoeksvragen en eisen	2
1.3	Doel	2
1.4	Afbakening en startpunt	3
1.5	Leeswijzer	3
<b>2</b>	<b>Situatie en context</b>	<b>4</b>
2.1	Algemeen	4
2.2	Parameters en specifieke aspecten	5
2.2.1	Specifieke aspecten	5
2.2.2	Parameters: gedraineerd versus ongedraineerd	5
2.2.3	Uitgangspunt: parameters en specifieke aspecten	6
2.3	Literatuur	7
2.3.1	Funderingselementen die verticaal belast worden	7
2.3.2	Internationale bronnen voor vernagelingstechnieken	8
2.3.3	Spanningsspreiding in de ondergrond	10
2.3.4	Literatuur vergelijking 'poerfundering' en 'strookfundering'	16
2.4	Deelconclusie	17
<b>3</b>	<b>Werkwijze bij talud</b>	<b>18</b>
3.1	Basis berekening	18
3.2	Vergelijking met diverse rekenwijzen	21
3.2.1	Brinch-Hansen (NEN9997-1)	21
3.2.2	Brinch-Hansen (NEN3650)	22
3.2.3	Meyerhof	24
3.2.4	D-geostability	26
3.3	Benadering met internationale methode	29
3.4	Deelconclusie	30
3.5	Ongedraineerde analyse	32
<b>4</b>	<b>Stabiliteit in dwarsrichting van de dijk</b>	<b>33</b>
4.1	Algemeen	33
4.2	Berekeningen	33
4.3	Deelconclusie	39
<b>5</b>	<b>Stabiliteit in lengterichting van de dijk</b>	<b>41</b>
5.1	Gedraineerd versus ongedraineerd bezwijken	41
5.1.1	Gedraineerde situatie	42
5.1.2	Ongedraineerde situatie	43
5.1.3	Conclusie gedraineerd versus ongedraineerd	44
5.2	Vergelijking bezwijkrichtingen	44

5.2.1	Analyse Plaxis 2D	44
5.2.2	Analyse Plaxis 3D	45
5.3	Resultaten en interpretatie	46
<b>6</b>	<b>Ontwerpwijze</b>	<b>47</b>
6.1	Algemeen	47
6.2	Rekenwaarde belasting	48
6.3	Beoordelen gedraineerd draagvermogen middels NEN9997-1	49
6.4	Beoordelen gedraineerd draagvermogen middels berekening in Plaxis	50
6.5	Beoordelen ongedraineerd draagvermogen	52
<b>7</b>	<b>Conclusies</b>	<b>54</b>

## **Bijlage 1 Ongedraineerd draagvermogen**

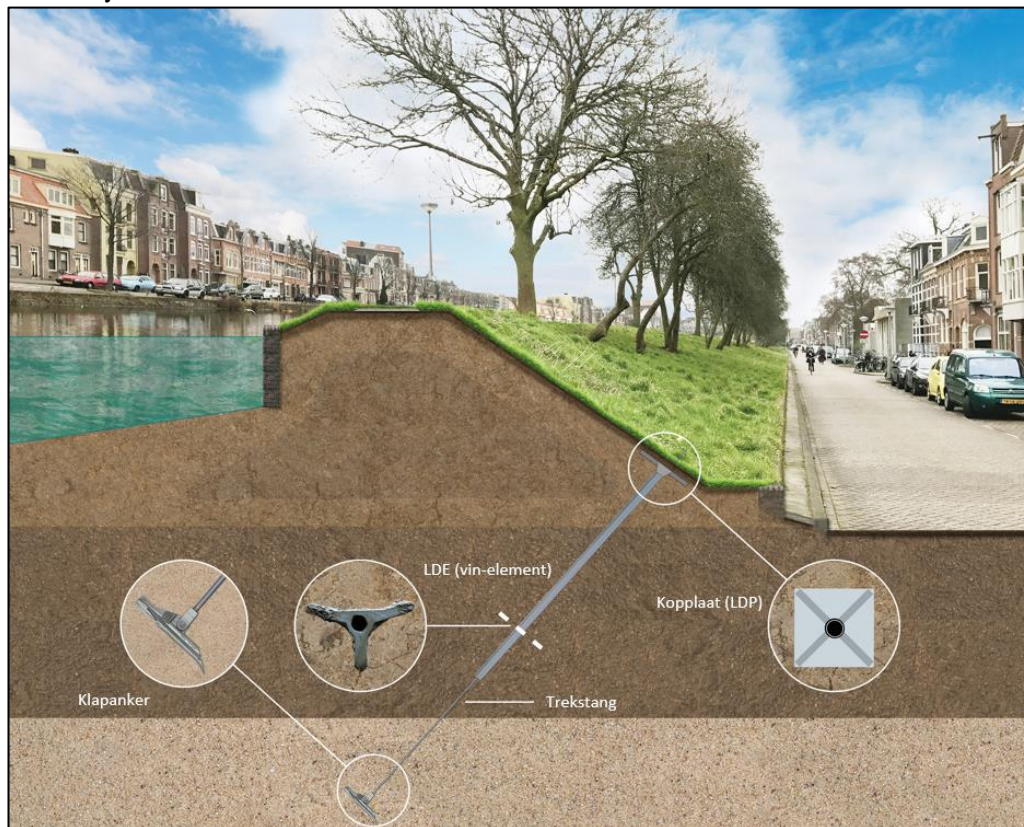
# 1 Inleiding

## 1.1 Achtergrond

De JLD-Dijkstabilisator is een nieuwe dijkversterkingsmethode. Voor de ontwerpbaarheid en aantoonbaarheid van deze methode is een pilotproject in combinatie met praktijkproeven opgezet. De resultaten van het pilotproject en de praktijkproeven hebben als doel de (door)ontwikkeling van deze innovatie en het leveren van afdoende onderbouwing voor een ENW-acceptatie mogelijk te maken.

In een voorgaande fase zijn reeds diverse veldproeven uitgevoerd ten behoeve van de ontwikkeling en onderbouwing van de techniek. Deze veldproeven hebben antwoord gegeven op de meeste vragen rond deze innovatieve techniek maar niet alle vragen zijn hiermee beantwoord. De resterende vragen kunnen worden beantwoord met de resultaten van de pilot en de aanvullende veldproeven.

JLD JLD-Dijkstabilisator



De JLD-Dijkstabilisator bestaat uit een LDE (vin-element), klapanker, trekstang en kopplaat. Het klapanker wordt in een diepe zandlaag geplaatst, waardoor de krachten op het LDE-element via de kopplaat en de trekstang worden doorgegeven aan de zandlaag. Door het aanbrengen van de voorspanning op de kopplaat wordt de grond onder de kopplaat op spanning gebracht. Het voordeel van de JLD-Dijkstabilisator is dat dit een actief systeem betreft dat geen vervorming van de dijk nodig heeft voordat het in werking treedt.

In samenwerking met Waterschap Amstel, Gooi en Vecht is besloten een pilotproject uit te voeren. Als pilotproject is gekozen de versterking van de Ringdijk te Watergraafsmeer in Amsterdam. Daarbij is een team van JLD Contracting, Antea Group en Deltares betrokken.

Na uitvoeren van de veldproeven is op basis van de postdictie een ontwerpmethode opgesteld voor de JLD-Dijkstabilisator. Het onderzoek uitgevoerd in de postdictie en de hierop gebaseerde ontwerpmethoden zijn voorgelegd aan Het ENW. Het ENW heeft aangegeven dat het onderzoek en de ontwerpmethode voldoende basis bieden voor verdere ontwikkelingen. Het ENW heeft hierbij wel enkele kennisvragen opgesteld die in de verdere doorontwikkeling beantwoord moeten worden. De kennisvragen van het ENW zijn bij aanvang van het pilotproject in Watergraafsmeer gecombineerd met kennisvragen die specifiek gelden voor de pilotlocatie en de dijkversterking van de Ringdijk. In het totaal betreft het negentien onderzoeksvragen die beantwoord moeten worden op basis van de pilot en de aanvullende veldproeven. Een aantal van deze vragen dienen voorafgaand aan het DO van het pilotproject te zijn beantwoord. Voor verder onderzoek en voor de beantwoording van deze onderzoeksvragen worden de volgende proeven en het eerder genoemde pilotproject uitgevoerd en gemonitord:

- Voorspanproeven te Purmerend;
- Interactieproef Veen te Broek in Waterland;
- Pilotproject Ringdijk Watergraafsmeer.

## 1.2 Onderzoeksvragen en eisen

De oorspronkelijke onderzoeksvraag 5 uit het PvA van de Pilot JLD-Dijkstabilisator ringdijk Watergraafsmeer is als volgt geformuleerd: Stabiliteit/sterkte grond onder de kopplaat meenemen in ontwerp.

Onderzoeksvraag 5 is op de volgende manier geïnterpreteerd: *Hoe moet de sterkte en de stabiliteit van de grond onder de kopplaat mee worden genomen in het ontwerp?*

### Deelvragen

- Hoe wordt de draagkracht van de grond onder de kopplaat op een talud berekend?
- Dient de stabiliteit van de kopplaat berekend te worden als enkel element of als strokenfundering?

## 1.3 Doel

Het doel is om een werkwijze te vinden en te onderbouwen waarmee de draagkracht van de grond onder de kopplaat berekend kan worden. Hiermee kan de stabiliteit/sterkte grond onder de kopplaat in het ontwerp worden meegenomen.

## 1.4 Afbakening en startpunt

In dit onderzoek wordt de draagkracht onder de kopplaat onderzocht analoog aan een funderingselement. De beschouwing als funderingselement is benoemt in NEN9997-1. Dit is de werkwijze conform Brinch-Hansen. Deze is alom geaccepteerd. Echter wordt in Baars 2017<sup>1</sup> gesteld dat veel onderdelen van deze werkwijze onjuist zijn of nadere aandacht behoeven. Derhalve gaat dit onderzoek in de basis uit van een berekening met een eindig elementen model (Plaxis) en is de vergelijking gemaakt met de methode uit de NEN9997-1.

Dit onderzoek stelt de volgende punten centraal en daarmee als startpunt:

- Berekeningen met eindige elementen programma's (Plaxis).
- Een rij dijkstabilisatoren heeft gezien de beperkte hart-op-hart-afstand dezelfde 2D-kenmerken als een strokenfundering. Een 2D-eindige elementenaanpak geeft daarom meest correcte benadering<sup>2</sup>.
- Sterkteparameters worden gedraineerd<sup>3</sup> en niet-associatief toegepast.
- Sterkte van grond wordt gelimiteerd door tension cut-off.
- De werkelijke sterkte van de grond is gelijk aan de ingevoerde sterkte van de grond<sup>4</sup>.

## 1.5 Leeswijzer

Dit onderzoek start met in hoofdstuk 2 een beschrijving van de kaders op basis van de eigenschappen van de JLD-Dijkstabilisator en een literatuur onderzoek. In het volgende hoofdstuk (hoofdstuk 3) is een rekenkundige beschouwing gegeven van Plaxis 2D in relatie tot meerdere andere methodes, dit geeft antwoord op de eerste deelvraag. In het vierde hoofdstuk wordt gekeken naar de verschillen tussen een strokenfundering en een poeren fundering, dit geeft antwoord op de tweede deelvraag. Hoofdstuk 5 geeft de ontwerpwijze als resultaat van de twee deelvragen, dit is het antwoord op de hoofdonderzoeksvraag. Tenslotte volgt de conclusie in hoofdstuk 6.

---

<sup>1</sup> Baars, S., van (2017) 100 Jaar Prandtl-Wig: De draagkrachtfactoren; GEOTECHNIEK - December 2017; blz. 8-13

<sup>2</sup> Een strokenfundering kan gemodelleerd worden in en 2D en in 3D. Deze geven niet dezelfde resultaten. Dit komt mede doordat Plaxis 3D met lagere orde rekenelementen rekent en daardoor numerieke sterkte wordt toegevoegd.

<sup>3</sup> Aanvullend is voor de tijdelijke niet-kritische fase, namelijk de bouwfase, ook gekeken naar ongedraineerd gedrag.

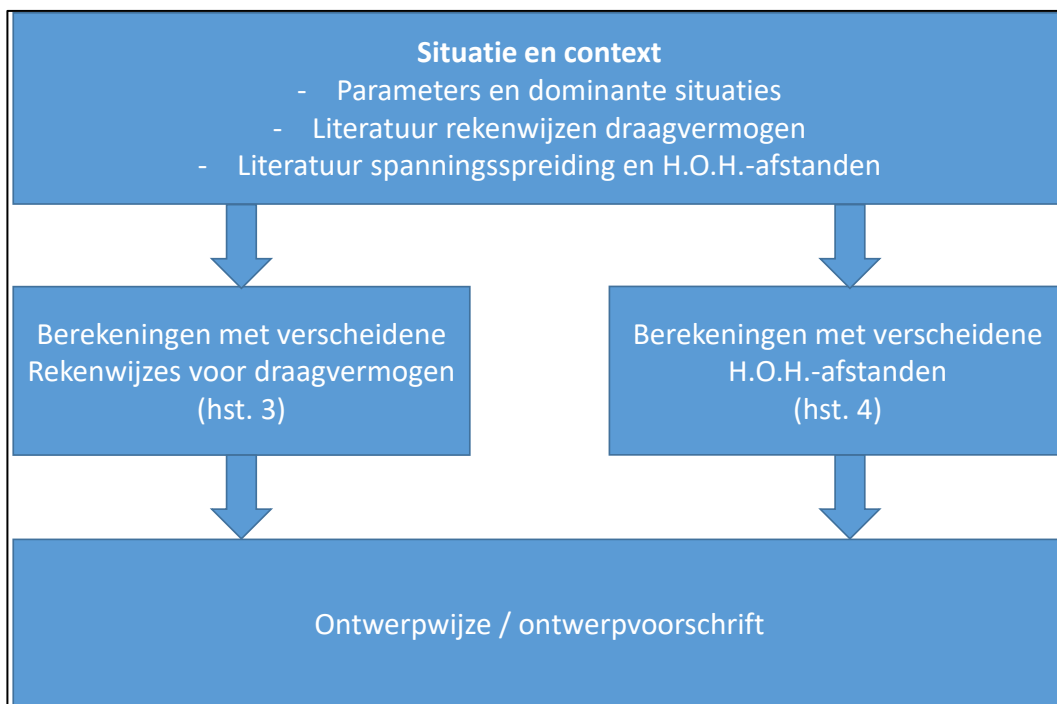
<sup>4</sup> Complexe aspecten zoals toename van de sterkte door aanvullende verdichting, of afnemende sterkte door softening/bros gedrag ligt in de meeste analyses buiten de vigerende scope. Hier is bij deze algemene werkwijze aangesloten.

## 2 Situatie en context

### 2.1 Algemeen

De draagkracht onder de kopplaat is een onderdeel binnen de faalkansen boom van de JLD-Dijkstabilisator. Bij onvoldoende draagkracht onder de kopplaat zal de grond eronder bezwijken. Daardoor neemt de maximaal opneembare kracht af. Daarom is het van belang een robuuste werkwijze te kennen waarbij de draagkracht onder de kopplaat bekend is.

De opzet van het onderzoek binnen deze onderzoeksvraag is weergegeven in Figuur 2-1. Er wordt eerst gestart met een algemeen deel waarbij de onder andere op basis van literatuur de kaders gesteld worden voor berekeningen. In de volgende hoofdstukken worden berekeningen gedaan om antwoord te geven op de twee deelvragen. Een synthese van beide onderzoeksvragen leidt tot een ontwerpwijze.



Figuur 2-1: Opzet van de aanpak van onderzoeksvraag 5.

## 2.2 Parameters en specifieke aspecten

### 2.2.1 Specifieke aspecten

Bij de kopplaat van de JLD-Dijkstabilisator gelden de volgende bijzondere aspecten:

- *Talud*  
De kopplaat staat vaak in het talud van de dijk, dus niet op een horizontaal maaiveld.
- *Hoek*  
De kopplaat staat onder een hoek. Deze hoek is ongelijk aan het talud.
- *Gronddekking*  
De kopplaat ligt enige mate onder het maaiveld. Dit geeft in de regel sterkte.
- *Grondwaterstand*  
De grondwaterstand rondom de kopplaat varieert in de tijd en kan in extreme gevallen zeer hoog staan.
- *Bodemopbouw*  
De bodemopbouw onder de kopplaat varieert in de diepte.

In voorgaande fases is de draagkracht onder de kopplaat berekend aan de hand van de rekenwijze van Brinch-Hansen. Deze rekenwijze geeft handvatten aan een aantal van bovenstaande punten. Maar niet alle onderdelen komen terug. De vraag is dan ook of deze methode goed genoeg is.

### 2.2.2 Parameters: gedraineerd versus ongedraineerd

Binnen (primaire) waterkeringen is een overstap gaande van het gedraineerd beschouwen van het grondgedrag naar het ongedraineerd beschouwen ervan. Basis gedachte daarbij is dat bezwijken van taluds een snel optredend proces is. In slecht doorlatende lagen kunnen waterspanningen dan niet verdwijnen. Derhalve is in dat geval dan sprake van ongedraineerd bezwijken. In het kader van de JLD-Dijkstabilisator geldt het volgende:

- Zandlagen  
Deze zijn zeer doorlatend, deze lagen worden dan ook altijd gedraineerd beschouwd.
- Langdurig aanwezige voorspanning  
Deze voorspanning is dermate lang aanwezig dat de wateroverspanningen in de grond dissiperen. Daarom beschouwen we deze belasting gedraineerd.
- Gerijpte toplagen  
Het beeld is dat toplagen mogelijk zeer doorlatend zijn. In het rapport Klei voor dijken wordt gesteld dat deze lagen een doorlatendheid hebben gelijk aan zandlagen (> 1 m/dag). Hiervoor geldt dan ook hetzelfde als voor zandlagen, deze dienen als gedraineerd beschouwd te worden.
- Plotselinge belastingtoename in ongerijpte klei- en veenlagen.  
Deze laatste categorie dient als ongedraineerd beschouwd te worden. Dat komt door de combinatie van een korte belastingtijd en een lage doorlatendheid van de grond. Specifieke voorbeelden zijn: bouwphase en aanspannen van de ankers voor de eerste keer, lage voorspanning en een grote spanningstoename in de bezwijkfase.



Aangezien de hoofdmoot van de belastingsituaties vooral gedraineerd bezwijken betreft, ligt de focus van dit document op gedraineerde analyses. Dit geldt ook voor de UGT-situatie bij waterkeringen. Daar is de voorspanning ook al langere tijd aanwezig.

Aangezien er ook belastingsituaties zijn waarbij ongedraineerd bezwijken op kan treden, zijn ook ongedraineerde analyses beschouwd. Daarbij geldt dat lokaal onderzoek rondom de kopplaat centraal staat. De ongedraineerde analyse is uitgewerkt als casus voor Watergraafsmeer. Deze is opgenomen in bijlage 1.

### 2.2.3 Uitgangspunt: parameters en specifieke aspecten

Dit onderzoek limiteert zich tot de volgende casus:

- Taludhelling betreft een 1:3 talud<sup>5</sup>
- Hoek van de kopplaat is 45°
- Breedte van de kopplaat: 1,0 m.
- Lengte van de kopplaat: of als strook, of 1,0 m.
- Gronddekking: 0,3 m.
- Grondwaterstand betreft of 0,3 m-mv of 1,5 m-mv.  
De grondwaterstand loopt parallel aan het maaiveld.
- Bodemopbouw: De bodemopbouw bestaat uit slechts één grondlaag, deze is oneindig diep. In de berekeningen voor deze grondlaag gerekend met de parameters van los zand en met die van matig vaste klei.
- Bij EEM-modellen is gewerkt met het Mohr-Coulomb model.
- Sterkteanalyses in Plaxis 2D worden gedaan door de kracht op de kopplaat stapsgewijs op te voeren (in tegenstelling tot het verlagen van de sterkte van de grond).

Tabel 2-1: Grondsoorten opgenomen in de analyse

Grondsoort	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\phi'$ [°]	C' [kPa]	Eoed [kPa]
Zand, los	17/19	30	0	30.000
Klei, matig vast	17	17,5	5	2000

De parameters zijn overgenomen uit tabel 2.b van NEN9997-1. Keuze voor deze grondsoorten is twee ledig. Dijken bestaan vaak uit klei. Rondom de kopplaat is vaak sprake van gerijpte grond. Daardoor is deze steviger dan slappe grond. Daardoor is de keuze gevallen op klei, matig stevig. De keuze is dus gebaseerd op "praktische overeenkomsten".

Daarnaast wordt tegenwoordig gewerkt met "critical state". Dit is de state van de grond bij veel vervorming. Wanneer grondparameters worden bepaald bij de critical state dan is in de regel (of per definitie) de cohesie nihil. Er wordt dan vaak<sup>6</sup> een hoek van inwendige wrijving gevonden rondom de  $\phi' = 30^\circ$ . Dit komt overeen met de parameters van los zand. De keuze is dus gebaseerd op "numerieke overeenkomsten".

<sup>5</sup> Een taludhelling van 1:3 is op zichzelf vaak al stabiel. Dit heeft als voordeel dat in de berekeningen wordt gewerkt met een veel voorkomend talud en dat de berekeningen niet op zichzelf al instabiel zijn.

<sup>6</sup> Bron: Ministerie van Infrastructuur en Milieu (2016) Schematiseringshandleiding macrostabiliteit; versie 2.1; blz. 49 en 51. ongeacht de samenstelling, een gemiddelde hoek van inwendige wrijving heeft van  $\phi' = 32^\circ$  met een variatie coëfficiënt van 10%. Dit betreft een default waarde, bij locatie specifiek onderzoek dan dit in positieve zin afwijken.

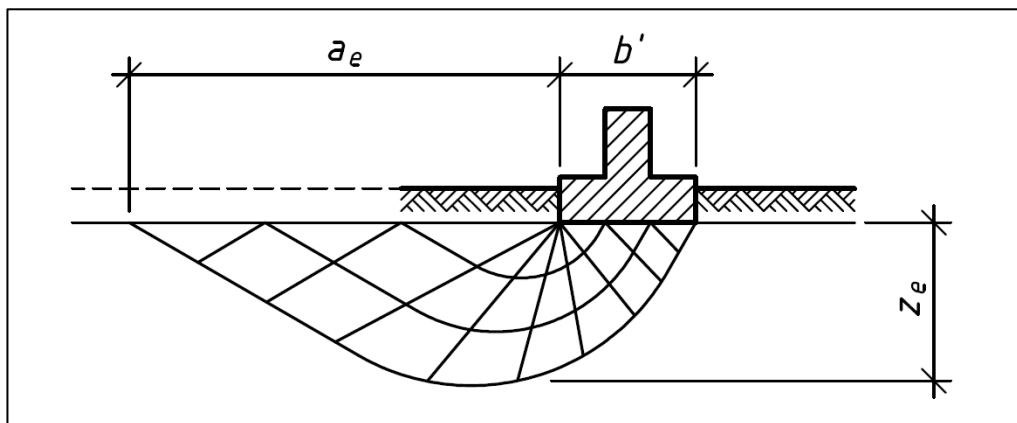
## 2.3 Literatuur

Er zijn drie bronnen van literatuur beschouwd:

- (Nederlandse) bronnen voor funderingselementen die verticaal belast worden;
- Nederlandse bronnen voor funderingselementen die horizontaal belast worden;
- Internationale bronnen voor vernagelingstechnieken.

### 2.3.1 Funderingselementen die verticaal belast worden

Het onderwerp funderingen en funderingselementen is terug te vinden in meerdere literatuurbronnen. In Figuur 2-2 is een prinsipeschets weergegeven, zoals de benadering is in NEN9997-1.



Figuur 2-2: Schets van een funderingselement die verticaal belast wordt met het geotechnische bezwijkvlak, conform NEN9997-1.

Dit is onderzocht door meerdere onderzoekers in de loop der jaren. Veel onderzoek en rekenwijzes zijn ontwikkeld in de 60-er en 70-er jaren. De rekenwijzes die in Europa worden gebruikt, zijn vooral ontwikkeld in Europa. Methodes vanuit Azië worden (nagenoeg) niet toegepast. Alle rekenwijzes voor funderingselementen stellen het volgende:

- Groter oppervlak van de fundering leidt tot een hogere draagkracht.
- Taludhelling, maaiveld ongelijk aan horizontaal leidt tot een afname van de draagkracht.
- Hoek van de kracht, ongelijk aan verticaal leidt tot een afname van de draagkracht.
- Grotere dekking op de fundering leidt tot een hogere draagkracht.
- Hogere sterkte van de grond leidt tot een hogere draagkracht.
- Hogere grondwaterstanden in de grond leiden tot een afname van de draagkracht.

Er zijn de volgende methodes opgenomen in de analyses:

- Brinch-Hansen (NEN9997-1);
- Brinch-Hansen (NEN3650);
- Meyerhof;
- D-geostability;
- Plaxis 2D;
- Plaxis 3D.

## 2.3.2 Internationale bronnen voor vernagelingstechnieken

Er zijn de volgende internationale bronnen geraadpleegd:

- F. Schlosser, P. Unterreiner, Soil Nailing in France: Research and Practice; Transport research record 1330; blz. 72-79.
- U.S. Department of Transportation Federal Highway Administration (2015) Soil Nail Walls Reference Manual; kenmerk: FHWA-NHI-14-007
- Geotechnical Engineering Office Civil Engineering and Development Department The Government of the Hong Kong Special Administrative Region (2017) Guide to Soil Nail Design and Construction.

Vernagelingstechnieken zijn niet nieuw. Deze worden in de geotechniek internationaal al meerdere jaren toegepast. De eerst bekende toepassing was de aanleg van een vernagelde keermuur van grond ten behoeve van een spoorbaan bij Versailles in 1972-1973. Hierbij bleek dat de “state of the art practice” vooruit liep op de “state of the art knowledge”. Teneinde deze leemte te dichten is in 1986 een vierjarig onderzoeksprogramma opgestart met de naam CLOUTERRE<sup>7</sup>.

In het onderzoek CLOUTERRE is een van de eerste en grootste onderzoeken naar vernagelde grondconstructies. In hoofdzaak is gekeken naar vernageling bij (bijna) verticale taluds. Hier hebben de kopplaten als functie het tegenhouden van de grond<sup>8</sup>. De functie is dus fundamenteel anders dan het opspannen van de grond. De ontwerp methodiek stelt dat ook (impliciet) dat de grond oneindig sterk is en nooit kan bezwijken. Daarom richt de ontwerp methodiek zich alleen op dat alleen de facing constructief voldoende sterk moet zijn.

In de “Soil Nail Walls Reference Manual” wordt ingegaan op de ontwerppraktijk van de facing/kopplaat. De uitvoeringswijze is o.a. weergegeven in Figuur 2-3. Een schematisatie van de dwarsdoorsnede is gegeven in Figuur 2-4. In de regel wordt er uitgegaan van nagenoeg verticale taluds. Hier wordt een “facing” geïnstalleerd. De draagkracht van de grond is daarbij geen issue. Wat wel een issue is, is de kracht die de grond overdraagt aan de facing. Het onderwerp “draagkracht van de grond onder de kopplaat” is dan ook per definitie geen onderwerp. Het ontwerp wordt in de regel gedaan met spuitbeton wat rondom een wapening wordt gespoten. Zo wordt er praktisch voorkomen dat de grond tussen de ankers onvoldoende op een plaats blijft. Daar waar de grond mogelijk de grootste krachten levert wordt de facing zwaarder uitgevoerd (meer wapening/beton).

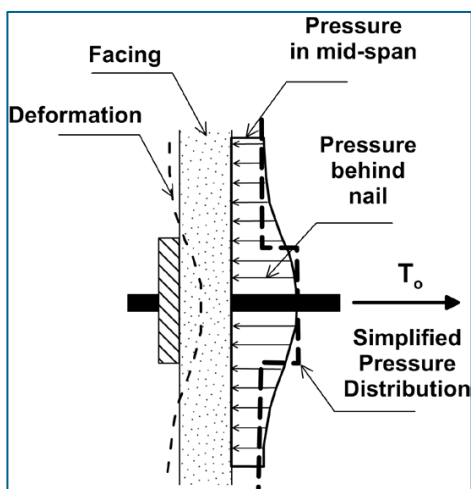
---

<sup>7</sup> CLOUTERRE bestaat uit een samentrekking van twee woorden: CLOU (=nagel) en TERRE (=aarde).

<sup>8</sup> Bron: F. Schlosser, P. Unterreiner (onbekend) Soil Nailing in France: Research and Practice; Transport research record 1330; blz. 77, “The facing may have several functions in a nailed soil structure: it provides a lateral confinement for the soil between the nails.”



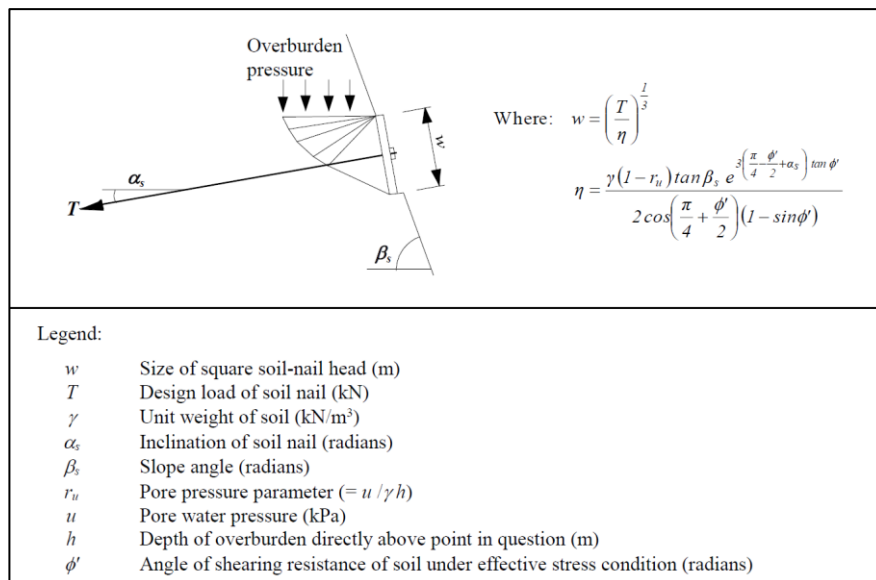
Figuur 2-3: Constructie van een facing bij een vernagelde grondconstructie. Hier is sprake van een verticale wand, deze versterkt middels vernageling. De ankers inclus ankerplaten steken uit het grondlichaam. Deze worden overgespoten met spuitbeton met een laagdikte van 3 á 4 inch (7,5 á 10 cm). Bron: Soil Nail Walls Reference Manual, blz. 57.



Figuur 2-4: Schematisatie van een facing bij een vernagelde grondconstructie. De facing belast niet de grond, de grond belast hier de facing. Deze belasting is groter rondom het anker. Bron: Soil Nail Walls Reference Manual, blz. 169.

In "Guide to Soil Nail Design and Construction" ook aandacht gegeven aan de facing. Dit is onder andere gericht op het ontwerp van de "Soil-nail head", het equivalent van de kopplaat. In Figuur 2-5 is de rekenwijze/ontwerpwijze weergegeven. Net als in de "Soil Nail Walls Reference Manual" wordt niet gekeken naar de draagkracht van de grond onder de kopplaat, maar van de

belasting die de grond levert op de kopplaat. Een tweede bijzonderheid is dan deze belasting boven de kopplaat zit. Er is dus niet sprake van een bezwijkcirkel naar onderen. Een derde Bijzonderheid is dat de rekenwijze afhankelijk is van de talud helling  $\beta_s$ . Hoe steiler de helling, hoe groter  $\beta_s$  wordt. Dit leidt tot een grotere waarde voor  $\eta$  en daarmee tot een kleinere kopplaat. Resumerend: steilere hellingen leiden tot kleinere kopplaten.



Figuur 2-5: Onwerpwijze van de kopplaat conform Guide to Soil Nail Design and Construction.

### 2.3.3 Spanningsspreiding in de ondergrond

De kopplaat geeft een zekere kracht aan de ondergrond. Deze verspreidt zich daarna over een steeds groter oppervlak. Een belangrijke vraag is hoe deze spreiding verloopt. Dit wordt bepaald door de volgende aspecten:

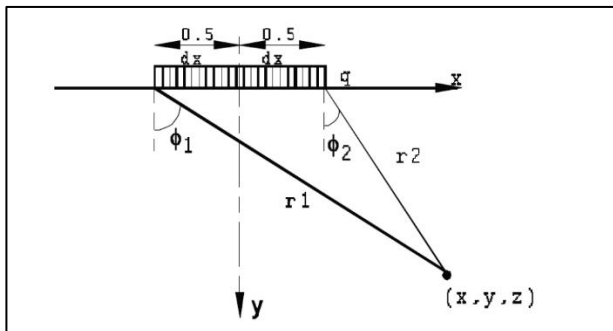
- Spanningsspreiding onder een enkele plaat.
- Spanningsspreiding onder een rij platen.
- Spanningsspreiding onder meerdere rijen platen.

Er bestaan meerdere theorieën rondom spanningspreiding, enige opsomming geeft:

- Boussinesq
- Buisman
- Pragmatische methode met 2:1 spreiding
- Westergaard

#### Rekenwijze Boussinesq

Rekenwijze met Boussinesq voor een strook is gegeven in onderstaande formule. Rekenwijze is o.a. benoemd in de manual van D-Settlement blz. 238. De schematisatie is gegeven in Figuur 2-6.

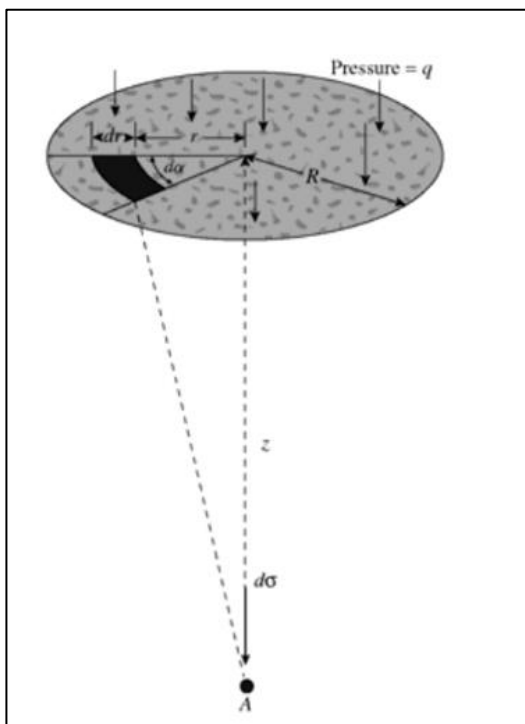


Figuur 2-6: Schematisatie van de strookbelasting met hoeken  $\phi_1$  en  $\phi_2$ .

$$\Delta\sigma'_z = \frac{\Delta\sigma'_{max}}{\pi} \cdot (\phi_1 - \phi_2 + \sin \phi_1 \cdot \cos \phi_1 - \sin \phi_2 \cdot \cos \phi_2)$$

De rekenwijze voor Boussinesq voor een vierkante poer is niet eenvoudig te geven. De rekenwijze voor een cirkelvormige poer wordt geschematiseerd middels Figuur 2-7. Deze wordt berekend met onderstaande rekenwijze

$$\Delta\sigma'_z = \Delta\sigma'_{max} \left( 1 - \frac{1}{[(R/z)^2 + 1]^{3/2}} \right)$$



Figuur 2-7: Rekenwijze Boussinesq voor een poer (cirkelvormig)

### Rekenwijze Buisman

Rekenwijze met Buisman voor een strook is gegeven in onderstaande formule. Rekenwijze is o.a. benoemd in de manual van D-Settlement blz. 238.

$$\Delta\sigma'_z = \frac{3 \cdot \Delta\sigma'_{max}}{4} \cdot \left( \sin\varphi_1 - \sin\varphi_2 + \frac{1}{3}(\sin^3\varphi_1 - \sin^3\varphi_2) \right)$$

### Rekenwijze 2:1-methode

Rekenwijze met de 2:1 methode gaat middels onderstaande rekenwijze.

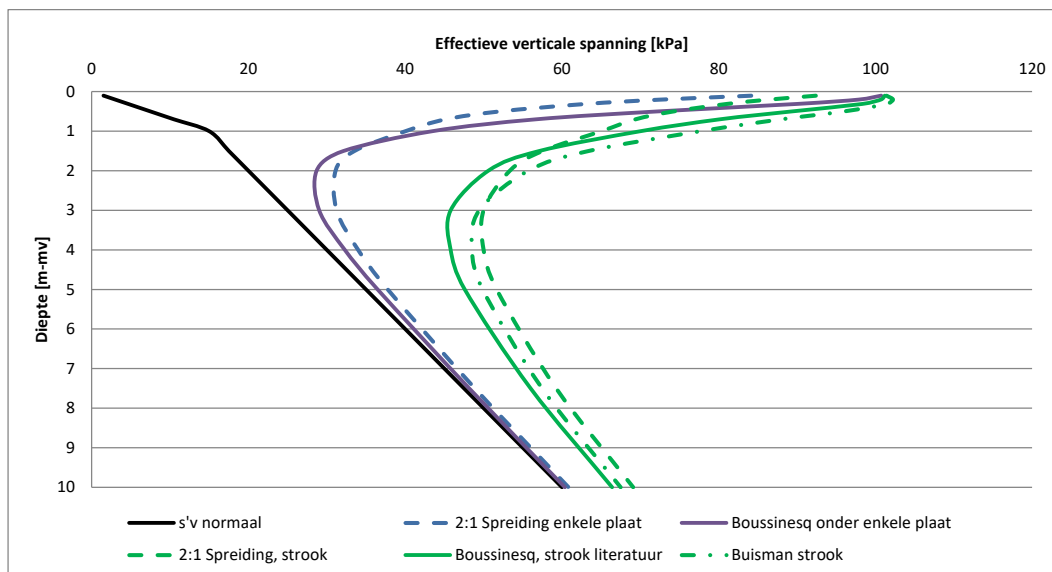
$$\Delta\sigma'_z = \Delta\sigma'_{max} \cdot \frac{A_0}{A_z}$$

Daarbij is A<sub>0</sub> het oppervlak van de kopplaat en A<sub>z</sub> het oppervlak waarover is gespreid op een diepte z. A<sub>z</sub> wordt berekend met onderstaande rekenwijzen:

Strook:  $A_z = L \cdot \left( B + z \cdot 2 \cdot \frac{1}{2} \right) = A_0 + L \cdot z$

Poer:  $A_z = \left( L + z \cdot 2 \cdot \frac{1}{2} \right) \cdot \left( B + z \cdot 2 \cdot \frac{1}{2} \right) = A_0 + L \cdot z + B \cdot z + z^2$

Er is een berekening uitgevoerd voor een strook en voor een enkele kopplaat bij een horizontaal maaiveld. Deze geven een bovenbelasting van 100 kPa. Er is gezien hoe deze spanningen verlopen naar de diepte. Deze berekening is uitgevoerd met Boussinesq en de 2:1 methode. Tenslotte is ook gerekend met Buisman voor een strookbelasting. De resultaten zijn weergegeven in Figuur 2-8.



Figuur 2-8: Spanningsspreiding onder de kopplaat naar de diepte.

In Figuur 2-8 is de effectieve spanning in de bodem onder normale omstandigheden weergegeven (s'v normaal). Daarnaast is de spanningspreiding onder de (rij) kopplaten weergegeven. Te zien is dat deze voor een zeer sterke toename van de spanning zorgen direct onder de kopplaat. In de diepte neemt deze af tot een waarde die dicht bij effectieve spanning van de normale omstandigheden ligt.



Te zien is dat alle gepresenteerde methodes verschillende resultaten geven. Dit komt omdat er verschillende theoretische fundamenten aan ten grondslag liggen. Het beeld is dat de 2:1 methode niet per se perfect is, maar in de meeste gevallen een pragmatische werkwijze is.

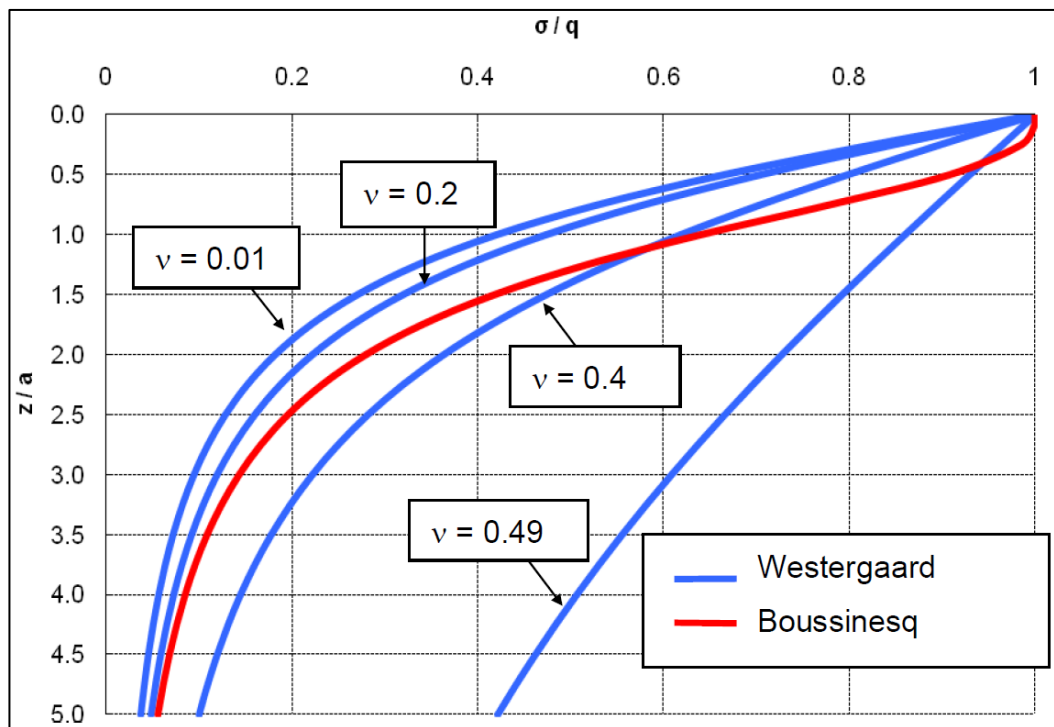
Wat bovenal te zien is, meer dan het verschil tussen de rekenmethoden, is het verschil tussen een strook en een enkele plaat. Een enkele plaat kan in alle richtingen de kracht spreiden. Daardoor wordt de invloed in de diepte in mindere mate gevoeld. Op een diepte van 4 m onder de kopplaat (=4x de breedte) is de spanning afgenomen tot 2 á 4% van de spanning direct onder de kopplaat. Bij een strook wordt op deze diepte nog 16 - 21% van de spanning "gevoeld".

De theoretische verschillen beslaan meerdere onderdelen. In de eerste plaats is dit de toepassing van de gegevens. Het beeld is dat voor de meeste benaderingen zowel tabellen met waarden voor de spanningsspreiding bestaan als vereenvoudigde formules. Deze geven vaak dezelfde waarden, maar niet altijd (bij Buisman wordt op zeer beperkte diepte een spanningstoename berekend in plaats van een afname). Daarnaast spelen zaken als de wijze van de spanningsconcentratie/verdeling. Volgens Buisman is dit net iets anders dan bij Boussinesq (m-waarde van 4 vs. 3).

#### **Methode Westergaard**

Naast bovengenoemde methoden bestaat ook methode Westergaard. Deze heeft in 1948 een rekenwijze opgesteld voor een stijfelement (bv. betonplaat/wegfundering) op een slappe ondergrond. Essentieel onderdeel van deze methode is een verschil in materiaaleigenschappen tussen het stijve element en de slappe ondergrond. Hier is eenvoud halve niet de rekenwijze van Westergaard gepresenteerd.





Figuur 2-9: Vergelijking tussen Boussinesq en Westergaard bij verschillende waarden voor de dwarscontractie coëfficiënt.

Figuur 2-9 geeft een vergelijking tussen Boussinesq en Westergaard. Te zien is dat de spreiding sterk wordt beïnvloed door de dwarscontractie coëfficiënt. Boussinesq is daarnaast alleen valide wanneer de onderliggende grond elastisch, isotroop en homogeen is. Het moge helder zijn dat de praktijk daar niet aan voldoet. In de regel ligt de kopplaat boven de grondwaterstand. Deze lagen zijn gerijpt. Deze hebben een hogere stijfheid dan de dieper liggende ongerijpte lagen. De spanning vanuit de kopplaat wordt vermoedelijk dan ook efficiënter gespreid dan de analytische berekeningen conform Boussinesq weergeven.

### Spanningsspreiding en zetting

Zettingen treden op in de slappe lagen. In de regel zijn dit ongerijpte samendrukbare lagen die enige diepte onder de kopplaat liggen. Zetting in deze lagen beïnvloedt de aanwezigheid van de voorspanning en het aantal maal dat herspannen moet worden. Het beeld is dat de volgende zaken invloed hebben:

- Aan-/afwezigheid van de slappe lagen.
- Grootte van de voorspanning/belasting op de kopplaat.
- Diepte van de slappe lagen onder de kopplaat.  
Bij grotere diepte wordt de belasting meer gespreid en is de toename in de slappe laag kleiner, dus treden er minder zettingen op.
- Stijfheidsverschillen tussen de laag direct onder de kopplaat en de slappe laag. Bij een groter stijfheidsverschil wordt de belasting meer gespreid.
- Strook vs. enkele plaat  
Bij een enkele plaat is de belasting toename op 4 m onder de kopplaat aanzienlijk minder dan bij een strook. Wanneer er een noemenswaardige H.O.H. afstand is tussen

de kopplaten, dan gaan deze zich meer gedragen als een enkele plaat. Berekningen van de spanningsverspreiding kunnen voor dit soort gevallen (vermoedelijk) het beste uitgevoerd worden met de eenvoudige 2:1 spreiding.

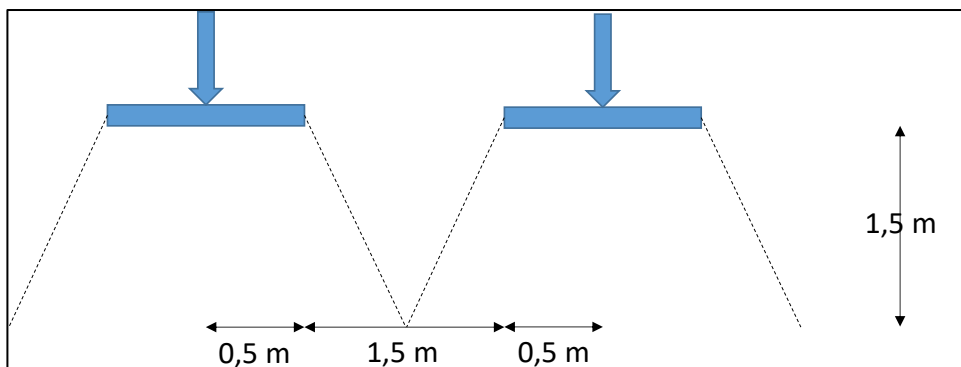
- Meerdere rijen/stroken.

De diepte waarop noemenswaardige spanningen merkbaar zijn, is afhankelijk van de breedte van de strook. Wanneer er twee rijen kopplaten naast elkaar worden geplaatst, dan gaan deze samenwerken als een bredere strook. Daardoor is de diepte met slappe lagen die beïnvloed wordt groter en nemen. Daarnaast nemen de spanningen in de diepte minder snel af, waardoor de toename aan spanning in de ondiepe lagen groter is. Dit alles leidt tot meer zettingen wanneer er twee rijen met kopplaten naast elkaar worden geplaatst.

### Spanningsverspreiding en H.O.H. afstand

Onder de kopplaat wordt spanning opgebouwd. Deze spanningsopbouw kan oplopen tot dat de maximale draagkracht van de grond wordt overschreden. Aangezien de vorm van de spanningsverspreiding (en dus de spanningstoename in de ondergrond) verschillend is tussen een strook en een enkele plaat, is ook de vorm en diepte van het bezwijkvlak anders tussen de twee. Dit verschil wordt in de literatuur beperkt beschouwd (verdisconteerd in vormfactoren). Maar is de fundamentele verklaring voor de resultaten van EEM-modellen.

De evenwichtsdiepte, lees de maximale diepte van een glijvlak, is in de regel 1,5x de breedte van een kopplaat. Deze waarde wordt o.a. weergegeven in NEN9997-1. Bij een kopplaat van 1 m breed, is de evenwichtsdiepte dus 1,5 m. In deze diepte verspreidt de spanning. Wanneer de H.O.H. afstand dermate groot is dat de spanningsverspreiding van de individuele kopplaten elkaar niet meer raken, dan beïnvloeden deze elkaar niet meer. Dit is geschetst in Figuur 2-10.



Figuur 2-10: Schematische weergaven van de spanningsverspreiding onder 2:1 tot aan de invloeddiepte.

Op basis van bovenstaande wordt verwacht dat kopplaten met een H.O.H. afstand kleiner dan 2,5 m zich (hoofdzakelijk) gedragen als een strook. Bij H.O.H. afstanden groter dan 2,5 m zullen kopplaten zich hoofdzakelijk gedragen als een enkele plaat. Bij de 2:1 methode is dit tamelijk "zwart-wit" te stellen. Bij de andere methodes van spanningsverspreiding is dit overgangsgebied wat diffuser. Op basis hiervan wordt als veilige aanname gesteld dat voor de funderingsberekningen waarbij de H.O.H. afstand groter is dan 2 m de 3D-aspecten expliciet in beeld gebracht moeten worden.

### 2.3.4 Literatuur vergelijking 'poerfundering' en 'strookfundering'

In de literatuur is veel terug te vinden over de verschillen tussen een strokenfundering en een poer. Vaak wordt daarbij de verhouding tussen de breedte en de lengte gebruikt. Soms ook de verhouding tussen de omtrek en het oppervlak.

Literatuur geeft aan dat een cirkel vormige poer een hogere draagkracht geeft dan een vierkante poer. Een vierkante poer geeft een hogere draagkracht geeft dan een "donut-vormige" poer. Het ontwerpen van poeren wordt in de regel gedaan aan de hand van NEN9997-1. Deze gaat in de regel uit van vierkante of rechthoekige poeren. Andere vormen zoals cirkels worden op voorhand niet meegenomen. Literatuur geeft aan dat rondom een funderingselement bepaalde kracht-afracht is naar de diepere ondergrond. Deze is met 3 vrijheidsgraden anders dan in bij alleen een strokenfundering. Daardoor is de vorm van het glijvlak van een enkele poer ook anders dan die van een strook.

Er zijn verschillende onderzoeken geweest die deze verschillen kwantificeren. In eenvoudige onderzoeken bestaat het verschil tussen poer en strook uit een enkele waarde (+30% draagkracht voor een poer bij Prandtl). In iets meer ontwikkeld onderzoek gaat men uit van een breedte/lengte verhouding dat wordt vermenigvuldigd met een percentage (20 á 30%). In de methode van Brinch-Hansen, zoals opgenomen in NEN9997-1 is een meer gedetailleerde werkwijze opgenomen. Deze werkt met drie vormfactoren. Een aantal worden positief beïnvloed en andere weer negatief wanneer wordt overgestapt van een strookfundering naar een poer. Deze factoren heffen elkaar dan ook deels op. In de regel heeft een poer een iets hogere draagkracht dan een strook, dit verschil varieert tussen de +0% en de +30%.

Het beeld is dat deze vormverschillen ook afhankelijk zijn van de diepte van een funderingselement onder het maaiveld. In theorie zou het de vorm van een bezwijkvlak bij zeer grote funderingsdiepte moeten overgaan naar de draagkracht benadering die hoort bij een funderingspaal. In Baars wordt gesteld dat de meeste analytische rekenwijzes uitgaan van het superpositie beginsel. Dit suggereert dat het veranderen van de vorm van een bezwijkvlak (mogelijk) niet wordt meegenomen. Nadeel van alle rekenwijzes rondom funderingselementen is dat de onderlinge beïnvloeding tussen meerdere funderingselementen niet in beeld is. Het begrip "hart-op-hart-afstand" komt bijvoorbeeld niet voor in de literatuur.

Eerder genoemde betreft het draagvermogen van funderingselementen die verticaal belast worden. Een andere bron zijn bijvoorbeeld ankerschotten die horizontaal belast worden. Rekenwijze hiervoor wordt o.a. benoemd in CUR166 deel 2, par. 4.9.2 blz. 286. Hiervoor bestaan twee rekenwijzes. De eerste betreft enkele ankerschotten. De tweede betreft een doorgaande ankerwand. Wanneer de ankerschotten dicht op elkaar worden geplaatst, dan mag/moet gerekend worden als doorgaande ankerwand. De rekenwijze bouwt voort op het onderzoek van Buchholz.

De rekenwijze komt er op neer dat rondom een ankerplaat een grondmoot wordt gemobiliseerd. Deze grondmoot heeft een breedte van de ankerplaat maal  $\beta$  (2 á 3). Wanneer de grondmooten van de ankers elkaar raken, dan is er sprake van een continue doorgaande belasting en wordt dus overgestapt naar de rekenwijze van een continue element. Dit overgangsgebied ligt bij een H.O.H. afstand van  $\beta$  maal de breedte van een ankerplaat. In de regel is dit bij twee á drie maal de breedte.

In de regel gaan de funderingsonderzoeken uit van het feit dat de fundering afdoende sterk is en dat de grond onder de fundering de zwakke schakel is. De dijkstabilisator heeft overeenkomsten met vernagelingstechnieken. Deze zijn internationaal al meer gangbaar. Het onderwerp van de fundering wordt daar anders ingestoken. Vanuit het Franse onderzoeksprogramma CLOUTERRE (1986) is een andere werkwijze aangehouden. Daar is bij (nagenoeg) verticale wanden het uitgangspunt dat de fundering de zwakke schakel is en dat de grond niet bezwijkt. In internationale literatuur is (dan ook) geen onderscheidt aangetroffen tussen een 'poerfundering' en 'strookfundering' in de ontwerpmethodiek voor vernageling.

## 2.4 Deelconclusie

Dit hoofdstuk schetst de situatie en context waar binnen de kopplaat en de berekening van de draagkracht ervan als funderingselement zich bevindt. De draagkracht wordt nader onderzocht voor een aantal cases die als hoofddoel hebben aansluiten bij de toepassingspraktijk.

Voor het uitvoeren van berekeningen zijn dominante situaties en parameters bepaald. Er is gekozen om de analyses uit te voeren met een situatie die het meest overeenkomt met de ontwerp praktijk qua taludhelling, dekking en plaatsingsrichting. Berekeningen worden gedraineerd uitgevoerd, omdat deze sterkte het best passend is bij de werking van de JLD-Dijkstabilisator in maatgevende omstandigheden. Hiervoor zijn parameters geselecteerd die zowel praktische overeenkomsten als numerieke overeenkomsten hebben met de ontwerpmethodiek.

Er zijn meerdere manieren om de draagkracht onder de kopplaat te beschouwen. Deze zijn in de eerste plaats op te delen in analytische methoden en numerieke methoden. Deze worden in het volgende hoofdstuk toegepast.

Onder de kopplaat is een mate van spanningsspreiding. Deze beïnvloedt zaken zoals de zettingen onder de kopplaat, maar ook de invloed van de H.O.H. afstand. Op basis hiervan wordt verwacht dat kopplaten met een H.O.H. afstand kleiner dan 2,5 m zich gaan gedragen als een strook belasting en kopplaten met een H.O.H. afstand groter dan deze waarde zich gaan gedragen als losse elementen.

Op basis van de funderingstheorie is de draagkracht van een poerfundering tot ca. 30% groter dan een element uit een strookfundering. Op basis van ankerplaten wordt verwacht dat kopplaten H.O.H. 2 m nagenoeg eenzelfde draagkracht leveren als een strookfundering. Het omslagpunt van H.O.H. 2 m sluit aan bij de redeneerlijn vanuit de spanningsspreiding. Dat de draagkracht dan hetzelfde is als een strook is afwijkend met de gedachtegang vanuit de funderingen. In internationale literatuur komt het onderscheidt tussen een strook en een poer bij vernagelingstechnieken niet terug. Dit komt doordat het bezwijken van de grond onder een kopplaat geen onderdeel is van de ontwerpmethodiek bij (nagenoeg) verticale vernagelde wanden.

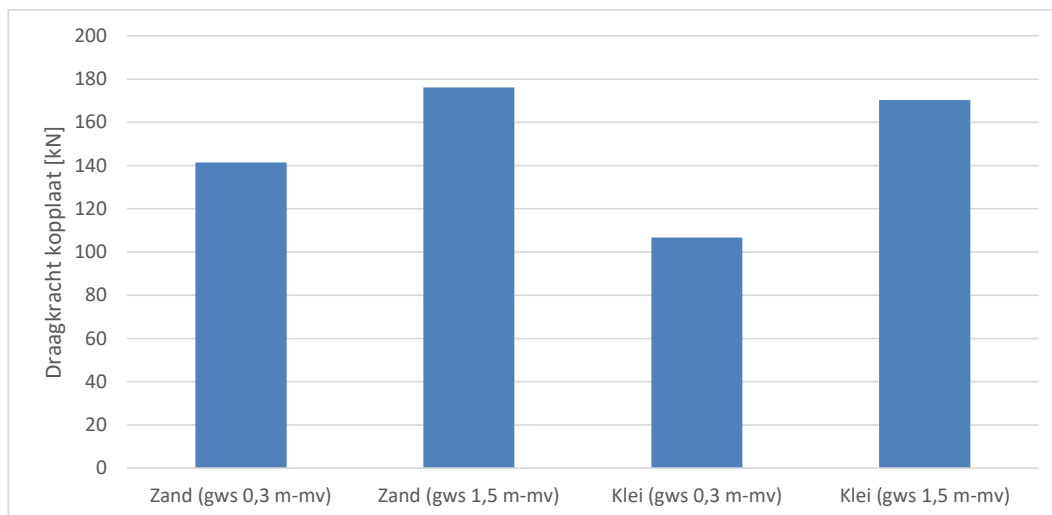
## 3 Werkwijze bij talud

De beschikbare literatuur biedt geen methode om de draagkracht van een gekantelde fundering op een talud te bepalen. Het gebruik van een EEM biedt deze mogelijkheid wel. In dit hoofdstuk is de draagkracht van een kopplaat eerst bepaald met een EEM. Hierin zijn vier verschillende cases bestudeerd. Vervolgens zijn de resultaten vergeleken met de beschikbare analytische methodes.

### 3.1 Basis berekening

Er zijn vier PLAXIS 2D berekeningen uitgevoerd. Deze zijn uitgevoerd met de in paragraaf 2.2.3 genoemde uitgangspunten. De resultaten zijn weergegeven in Figuur 3-1. Plaxis rekent impliciet met het uitgangspunt dat het een strookfundering is.

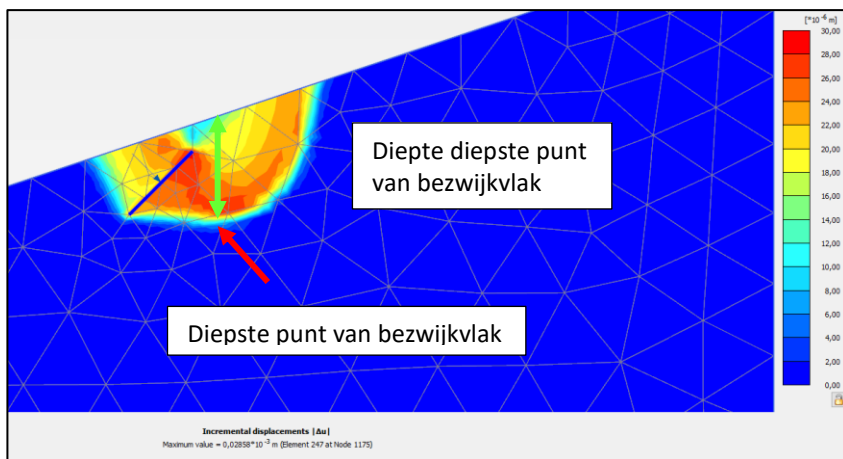
Te zien is dat de draagkracht van de grond onder de kopplaat varieert tussen de 100 kN en de 180 kN. Daarbij is de draagkracht in een droge situatie groter dan in een natte situatie.



Figuur 3-1: Draagkracht onder de kopplaat in Plaxis 2D.

### Zand (gws 0,3 m-mv)

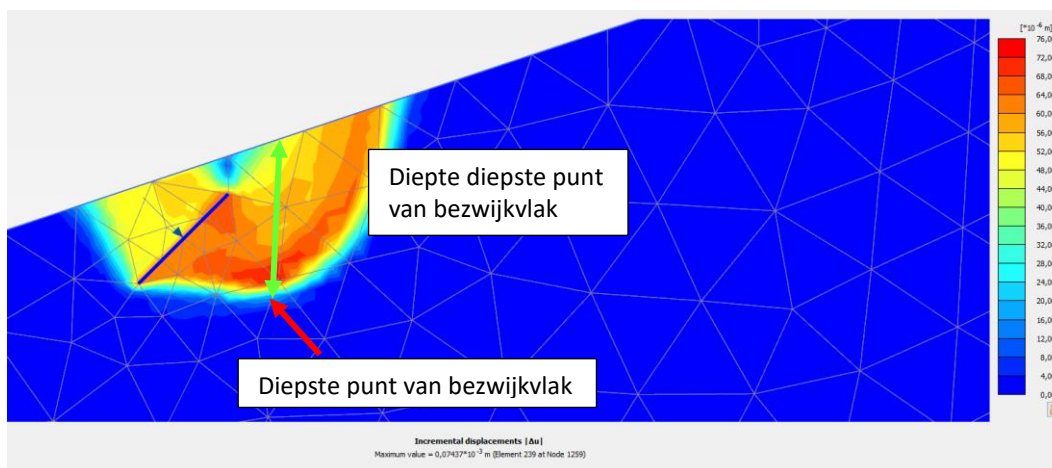
Zoals te zien is in Figuur 3-2 is de richting van het bezwijkvlak omhoog in het talud. De diepte van het bezwijkvlak bedraagt circa 1,24 m -mv. Dit is gemeten vanaf het diepste punt van het bezwijkvlak tot het maaiveld op dat punt.



Figuur 3-2: Bezwijkvlak grond onder de kopplaat, zand (gws 0,3 m -mv)

### Zand (gws 1,5 m -mv)

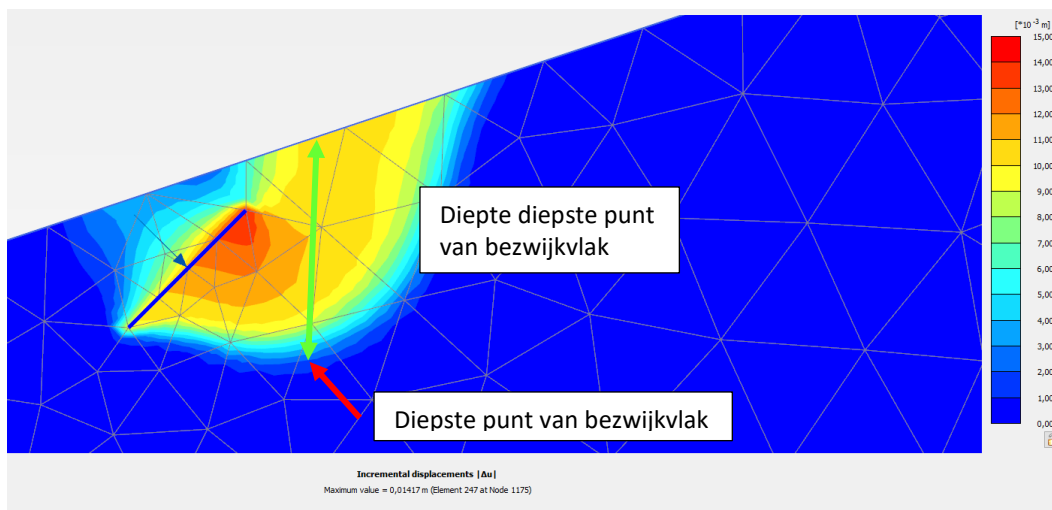
Zoals te zien is in Figuur 3-3 is de richting van het bezwijkvlak omhoog in het talud. De diepte van het bezwijkvlak bedraagt circa 1,25 m -mv. Dit is gemeten vanaf het diepste punt van het bezwijkvlak tot het maaiveld op dat punt.



Figuur 3-3: Bezwijkvlak grond onder de kopplaat, zand (gws 1,5 m -mv)

### Klei (gws 0,3 m -mv)

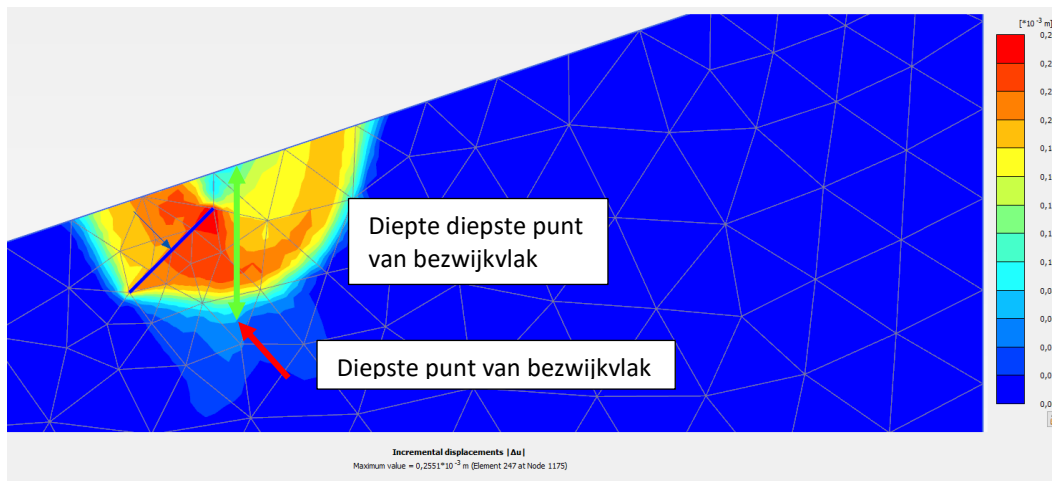
Zoals te zien is in Figuur 3-4 is de richting van het bezwijkvlak omhoog in het talud. De diepte van het bezwijkvlak bedraagt circa 1,5 m -mv. Dit is gemeten vanaf het diepste punt van het bezwijkvlak tot het maaiveld op dat punt.



Figuur 3-4: Bezwijkvlak grond onder de kopplaat, klei (gws 0,3 m -mv)

### Klei (gws 1,5m -mv)

Zoals te zien is in Figuur 3-5 is de richting van het bezwijkvlak omhoog in het talud. De diepte van het bezwijkvlak bedraagt circa 1,45 m -mv. Dit is gemeten vanaf het diepste punt van het bezwijkvlak tot het maaiveld op dat punt.



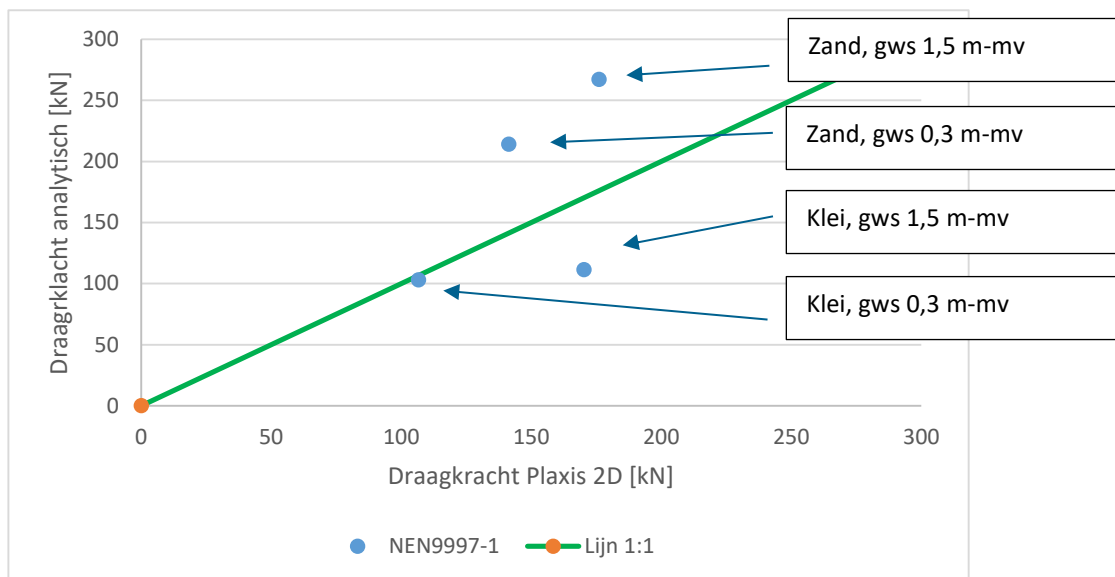
Figuur 3-5: Bezwijkvlak grond onder de kopplaat, klei (gws 1,5 m -mv) (vlak voor bezwijken)

## 3.2 Vergelijking met diverse rekenwijzen

### 3.2.1 Brinch-Hansen (NEN9997-1)

Het draagvermogen in de ondergrond onder een poer of een funderingsstrook wordt in de regel ontworpen aan de hand van de NEN9997-1. Deze maakt gebruik van de methode van Brinch-Hansen. Deze is vooral geschikt voor de draagkracht van een horizontaal gelegen plaat die verticaal wordt belast.

Deze methode is in mindere mate geschikt voor de draagkracht bij een talud. Deze methode heeft geen enkele rekenwijze waarmee een kracht die tegenovergesteld gericht is ten opzichte van een taludhelling, rekenkundig meegenomen kan worden. Er is bezien in welke mate de rekenresultaten van Brinch-Hansen bij een horizontaal maaiveld overeen komen met de resultaten van Plaxis 2D bij een taludhelling.



Figuur 3-6: Vergelijking van de rekenresultaten van de methode Brinch-Hansen uit NEN9997-1 met de resultaten van Plaxis 2D.

Te zien is dat de rekenresultaten van de analytische methode soms hoger liggen en soms lager liggen dan de rekenresultaten van Plaxis 2D. Gemiddeld<sup>9</sup> liggen de rekenresultaten van de analytische methode een factor 1,16 hoger (dus 16% hoger). In maar beperkte gevallen (hier 1) komt het rekenresultaat van beide methodes goed overeen. In de andere gevallen zijn de rekenresultaten een ruime afwijking hoger of lager. Gemiddeld is deze afwijking<sup>10</sup> een factor 1,4 hoger of lager.

<sup>9</sup> De gemiddelde verhouding is gedefinieerd als  $\frac{1}{n} \sum a/b$ . Daarbij kunnen uitschieters naar de bovenzijde wel compenseren voor uitschieters naar de onderzijde.

<sup>10</sup> De gemiddelde afwijking is gedefinieerd als  $\frac{1}{n} \sum \max(\frac{a}{b}; \frac{b}{a})$ . Daarbij kunnen uitschieters naar de bovenzijde niet compenseren voor uitschieters naar de onderzijde.



### 3.2.2 Brinch-Hansen (NEN3650)

Het draagvermogen in de ondergrond onder een gasleiding wordt in de regel ontworpen aan de hand van de NEN3650-1. Deze maakt net als NEN9997-1 ook gebruik van de methode van Brinch-Hansen.

Er zijn twee verschillen ten opzichte van de NEN9997-1. In beide situaties is een (bewuste) keuze gemaakt om in de rekenwijze van NEN3650-1 meer veiligheid in te bouwen dan in NEN9997-1. Het beeld is dat deze keuzes min of meer bewust en onbewust zijn gemaakt. In de eerste plaats worden de resultaten met 95% vermenigvuldigd. Dit is een bewuste aanpassing waarbij wordt gesteld dat dit is gebleken uit proeven. Het is onduidelijk waarom een recentere versie van de NEN9997-1 niet voortbouwt op de resultaten van deze proeven. Mogelijk is dit een onbewuste keuze (men heeft de proeven niet gebruikt bij het opstellen van de NEN9997-1). Daarnaast wordt een deel parameter anders berekend tussen de twee normen. Het beeld is dat de auteur (Brinch-Hansen) een (bewuste<sup>11</sup>) rekenfout heeft gemaakt bij het opstellen van de rekenwijze voor het draagvermogen. De NEN3650-1 heeft de rekenwijze goed overgenomen en is dus conform de schrijfwijze van de originele auteur. De NEN9997-1 heeft de rekenfout gecorrigeerd en rekent daardoor met een afwijkende rekenwijze.

Hieronder zijn de rekenwijzes weergegeven. Deze zijn (iets) herschreven voor een beter vergelijk. Beide rekenwijzes berekenen het maximale draagvermogen als een maximale spanning ( $\sigma'_{max}$ ). Dit is afhankelijk van meerdere geotechnische parameter, zoals de cohesie, bovenbelasting/ effectieve spanning van de gronddekking en het volumegewicht ( $c'$ ,  $\sigma'_{v,z;d}$  en  $\gamma'$ ). Deze worden allen vermenigvuldigd met diverse factoren voor de vorm en afmeting van het bezwijkvlak. De voornaamste zijn  $N_c$  voor cohesie,  $N_q$  voor de bovenbelasting en  $N_\gamma$  voor de massa en de wrijving van de grond binnen het bezwijkvlak. Voor deze laatste is er een verschil van rekenwijze binnen de twee richtlijnen.

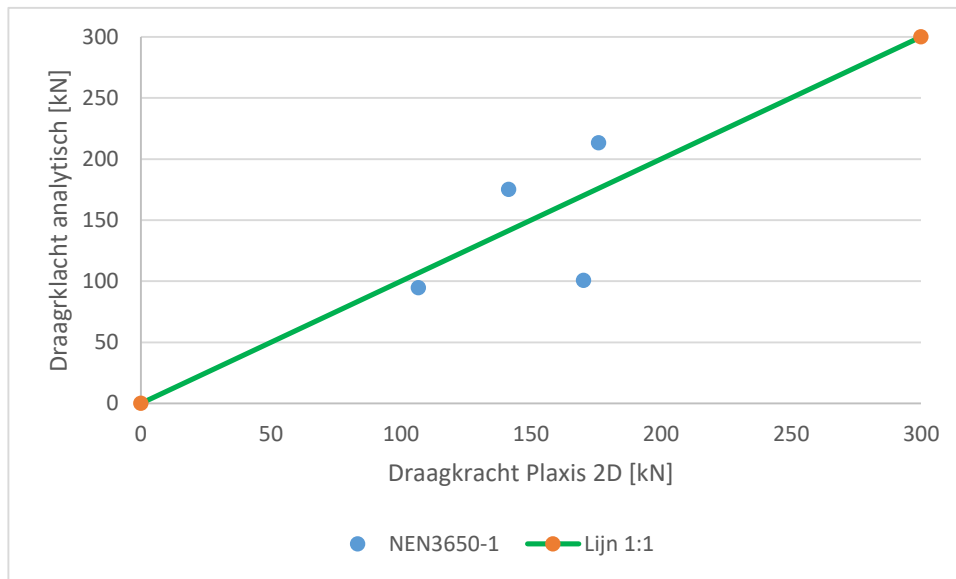
$$\begin{array}{ll} \text{Eq. NEN9997-1}^{12} & \sigma'_{max,d} = 1,00 \cdot [c'_d \cdot N_c \cdot s_c + \sigma'_{v,z;d} \cdot N_q \cdot s_q + 0,5 \cdot \gamma'_d \cdot b' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma] \\ \text{Eq. NEN3650-1} & \sigma'_{max,d} = 0,95 \cdot [c'_d \cdot N_c \cdot s_c + \sigma'_{v,z;d} \cdot N_q \cdot s_q + 0,5 \cdot \gamma'_d \cdot b' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma] \end{array}$$

$$\begin{array}{ll} \text{Eq. NEN9997-1:} & N_{\gamma'} = 2 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan(\phi'_d) \\ \text{Eq. NEN3650-1:} & N_{\gamma'} = 1,5 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan(\phi'_d) \end{array}$$

Er is gezien in welke mate de rekenresultaten van Brinch-Hansen bij een horizontaal maaiveld overeen komen met de resultaten van Plaxis 2D bij een taludhelling.

<sup>11</sup> De anekdote luidt dat de auteur dit heeft gedaan om “veiligheid” in de rekenwijze in te bouwen. Omdat men tegenwoordig veiligheid inbouwt middels veiligheidsfactoren, hoeft dit niet meer gedaan te worden binnenin een formule.

<sup>12</sup> De rekenwijze maakt gebruik van parameters zoals  $c'_d$ ,  $\gamma'_d$  en  $\phi'_d$ . Dit zijn de rekenwaarden voor deze parameters. Indien het draagvermogen wordt bepaald door verschillende grondlagen, dan dient het gewogen gemiddelde van de rekenwaarden van deze lagen aangehouden te worden. In de NEN9997-1 wordt derhalve gesproken over  $c'_{gem,d}$ ,  $\gamma'_{gem,d}$  en  $\phi'_{gem,d}$ .

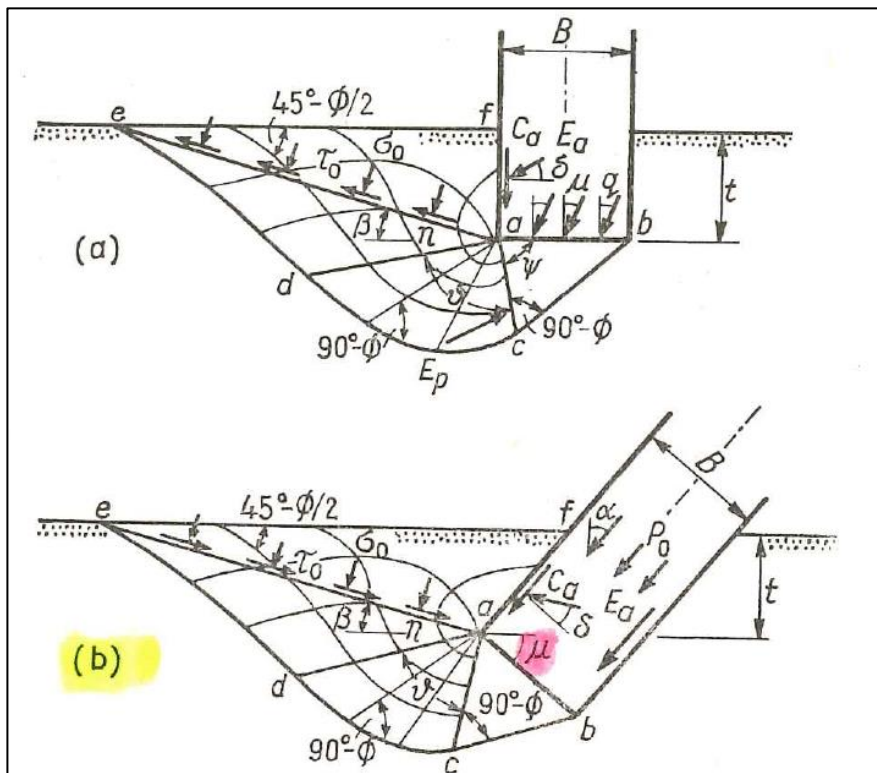


Figuur 3-7: Vergelijking van de rekenresultaten van de methode Brinch-Hansen uit NEN3650-1 met de resultaten van Plaxis 2D.

Te zien is dat de rekenresultaten van de analytische methode soms hoger liggen en soms lager liggen dan de rekenresultaten van Plaxis 2D. Gemiddeld liggen de rekenresultaten van de analytische methode een factor 0,98 hoger (dus 2% lager). In maar beperkte gevallen (hier 1) komt het rekenresultaat van beide methodes goed overeen. In de andere gevallen zijn de rekenresultaten een ruime afwijking hoger of lager. Gemiddeld is deze afwijking een factor 1,3 hoger of lager.

### 3.2.3 Meyerhof

Het draagvermogen in de ondergrond onder een funderingsstrook is in het verleden ook onderzocht door Meyerhof. Deze richtte zich op o.a. drie cases. De eerste is het draagvermogen analoog aan Brinch-Hansen. Daarbij is als verschil voornamelijk een andere  $N\gamma'$  waarde aangehouden<sup>13</sup>. De tweede casus betrof een horizontale funderingsplaat, deze wordt niet axiaal belast, maar onder een hoek. Een derde casus betreft een funderingsplaat die axiaal wordt belast, maar de plaat op zich staat onder een hoek. Dit is o.a. weergegeven in Figuur 3-8.



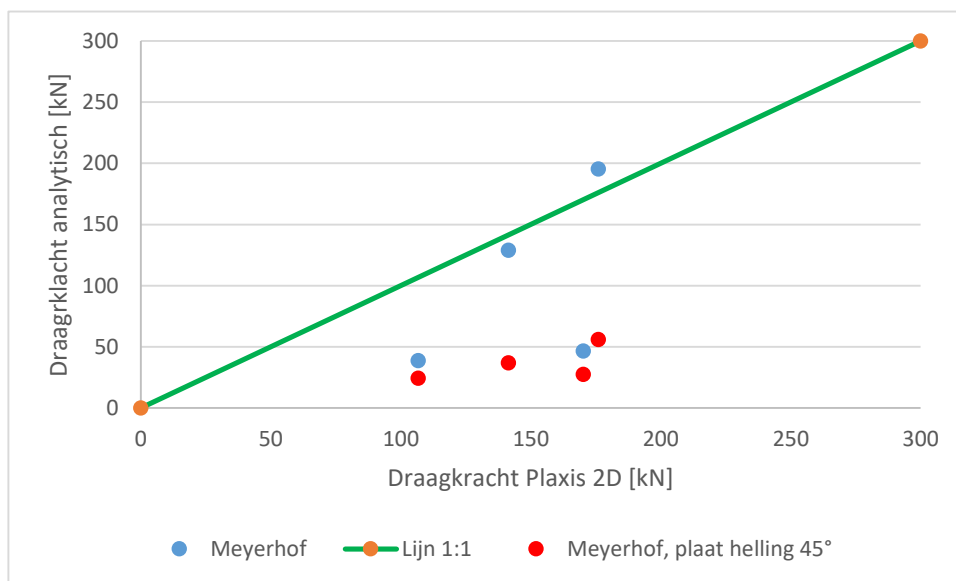
Figuur 3-8: Rekenwijze draagvermogen conform Meyerhof. In situatie (a) wordt een funderingsplaat niet haaks belast, maar onder een hoek. Bij situatie (b) wordt de funderingsplaat haaks belast, maar staat de plaat onder een hoek met het maaiveld.

Deze methode is in mindere mate geschikt voor de draagkracht bij een talud. Er zijn geen of beperkte handvatten voor het meenemen van grondwaterstanden, hoeken van inwendige wrijving lager dan  $\phi' = 30^\circ$ , dekking ander dan nihil of  $1x$  de strookbreedte. Deze methode heeft geen enkele rekenwijze waarmee een kracht die tegenovergesteld gericht is ten opzichte van een taludhelling, rekenkundig meegenomen kan worden. Het beeld is dat de eerste, tweede en derde casus bij een hellingshoek van nihil graden in theorie het zelfde zouden moeten zijn, maar rekenkundig niet dezelfde resultaten geven.

<sup>13</sup> Baars, S., van (2017) 100 Jaar Prandtl-Wig: De draagkrachtfactoren; GEOTECHNIEK - December 2017; blz. 10.

Er is gezien in welke mate de rekenresultaten van Meyerhof voor de derde casus bij een horizontaal maaiveld overeen komen met de resultaten van Plaxis 2D bij een taludhelling. De impliciete aanname hierbij is dat een horizontaal maaiveld niet de werkelijkheid simuleert, maar dat alle factoren eromheen (talud en plaatsingsrichting) elkaar nagenoeg dienen op te heffen.

Aanvullend is beschouwd wat de draagkracht is volgens Meyerhof wanneer de helling van de funderingsplaat niet horizontaal is, maar onder een hoek staat van 45°. Impliciete aanname daarbij is dat nu een deel van de werkelijkheid beter wordt gemodelleerd. De vraag is of dit leidt tot een beter rekenresultaat.



Figuur 3-9: Vergelijking van de rekenresultaten van de methode Meyerhof met de resultaten van Plaxis 2D.

Te zien is dat de rekenresultaten van de analytische methode soms hoger liggen, maar vooral lager liggen dan de rekenresultaten van Plaxis 2D. Gemiddeld liggen de rekenresultaten van de analytische methode een factor 0,66 hoger (dus 34% lager). In de twee gevallen voor een zandondergrond (hier 1) komt het rekenresultaat van beide methodes goed overeen. In de andere gevallen zijn de rekenresultaten een ruime afwijking lager. Het beeld is dat dit komt doordat de methode niet passend kan omgaan met hoeken van inwendige wrijving lager dan  $\phi' = 30^\circ$ . Gemiddeld is deze afwijking een factor 2,1 hoger of lager.

Ook is te zien dat de rekenresultaten van de analytische methode inclusief een plaat helling van 45° structureel te laag liggen ten opzichte van de rekenresultaten van Plaxis 2D. Het beeld is dan ook dat het meenemen van de plaat helling, maar niet de tegenovergestelde taludhelling, niet leidt tot een verbetering van de rekenresultaten. Gemiddeld liggen de rekenresultaten van de analytische methode een factor 0,24 hoger (dus 76% lager). Gemiddeld is de afwijking een factor 4,3 lager.

### 3.2.4 D-geostability

Het draagvermogen in de ondergrond bij een talud wordt veelvuldig onderzocht met het software pakket D-geostability. Daarbij ligt de hoofdfocus op de taludstabiliteit. Een van de zaken die daaruit blijkt is dat de taludstabiliteit afneemt wanneer een talud steiler wordt.

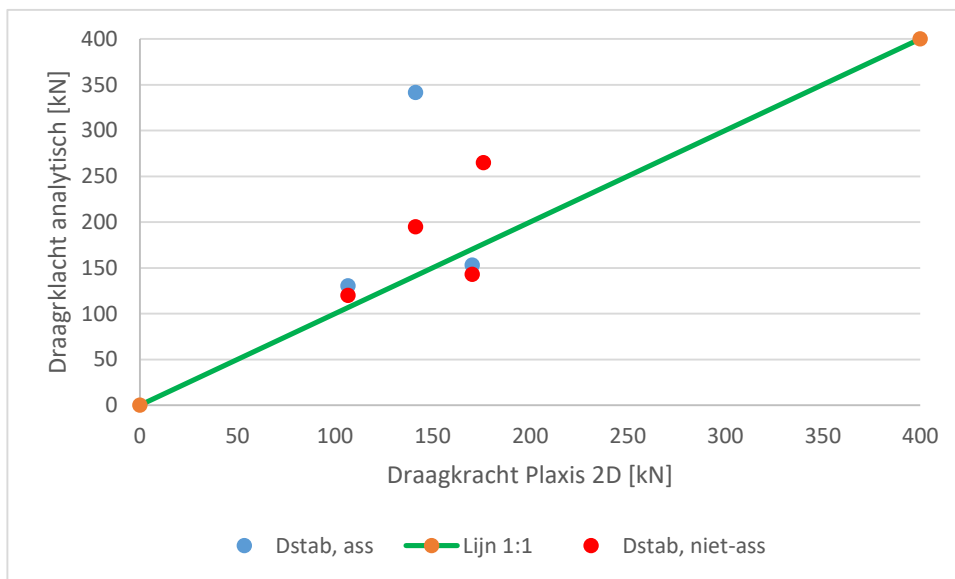
Het software pakket D-geostability wordt in de regel weinig gebruikt om de stabiliteit van funderingselementen te bepalen. Dit kan wel, door de belasting van een funderingselement in te voeren. Bijvoorbeeld als een "line load". Dit rapport definieert de maximale draagkracht als volgt:

- Die belasting op het talud waarbij de taludstabiliteit een veiligheidsfactor heeft van  $SF = 1,0$ .
- Bij een afwijkende stabiliteit wordt de belasting stapsgewijs verhoogd (niet de sterkte van de grond verlaagd).
- Het kan zijn dat de taludstabiliteit door andere factoren wordt beïnvloed dan door de kopplaat, bijvoorbeeld door diepe slappe lagen. In dat geval wordt voor het onderwerp "draagkracht van de kopplaat" gekeken naar de bezwijkcirkels die specifiek ontstaan door de kopplaat.

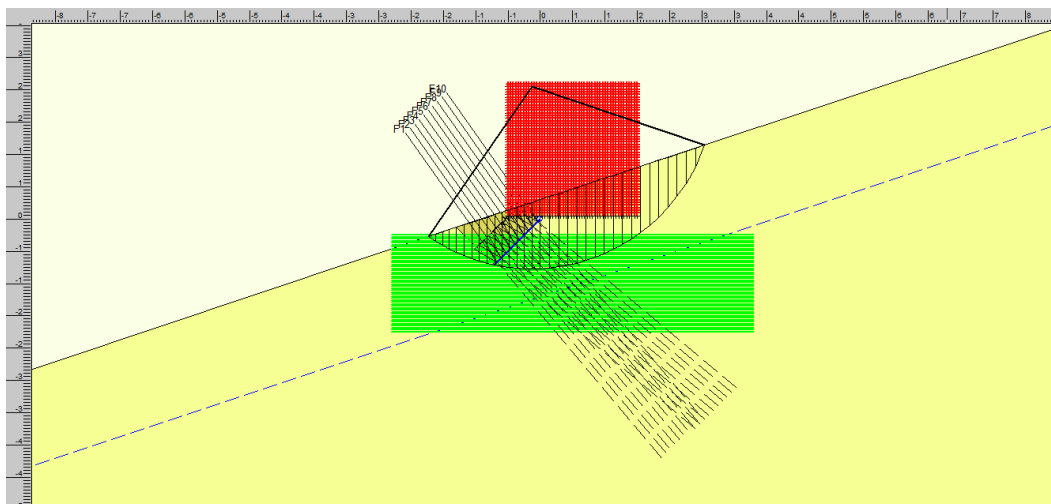
Deze methode is tamelijk goed geschikt voor de stabiliteit van een talud en redelijk voor de krachtwerving onder een hoek. Er zijn veel handvatten voor het meenemen van grondwaterstanden. Er zijn enkele knelpunten met de software. In de eerste plaats zijn bezwijkvlakken het talud omhoog nagenoeg onmogelijk, bijna alle berekende glijvlakken gaan naar beneden. Dit in tegenstelling tot de berekende richting in Plaxis 2D. Hierdoor zijn glijvlak methodes zoals Spencer en UpliftVan, die zich vooral richten op glijvlakken bij taluds naar beneden, ook nagenoeg niet toepasbaar. Daardoor kunnen alleen glijvlakken bepaald worden middels methode Bishop. Deze is in diverse gevallen "voldoende nauwkeurig", maar vanwege de vaste glijvlak-vorm, niet altijd. Het beeld is dat het schematiseren van de kopplaat als "line load" wordt verbeterd wanneer de totaalcracht gelijkmatig wordt verdeeld over meerdere kleinere krachten die met gelijke tussen afstanden op de kopplaat werken. Nadeel is ook dat het schematiseren van een glijvlak rondom de kopplaat een zeer klein glijvlak is ( $R = 1 \text{ á } 3 \text{ m}$ ), waardoor met een hoge precisie gewerkt moet worden wat mogelijk invloed heeft op de rekensnelheid. De berekeningen moeten iteratief wordt uitgevoerd, waardoor de rekenwijze meer tijdsintensiever is dan een analytische rekenwijze.

Er is bezien in welke mate de rekenresultaten van D-geostability overeen komen met de resultaten van Plaxis 2D. Beide zijn uitgevoerd bij een taludhelling van 1:3 en een kopplaat met een helling van  $45^\circ$ . Het glijvlak kan gestuurd worden, namelijk zowel het talud op als het talud af. Tevens kan associatief en niet-associatief gerekend worden. Voor al deze 2x2 cases zijn de resultaten bezien.

In Figuur 3-10 is een vergelijking weergegeven tussen de rekenresultaten van D-Geostability en Plaxis 2D voor bezwijkcirkels het talud op. In Figuur 3-11 is ter illustratie een bezwijkcirkel weergegeven.



Figuur 3-10: Vergelijking van de rekenresultaten van D-geostability met de resultaten van Plaxis 2D. Hierbij is in D-geostability de bezwijkcirkel het talud op geforceerd.

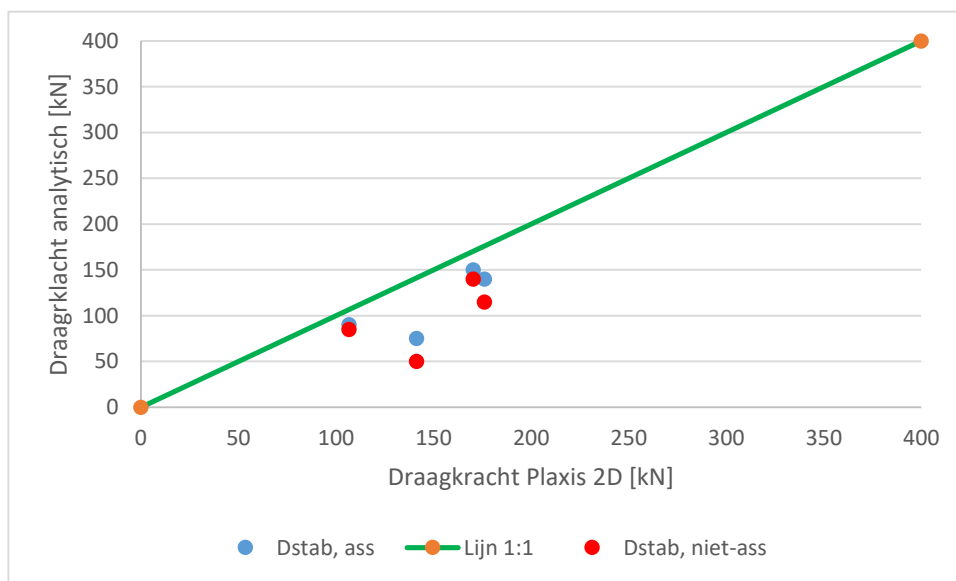


Figuur 3-11: Berekend glijvlak in D-geostability. Situatie SF = 1,0 voor een 1:3 talud met een grondwaterstand van 1,5 m-mv. Bodemopbouw met los zand en associatieve parameters. Uit de berekening volgt dat hierbij de maximale draagkracht 420 kN is in D-geostability. In Plaxis 2D was deze 170 kN bij eenzelfde bodemopbouw en configuratie.

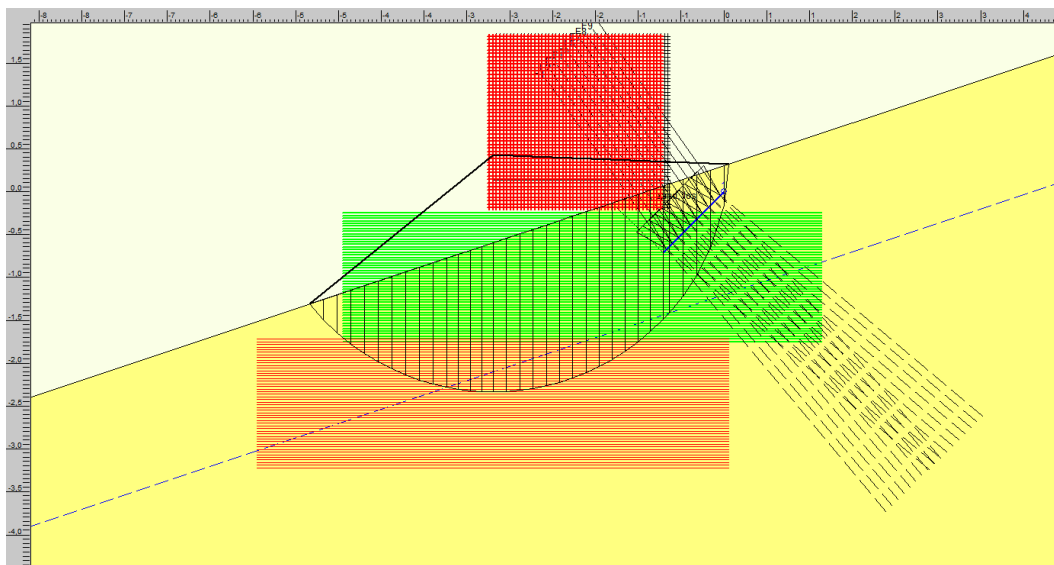
Te zien is dat de rekenresultaten van D-Geostability in de regel hoger liggen dan de rekenresultaten van Plaxis 2D. Gemiddeld liggen de rekenresultaten van D-geostability een factor 1,73 hoger (dus 73% hoger). Voor niet-associatieve parameters liggen de rekenresultaten van D-geostability een factor 1,21 hoger (dus 21% hoger). Gemiddeld is deze afwijking een factor 1,78 hoger of lager. Bij niet-associatieve parameters is deze afwijking een factor 1,30 hoger of lager.

In Figuur 3-12 is een vergelijking weergegeven tussen de rekenresultaten van D-Geostability en Plaxis 2D voor bezwijkcirkels het talud af. In Figuur 3-13 is ter illustratie een bezwijkcirkel weergegeven.

Wanneer de bezwijkcirkels het talud af worden geforceerd, dan komen er structureel andere resultaten uit de berekeningen. Te zien is dat de rekenresultaten van D-Geostability nu in de regel lager liggen dan de rekenresultaten van Plaxis 2D. Gemiddeld liggen de rekenresultaten van D-geostability een factor 0,76 hoger (dus 24% lager). Voor niet-associatieve parameters liggen de rekenresultaten van D-geostability een factor 0,65 hoger (dus 35% lager). Gemiddeld is deze afwijking een factor 1,37 hoger of lager. Bij niet-associatieve parameters is deze afwijking een factor 1,71 hoger of lager.



Figuur 3-12: Vergelijking van de rekenresultaten van D-geostability met de resultaten van Plaxis 2D. Hierbij is in D-geostability de bezwijkcirkel het talud af geforceerd.



Figuur 3-13: Berekend glijvlak in D-geostability. Situatie  $SF = 1,0$  voor een 1:3 talud met een grondwaterstand van 1,5 m-mv. Bodemopbouw met los zand en associatieve parameters. Uit de berekening volgt dat hierbij de maximale draagkracht 140 kN is in D-geostability. In Plaxis 2D was deze 170 kN bij eenzelfde bodemopbouw en configuratie.

### 3.3 Benadering met internationale methode

Er is tevens beschouwd op welke draagkracht voor de grond onder de kopplaat uit komt met de methode uit de internationale literatuur.

Bij het toepassen zijn de volgende knelpunten aangetroffen:

1. De positieve invloed van de dekking van de kopplaat wordt niet meegenomen.
2. De positieve invloed van de cohesie wordt niet meegenomen.

Gezien punt 1 is een analyse gedaan wat de invloed is van de dekking. De invloed van de gronddekking is verkend met methode Brinch-Hansen. Daarbij is een berekening gedaan met 0,3 m gronddekking en met 0,0 m gronddekking. In het laatste geval halveert de draagvermogen ten opzichte van het eerste geval. De methode vanuit "Guide to Soil Nail Design and Construction" geeft globaal ook maar de helft qua draagkracht. Dit lijkt dan ook overeen te komen. Echter is de invloed van de dekking met een factor 2 op de draagkracht te groot om een methode te gebruiken die deze negeert.

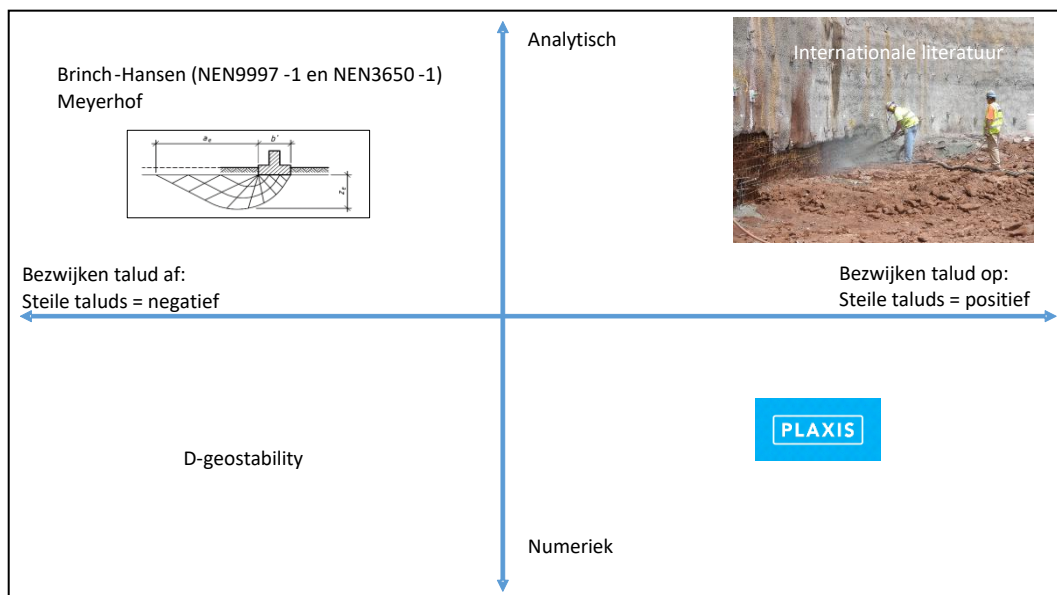
Gezien punt 2 worden de rekenresultaten van klei worden als niet betrouwbaar gezien met deze methode.

Gezien de aandachtspunten rondom punt 1 en 2 is de methode uit "Guide to Soil Nail Design and Construction" niet bij de JLD-Dijkstabilisator toegepast.



### 3.4 Deelconclusie

Er zijn meerdere manieren om de draagkracht onder de kopplaat te beschouwen. Deze zijn in de eerste plaats op te delen in analytische methoden en numerieke methoden. Daarnaast zijn deze in te delen in methoden waarbij bezwijkvlakken met het talud mee gaan, of juist het talud op. Deze indeling leidt tot vier kwadranten, deze zijn weergegeven in Figuur 3-14.



Figuur 3-14: Vier kwadranten met methodes voor het beschouwen van de draagkracht onder de kopplaat

Op basis van deze vier kwadranten worden overeenkomsten verwacht van de modelresultaten binnen een kwadrant, dus tussen Brinch-Hansen of Meyerhof. Er worden noemenswaardige verschillen verwacht tussen de resultaten van verschillende kwadranten, zoals tussen Brinch-Hansen en internationale ontwerpmethodes voor de facing. Dit leidt ook tot fundamentele punten als de vraag: is een steil talud positief of negatief? Deze vraag wordt per kwadrant structureel verschillend beantwoord.

De resultaten van de rekenkundige analyse maken een impliciete aanname. Namelijk dat een methode inclusief fundamentele onderliggende aannames een betere of een slechtere weergave geeft van de sterkte van de kopplaat. Er zijn dus analyses gedaan op het "totaalpakket" van een methode.

Plaxis 2D is als referentiepunt genomen. Dit omdat de software zelf bepaald op basis van de configuratie (talud/richting van de kracht op de kopplaat) waar het bezwijkvlak zal ontstaan. Daarmee is Plaxis een "neutraal" referentie punt om de draagkracht te beoordelen. Uit de berekeningen blijkt dat deze structureel alleen glijvlakken geeft die bij het talud opgaan, waardoor deze afwijkt van bijvoorbeeld D-geostability.

De voorgaande paragrafen geven een vergelijking tussen de draagkracht van de kopplaat zoals berekend met Plaxis 2D en andere methoden. De resultaten daarvan zijn samengevat in Tabel 3-1.

Tabel 3-1: Samenvattingstabel vergelijking draagkracht kopplaat bepaald met meerdere methoden

Methode	Gemiddeld verschil	Gemiddelde afwijking	Oordeel
Plaxis 2D	referentie	referentie	referentie
Brinch-Hansen (NEN9997-1)	1,16	1,4	Grove eerste benadering
Brinch-Hansen (NEN3650-1)	0,98	1,3	Grove eerste benadering
Meyerhof	0,66	2,1	Onnodig conservatief
Meyerhof (helling 45°)	0,24	4,4	Onnodig conservatief
D-geostability (ass, talud op)	1,73	1,78	Onbetrouwbaar
D-geostability (ass, talud af)	0,76	1,30	Onnodig conservatief
D-geostability (niet-ass, talud op)	1,21	1,37	Grove eerste benadering
D-geostability (niet-ass, talud af)	0,65	1,71	Onnodig conservatief

Uit de vergelijking van de rekenwijzes blijkt dat alle methodes bepaalde beperkingen hebben. Er is beschouwd of de rekenresultaten desondanks overeenkomen met de resultaten van Plaxis 2D.

Uit de vergelijking blijkt dat sommige methodes structurele overschatting geven van de sterkte (D-geostability talud op). Een aantal methodes geven een structurele onderschatting van de sterkte (Meyerhof, Meyerhof onder een hoek, D-geostability talud af).

De methodes die niet een structurele onder of overschatting geven zijn beoordeeld op hoe groot deze afwijking is. Daaruit blijkt dat de gemiddelde afwijking ligt op een factor 1,3 á 1,4. Dit geldt voor de methode Brinch-Hansen uit zowel NEN9997-1 als NEN3650-1. Daarnaast lijkt D-geostability met niet-associatieve parameters en een bezwijkcirkel het talud op een redelijke benadering te zijn.

De gemiddelde afwijking van een factor 1,3 á 1,4 in de beste set methodes is echter fors. Daarom is de conclusie dat de analytische methodes van Brinch-Hansen passend zijn voor een “grove eerste benadering”. En dat in een detailuitwerking, bijvoorbeeld het DO, een verificatie met Plaxis 2D vereist is.

### 3.5 Ongedraineerde analyse

Naast bovenstaande analyses, die gedraineerd zijn, kan de grond ook ongedraineerd reageren. Dit betreft de periode vlak na het aanbrengen van de JLD-Dijkstabilisator. In deze situatie ontstaat een mogelijk nieuwe en extremere belasting situatie dan de grond daarvoor heeft gekend. Dit kan leiden tot ongedraineerd gedrag in de uitvoeringsfase.

Voor de uitvoeringsfase gelden de volgende algemene kaders:

- Droge lagen kunnen niet ongedraineerd bezwijken:  
Formeel geldt ongedraineerd gedrag als gedrag in kleilagen waarbij hoge waterspanningen leiden tot een ander sterkte gedrag. Dit vereist dat waterspanningen kunnen ontstaan en kunnen verhogen. Droge lagen die boven de grondwaterstand liggen, die dus onverzadigd zijn, zijn niet vatbaar voor dit fenomeen. Het is waarschijnlijk dat tijdens de uitvoering sprake is van lage grondwaterstanden. De invloed diepte van de kopplaat is tot ca. 1,5 m onder de plaat. Voor de Watergraafsmeer zijn in de zomer boringen uitgevoerd. Daarin is tot 3 m-mv geen grondwater aangetroffen. Daardoor kan, zeker in droge periodes, het risico op ongedraineerd gedrag soms op voorhand worden uitgesloten.
- Tijdens de uitvoeringsfase kan de uitvoeringswijze worden bijgesteld.  
Indien de draagkracht van een kopplaat tijdens de uitvoering niet blijkt te voldoen, kan de bovengrens van de voorspanning worden verlaagd (observational method). Dit heeft dan uiteraard wel invloed op de beheerinspanning.
- Ongedraineerd bezwijken treedt snel op.  
In de regel treedt bezwijken op binnen 1 uur. Dus als men denkt dat de JLD-Dijkstabilisator mogelijk de oorzaak is van ongedraineerd bezwijken, dan is duiding over dit risico te geven binnen 1 uur na opspannen.

In bijlage 1 is een voorbeeld opgenomen van een ongedraineerde analyse. Daarbij is het uitgangspunt een ongedraineerde analyse conform Brinch-Hansen. De input voor deze analyse is gebaseerd op lokaal grondonderzoek, namelijk handsonderingen ter plaatse van de kopplaat. Uitkomst van de analyse is een robuuste herleidbare toetsmethodiek die aantoont dat de risico's van ongedraineerd falen voor het traject van de Watergraafsmeer nihil zijn.

## 4 Stabiliteit in dwarsrichting van de dijk

### 4.1 Algemeen

De draagkracht van een strokenfundering is anders dan die van een enkele poer. De JLD-Dijkstabilisator en de kopplaat daarvan vormt een tussenvorm van een strokenfundering en een poer. Een enkele JLD-Dijkstabilisator komt sterkt overeen met een enkele poer. Een lange rij van kopplaten die (bijna) aaneengesloten liggen, komt overeen met een lange strookfundering. Zodra er sprake is van kopplaten die elkaar niet overlappen maar een zekere onderlinge afstand kennen, dan is er vermoedelijk sprake van een tussenvorm van een strook en een poer.

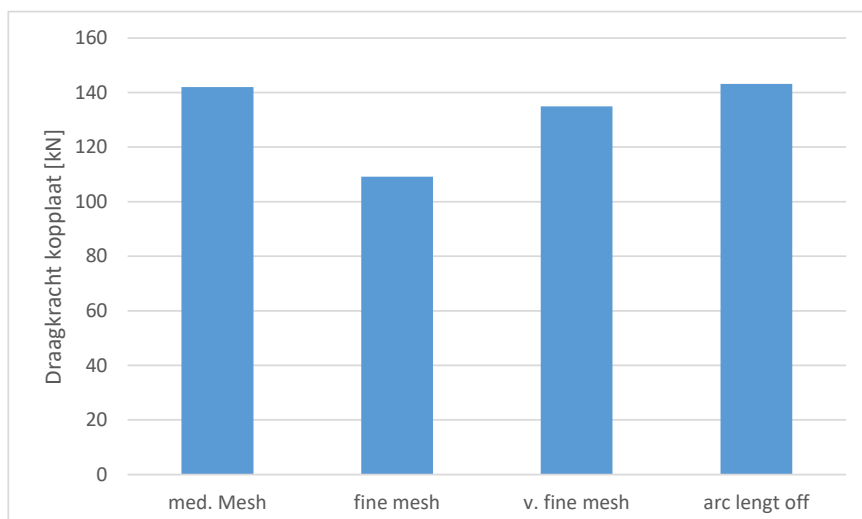
Dit hoofdstuk start dan ook met een literatuuranalyse van de verschillen tussen stroken en poeren. Daarna wordt overgestapt naar Plaxis 3D voor berekeningen.

In paragraaf 2.3.3 is gesteld dat een H.O.H. afstand van 2,5 m wordt verwacht als omslagpunt tussen de werking als een strook of een enkel element.

### 4.2 Berekeningen

De basis premisse is dat Plaxis 2D een nauwkeurige weergave geeft van de situatie met een strookfundering. Plaxis 3D geeft een mogelijke weergave van de 3D situatie. Bij Plaxis 3D spelen relatief veel numerieke aspecten die invloed hebben op de rekenresultaten, zoals de grootte van het model en de fijnheid van het rekengrid.

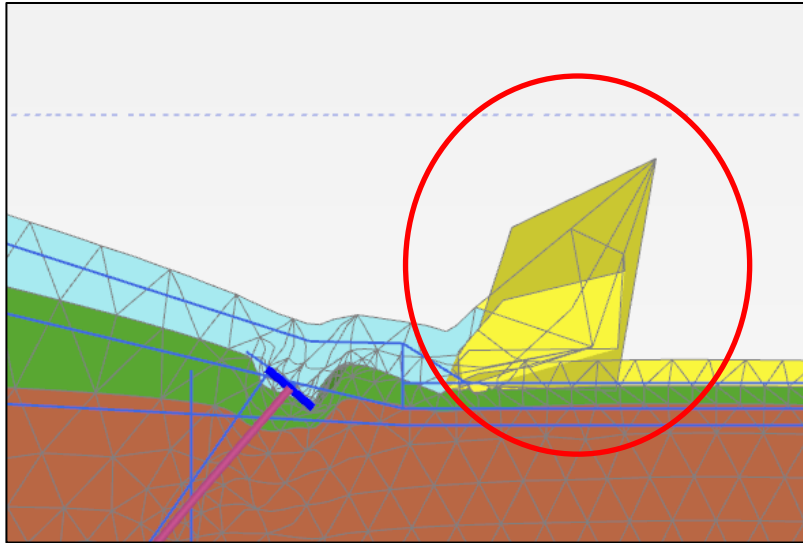
In Figuur 4-1 zijn vier Plaxis 2D berekeningen weergegeven. Alle berekeningen betreffen de draagkracht van de grond onder de kopplaat bij eenzelfde geotechnische situatie. Dit is een bodemopbouw met alleen los zand, grondwaterstand 0,3 m-mv, talud 1:3, kopplaat onder 45°.



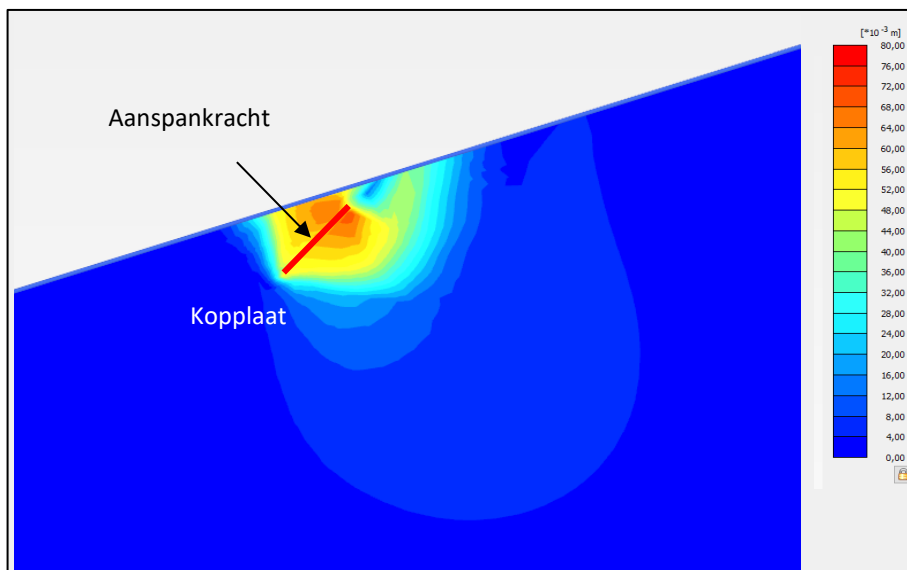
Figuur 4-1: Resultaten draagkracht onder de kopplaat Plaxis 2D, bij verschillende numerieke instellingen.

De draagkracht onder de kopplaat in Plaxis 2D heeft een draagkracht van ca. 140 kN (mediaanwaarde: 138 kN). Deze varieert echter afhankelijk van de rekenkundige instellingen. Het beeld is dat vooral de vorm van het glijvlak van belang is. Wanneer deze vorm plausibel is, dan worden in de regel plausibele waarden gevonden.

Wanneer de vorm van het bezwijkvlak afwijkend is, bijvoorbeeld geen cirkel, of zeer lokaal, dan wordt ook een sterk afwijkende draagkracht gevonden, zie Figuur 4-2. Deze situaties dienen niet beschouwd te worden. Daardoor zijn rekeninstellingen een belangrijke parameter, maar bestaat het beoordelingscriterium vooral uit pragmatisch verifiëren.

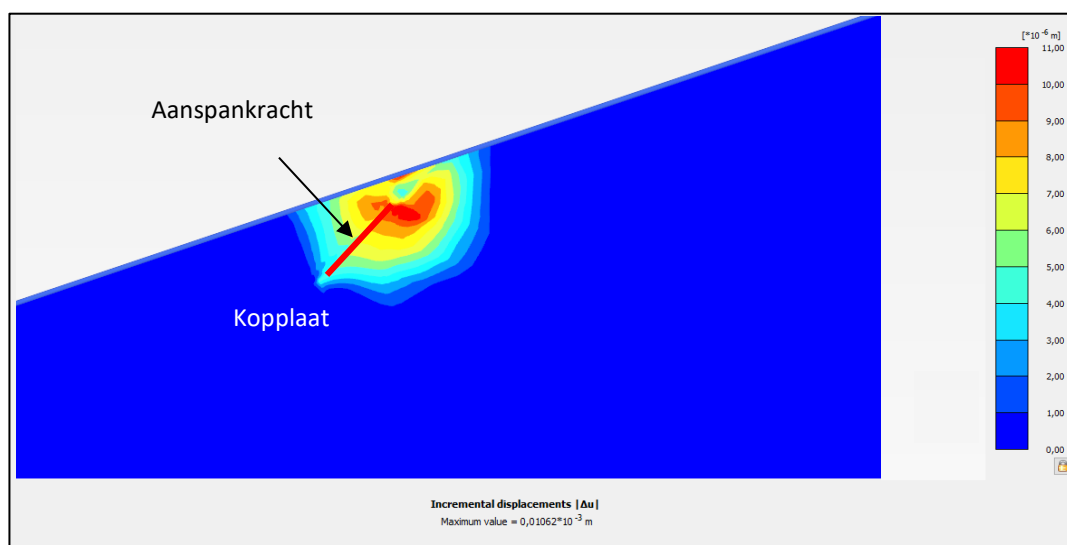


*Figuur 4-2: Afwijkende (niet realistische) glijcirkels berekend door plaxis 2D*

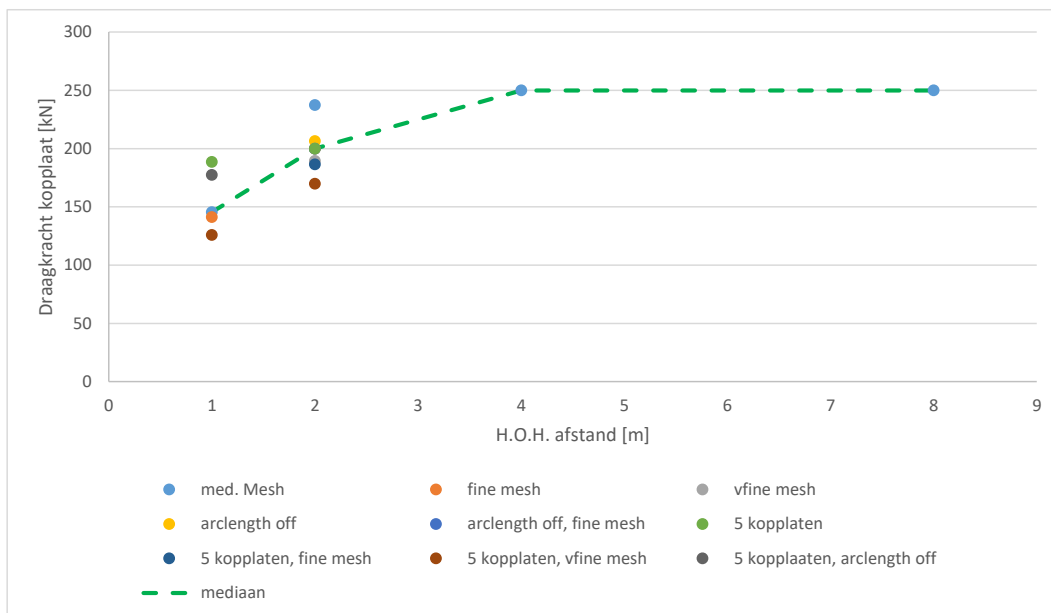


Figuur 4-3: Bezwijkvlak onder de kopplaat (1x1m) bij een 1:3 talud en een H.O.H.-afstand van 1 m (in Plaxis 3D)

In Figuur 4-5 zijn de rekenresultaten van Plaxis 3D weergegeven. Daarbij is gevarieerd met de modelinstellingen zoals arclength en mesh. Daarnaast is ook gevarieerd met de H.O.H.-afstand door onder andere meerdere kopplaten in een 3D berekeningen te schematiseren.



Figuur 4-4: Bezwijkvlak onder de kopplaat (1x1m) bij een 1:3 talud en een H.O.H.-afstand van 4 m (in Plaxis 3D).

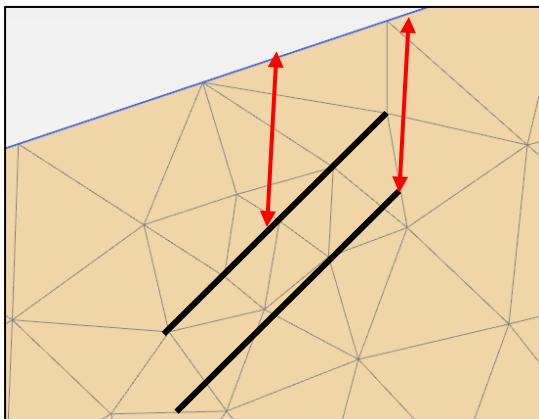


Figuur 4-5: Berekende draagkracht met Plaxis 3D

Te zien is dat bij een H.O.H.-afstand van 1 m, een doorgaande strook aan kopplaten uit Plaxis 3D een bandbreedte aan rekenresultaten volgt. Deze heeft een mediaanwaarde van 146 kN (bandbreedte 125 tot 188 kN). Deze waarde komt (tamelijk) goed overeen met de draagkracht in Plaxis 2D (afwijking is 8 kN = 5%). Echter is de bandbreedte van de resultaten tamelijk fors. Het verschil tussen de één na hoogste en het één na laagste rekenresultaat is ca. 20% (36 kN).

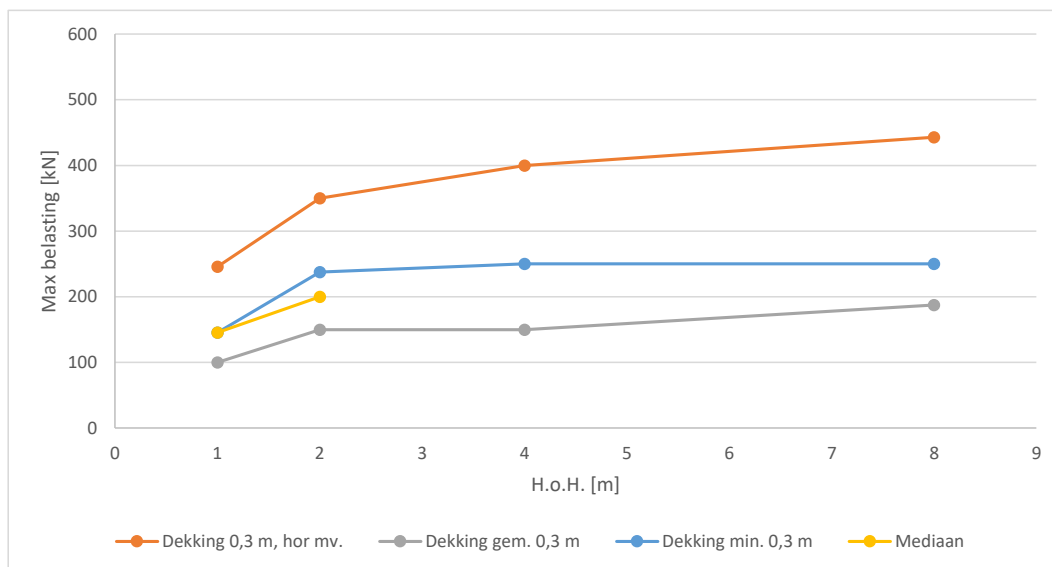
Wanneer de H.O.H.-afstand toeneemt naar 2 m, dan neemt de draagkracht per kopplaat toe. Deze stijgt naar een mediaanwaarde van 200 kN (bandbreedte 170 tot 238 kN). Dit is een toename van de draagkracht met ruim een derde (+37%).

Wanneer de H.O.H.-afstand verder toeneemt, lijkt de draagkracht van de kopplaat verder toe te nemen, maar deze toename vlak af. Om dit beter in beeld te krijgen zijn meerdere berekeningen gedaan. Daarbij is bezien of de conclusie ook valide is bij andere uitgangspunten. Er is een berekening gedaan bij een dekking van minimaal 0,3 m, bij een dekking van gemiddeld 0,3 m, en bij een dekking van 0,3 m, zie Figuur 4-6, en bij een horizontaal maaiveld (en verticale kracht). De extra grond bij minimale dekking van 0,3 m, geeft door de zwaartekracht een positieve kracht naar beneden waardoor het de grondmoot moeilijker kan gaan verschuiven.



Figuur 4-6: Verschil gemiddelde en minimale dekking kopplaten

Deze resultaten zijn weergegeven in Figuur 4-7. Te zien is dat bij een toenemende H.O.H. afstand de maximale draagkracht van de kopplaat toeneemt. Deze vlt af. Dit is het geval voor alle drie de situaties.



Figuur 4-7: Draagkracht van de grond onder de kopplaat bij verschillende H.O.H.-afstanden. Tevens is de mediaanwaarde gepresenteerd vanuit Figuur 4-5.

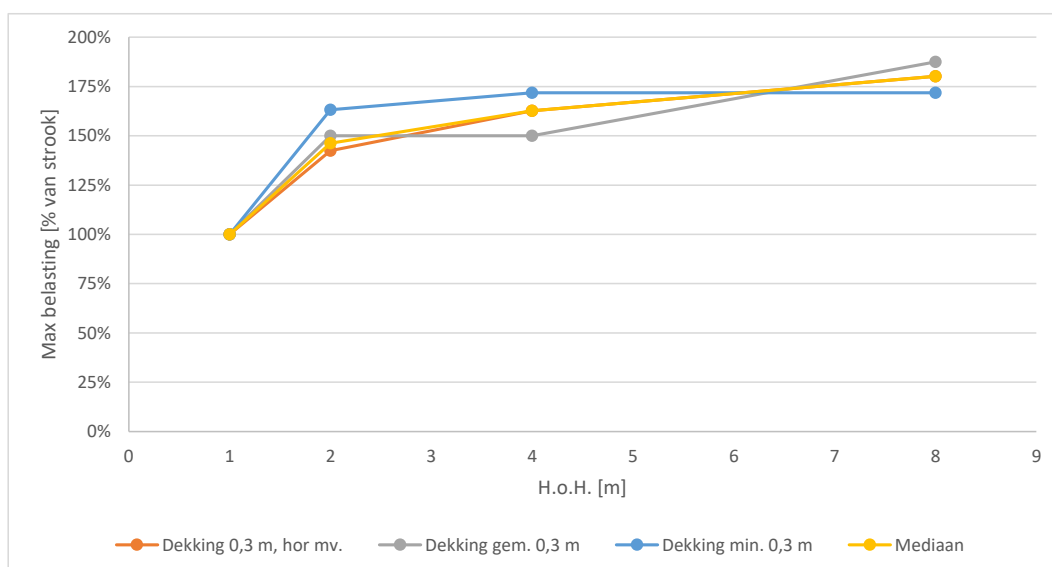
Te zien is dat bij toenemende H.O.H. afstand de draagkracht toeneemt. Het blijkt dat de drie doorgerekende situaties nagenoeg identieke procentuele curves geven. De stap van H.O.H. 1 m naar 2 m leidt tot een draagkracht toename (per kopplaat) van ruim een derde (bandbreedte 37% tot 63%). De stap van H.O.H. 1 naar 4 m leidt tot een draagkracht toename van ruim de helft (bandbreedte 50% tot 72%). De stap van H.O.H. 1 naar 8 m leidt tot een draagkracht toename van ruim twee derde (bandbreedte 72% tot 88%).



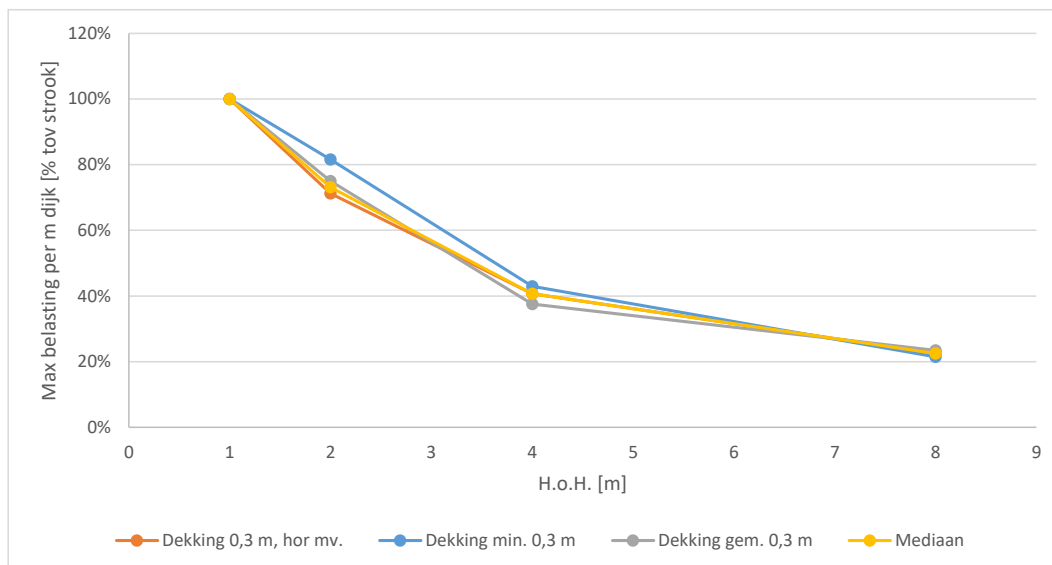
De invloed van de H.O.H. afstand op het draagvermogen is uitgedrukt als een percentage. In Figuur 4-8 is dit gedaan als draagkracht per kopplaat. In Figuur 4-9 is hetzelfde gedaan, maar zijn de resultaten gedeeld door de H.O.H.-afstand. Daardoor wordt niet de kracht per plaat berekend, maar de kracht per strekkende meter dijk.

Ook is te zien dat bij toenemende H.O.H.-afstanden de kracht per kopplaat steeds verder toeneemt. Echter doordat de afstanden tussen de kopplaten daarmee toeneemt, neemt het aantal kopplaten per strekkende meter dijk af. Dit betekent dat netto een grotere H.O.H afstand, ondanks de toenemende kracht per individuele kopplaat, resulteert in een lagere kracht per groep kopplaten.

Eerder is gesteld dat tot een H.O.H. afstand van 2,5 m de kopplaat zich gedraagt als een strook en daarna als een los element. Uit de rekenresultaten blijkt tot H.O.H. 2 m er veel sterkte toename is om de tussenruimte tussen de kopplaten te compenseren. Dat daarna de curves sterk afvlakken lijkt in lijn met de waarde van H.O.H. = 2,5 m als kritische grens.



Figuur 4-8: Draagkracht van de grond onder de kopplaat bij verschillende H.O.H.-afstanden. Uitgedrukt als percentage van de draagkracht bij H.O.H. 1 m. Tevens is de mediaanwaarde gepresenteerd. Dit is de mediaanwaarde gebaseerd op de resultaten van Figuur 4-7.



Figuur 4-9: Maximale draagkracht per strekkende meter op de dijk, bij verschillende H.O.H.-afstanden. Uitgedrukt als percentage van de draagkracht bij H.O.H. 1 m. Tevens is de mediaanwaarde gepresenteerd. Dit is de mediaanwaarde gebaseerd op de resultaten van Figuur 4-7.

### 4.3 Deelconclusie

Er is een analyse gemaakt van de draagkracht onder de kopplaat waarbij beschouwd is hoe de elementen werken. Daarbij is speciale aandacht gegeven aan het plaatsen van deze elementen met een zekere onderlinge afstand (H.O.H.-afstand).

Bij toenemende H.O.H. afstand wordt een verandering qua draagkracht verwacht. Bij een toenemende H.O.H. afstand zal het gedrag van een kopplaat meer overeenkomen met een enkele poer dan met een strookbelasting. Vanuit de literatuur wordt geconcludeerd dat een toename qua draagkracht verwacht kan worden van maximaal +100%. De draagkracht per kopplaat neemt toe bij een toenemende hart op hart afstand.

Teneinde bovenstaande te beantwoorden zijn analyses gemaakt met Plaxis. De rekenresultaten hiervan blijken deels afhankelijk te zijn van de bodemopbouw. Maar ook zijn deze afhankelijk van rekeninstellingen. Bij een exact dezelfde bodemopbouw/configuratie, maar met andere rekeninstellingen kan het rekenresultaat sterk variëren. Bij Plaxis 3D is dit sterker dan bij Plaxis 2D. Bij Plaxis 3D kan het verschil in rekenresultaten als gevolg van de rekeninstellingen ca. 20% zijn. Het blijkt dat het werken met de mediaan over de rekenresultaten van meerdere berekeningen leidt tot een beperkt verschil tussen Plaxis 2D en 3D.

Rekenresultaten geven de volgende deelconclusies:

1. Draagkracht per strekkende meter dijk (maximale kracht die op de dijk kan worden gezet) is maximaal bij een kleine H.O.H.-afstand. Dan reageert de draagkracht onder de kopplaat als een “zuivere strookfundering”.
2. Draagkracht per kopplaat (maximale kracht die op de kopplaat kan worden gezet) is maximaal bij een grote H.O.H.-afstand. In deze situatie is de draagkracht per strekkende meter dijk echter minimaal (de kopplaten liggen ver uit elkaar en er worden dus maar weinig krachten op de dijk gezet). Dan reageert de draagkracht onder de kopplaat als een “zuivere poer-fundering”. Een belangrijk aandachtspunt is dat de berekende toename van de draagkracht tussen een strook en een poer in Plaxis fors hoger ligt dan de toeslag percentages die bij poeren worden gehanteerd conform NEN9997-1. Geadviseerd wordt om voorzichtig om te gaan met het in rekening brengen van de “winst” uit de Plaxis berekeningen.
3. Draagkracht conform NEN9997-1 is afdoende in VO-fase.  
In de DO-fase is meer detail benodigd. Op basis van punt 1 is geconcludeerd dat bij H.O.H. 1 x de kopplaatbreedte de draagkracht berekend kan worden als een strook middels Plaxis 2D. Op basis van punt 2 is geconcludeerd dat bij H.O.H. groter dan 2 x de kopplaatbreedte de draagkracht berekend kan/moet worden als een poer en daarmee de vormfactoren nog afdoende conservatief zijn (Plaxis 3D).  
Gezien de onzekerheden in de analytische methode uit NEN9997-1 zoals benoemd in hoofdstuk 3, is in de DO-fase een EEM-analyse vereist.
4. Bij H.O.H. afstanden groter dan 2 m ontstaan verschillen tussen de rekenresultaten van Plaxis en NEN9997-1. De rekenresultaten komen dan meer in lijn met de theorie van leg-ankers conform CUR166. Dit beeld sluit aan bij wat vanuit spanningsspreiding wordt verwacht. De verschillen zijn dermate noemenswaardig dat als men gebruik wil maken van deze (postieve) verschillen er locatie specifiek gedetailleerd modelonderzoek vereist is. Aandacht dient dan uit te gaan naar rekeninstellingen, maar ook aspecten die de spanningsspreiding beïnvloeden (dwarscontractie en stijfheidsverschillen).

## 5 Stabiliteit in lengterichting van de dijk

Wanneer de benodigde stabiliteitstoename klein is kan de JLD-Dijkstabilisator worden aangebracht met een grotere hart op hart afstand. Het is dan van belang om de stabiliteit van de grond tussen de kopplaten te beoordelen.

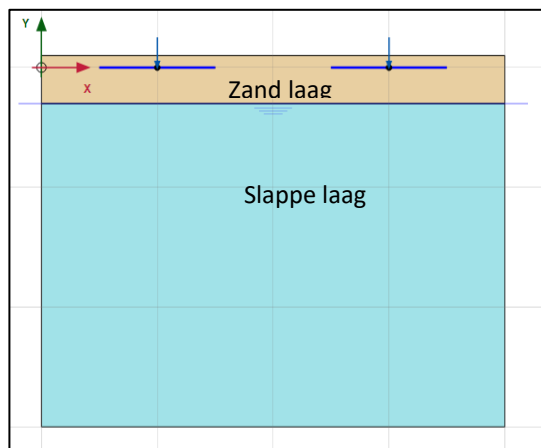
Deze paragraaf gaat in op de draagkracht in lengterichting van de dijk. Eerst is gekeken of de gedraineerd of ongedraineerd maatgevend is. Daarbij is een vergelijking gemaakt tussen draagkracht in dwars- en lengterichting van de dijk. Vervolgens is op basis van Plaxis 2D een vergelijking gemaakt tussen de bezwijksterkte in dwars- en lengterichting van de dijk.

In de NEN9997-1 is een methode opgenomen voor de ongedraineerde draagkracht. Nadeel van de NEN9997-1 is dat funderingselementen die dicht bij elkaar staan en elkaar onderling beïnvloeden, niet een duidelijke plek hebben in de methodiek. Er is onderzocht of de rekenregel uit de Eurocode ( $F_{\max} = 5x F_{\text{undr}} \times B$ ) een goede benadering is voor de ongedraineerde draagkracht onder de kopplaat.

### 5.1 Gedraineerd versus ongedraineerd bezwijken

Om de bezwijksterkte tussen 2 kopplaten in lengterichting van de dijk te beoordelen is een schematisatie in Plaxis 2D opgesteld (Zie Figuur 5-1). Hierin zien de uitgangspunten:

- De platen liggen in een toplaag van zand met een dikte 0,3 m. De platen hebben een dekking van 0,1 m, er ligt dus nog 0,2 m zand onder de kopplaat voordat de slappe laag begint.
- Onder deze toplaag is een 'slappe' laag aanwezig.
- De hart op hart afstand is 2 meter.
- De parameters voor de gedraineerde en ongedraineerde berekening zijn gebaseerd op tabel 2.b uit NEN9997-1 en weergegeven in Tabel 5-1.



Figuur 5-1: Schematisatie kopplaten lengterichting van dijk

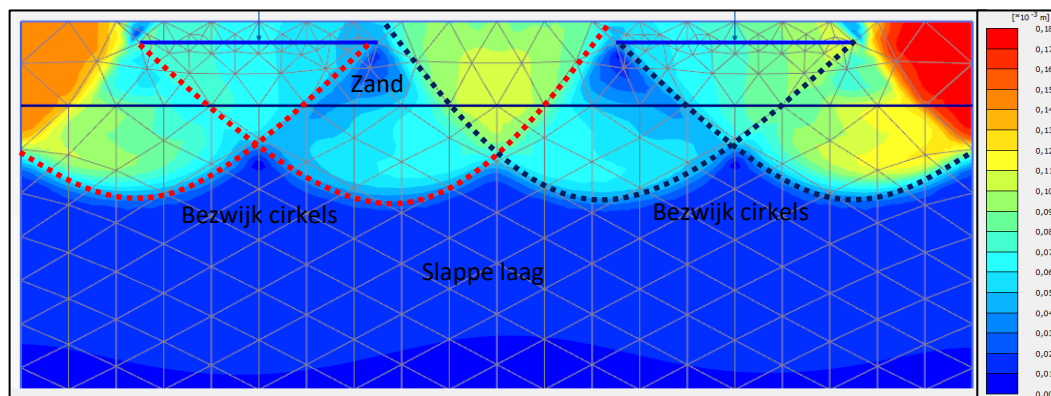
Tabel 5-1: Sterkte parameters voor gedraineerde en ongedraineerde berekening

Slappe Laag	Gedraineerd		Ongedraineerd
	c' (kPa)	$\varphi$ (°)	F <sub>undr</sub> (kPa)
Klei, zeer slap*	1	15	10
Klei, slap	0	17,5	25
Klei, matig	5	17,5	50

\*Analoog aan niet voorbelast veen.

### 5.1.1 Gedraineerde situatie

Voor de gedraineerde situatie zijn drie berekeningen gemaakt waarin gevarieerd is met sterkte eigenschappen van de grond. In Figuur 5-2 is het resultaat uit Plaxis 2D gevisualiseerd. Duidelijk is te zien dat de bezwijkcirkels door de zand- en kleilaag gaan. Daarnaast volgen de bezwijkcirkels de theorie van het bezwijken van grond onder een fundering. De resultaten van de berekeningen zijn weergegeven in Tabel 5-2.



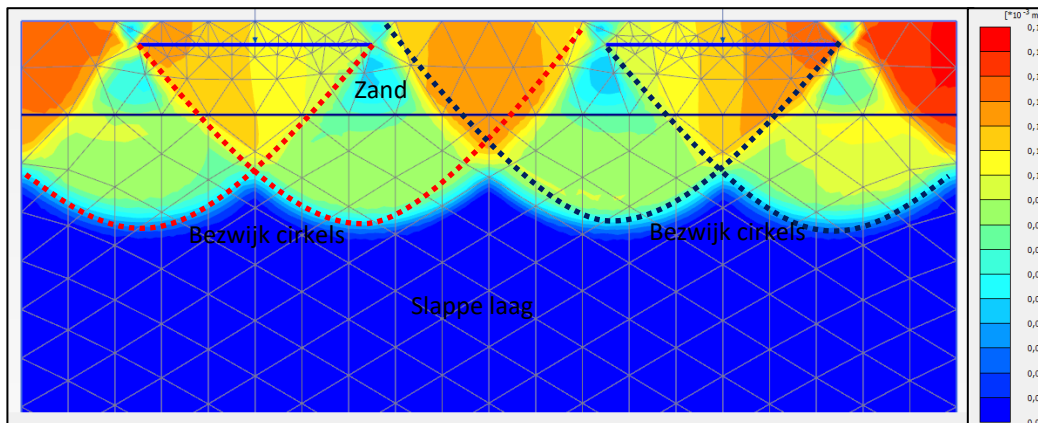
Figuur 5-2: Gedraineerd bezwijken met slappe laag met sterkte parameters:  $c' = 1$  en  $\varphi' = 15$

Tabel 5-2: Resultaat gedraineerde berekeningen

Slappe Laag	Gedraineerde sterkte		Maximale draagkracht (kN)
	c' (kPa)	$\varphi$ (°)	
Klei, zeer slap	1	15	46,5
Klei, slap	0	17,5	47,3
Klei, matig vast	5	17,5	91,2

## 5.1.2 Ongedraineerde situatie

Voor de ongedraineerde situatie zijn drie berekeningen gemaakt waarin gevarieerd is met de  $F_{undr}$ . In Figuur 5-3 is het resultaat uit Plaxis 2D gevisualiseerd. Duidelijk is te zien dat de bezwijkcirkels door de zand- en kleilaag gaan. De resultaten van de berekeningen zijn weergegeven in Tabel 5-3.

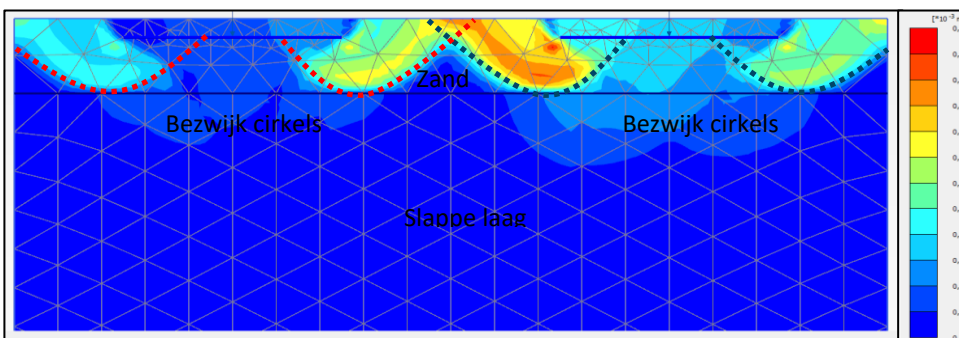


Figuur 5-3: Ongedraineerd bezwijken met slappe laag met sterkte parameter:  $F_{undr} = 10 \text{ kN/m}^2$

Tabel 5-3: Resultaat ongedraineerde berekeningen

Slappe Laag	Ongedraineerde sterkte	Maximale draagkracht (kN)
	$F_{undr}$ (kPa)	
Klei, zeer slap	10	56,0
Klei, slap	25	119,6
Klei, matig	50	192,0

Uit de berekeningen komt ook naar voren dat wanneer aan de slappe laag veel  $F_{undr}$  toegekend wordt, bijvoorbeeld  $50 \text{ kN/m}^2$ , dat de glijcirkels niet meer door de slappe laag gaan. Zie Figuur 5-4 voor visualisatie. Daarnaast is ook duidelijk te zien dat de glijcirkels weinig ruimte hebben om te ontwikkelen. In Figuur 5-3 is te zien dat de bezwijkcirkels vanaf de punten van de kopplaten ontstaan terwijl in Figuur 5-4 te zien is dat de bezwijkcirkels halverwege de kopplaten ontstaan.



Figuur 5-4: Ongedraineerd bezwijken met slappe laag met sterkte parameter:  $F_{undr} = 50 \text{ kN/m}^2$

### 5.1.3 Conclusie gedraineerd versus ongedraineerd

In onderstaande tabel is een vergelijking gemaakt tussen de gedraineerde en de ongedraineerde sterkte. Hierin is te zien dat de gedraineerde bezwijksterkte maatgevend is. Dit vormt het uitgangspunt voor de vervolganalyse van het bezwijken van de grond tussen twee kopplaten in.

Tabel 5-4 Maximale draagkracht gedraineerd vs. ongedraineerd.

Slappe Laag	Maximale draagkracht (kN) gedraineerde berekening	Maximale draagkracht (kN) ongedraineerde berekening
Klei, zeer slap	46,5	56,0
Klei, slap	47,3	119,6
Klei, matig vast	91,2	192,0

## 5.2 Vergelijking bezwijkrichtingen

### 5.2.1 Analyse Plaxis 2D

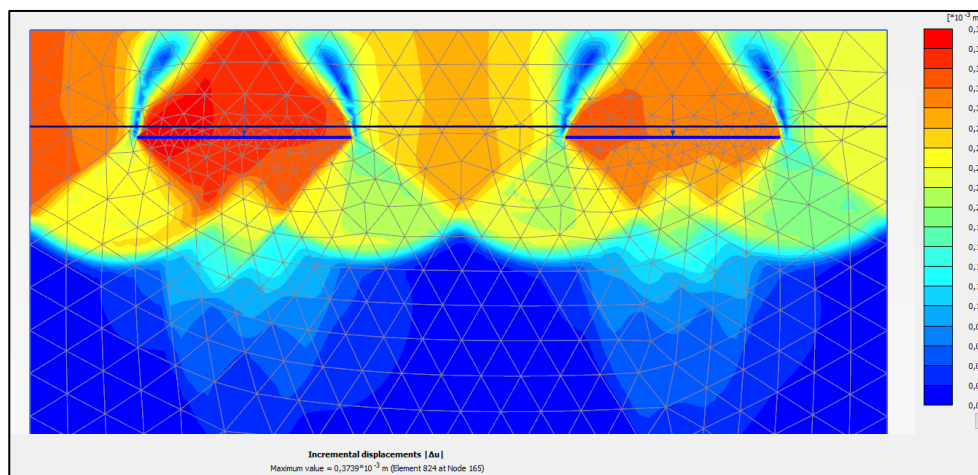
Om te kunnen bepalen welke in richting de bezwijkcirkel maatgevend is, zijn twee berekeningen uitgevoerd met gelijke omstandigheden. De eerste berekening gaat uit van een bezwijkrichting het talud op. De tweede berekening gaat uit van bezwijkcirkels tussen de kopplaten. Zie onderstaande figuren voor een visualisatie van de resultaten. Hierin zijn de volgende uitgangspunten gehanteerd:

- Zandige deklaag van 0,50 m;
- Cohesieve ondergrond.

De resultaten van beide berekeningen zijn weergegeven in onderstaande tabel.

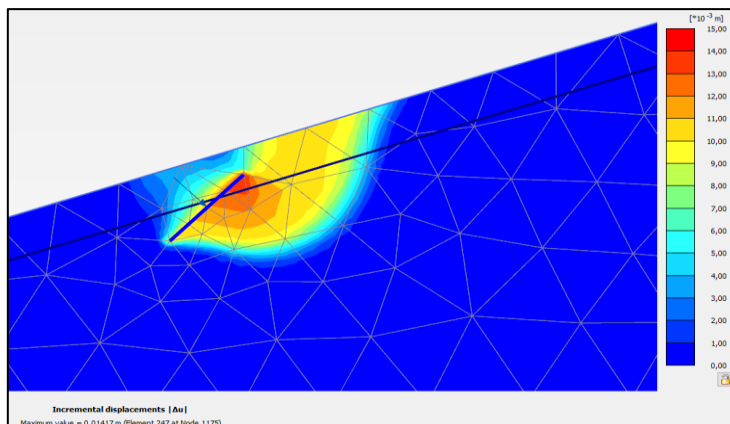
Tabel 5-5: Resultaten bezwijkcirkel richtingen

Richting	Grondopbouw	Dekking kopplaat	Maximale draagkracht (kN)
Dwarsrichting dijk	Volledig klei	Minimaal 0,30 m; maximaal 0,8 m	106,9
Lengterichting dijk	Volledig klei	0,5 m	149,6



Figuur 5-5 bezwijkcirkel lengterichting van de dijk; h.o.h. 2 m





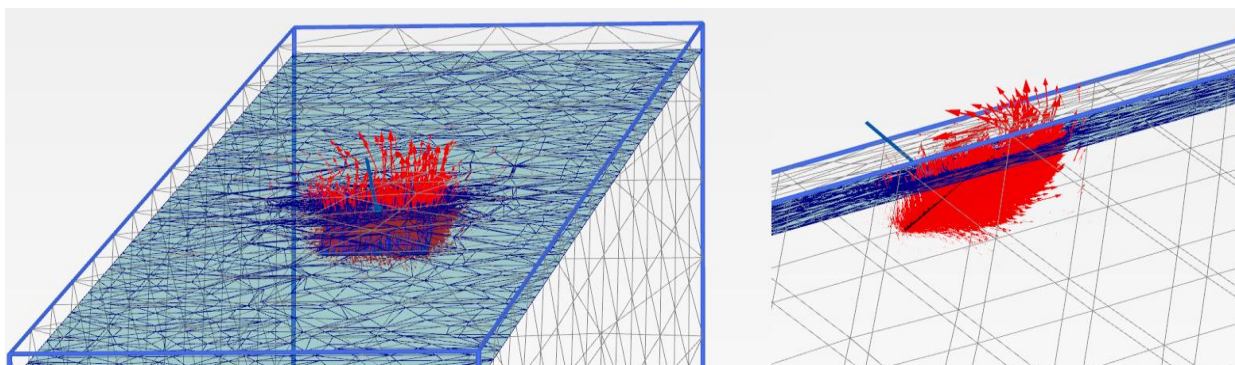
Figuur 5-6 bezwijkcirkel dwarsrichting van de dijk; h.o.h. 2 m

## 5.2.2 Analyse Plaxis 3D

In de analyse in Plaxis 2D zijn twee bezwijkrichtingen geanalyseerd, namelijk bezwijken in de dwarsrichting en bezwijken in de lengterichting van de dijk. Hieruit volgt dat de draagkracht van de kopplaat wordt bepaald door de draagkracht in de dwarsrichting van de dijk. Om dit te verifiëren zijn er 3 gevoeligheidsberekeningen in Plaxis 3D uitgevoerd. Het betreft drie berekeningen met respectievelijk een h.o.h. afstand van 2, 4 en 8 meter.

De drie gevoeligheidsberekeningen zijn opgebouwd als een slice van respectievelijk 2, 4 en 8 meter met in het midden een kopplaat van 1,0 m breed. De randen aan weerszijden zijn ingesteld als spiegeland. Daarmee wordt een h.o.h. afstand van 2, 4 en 8 m gesimuleerd.

Alle drie de gevoeligheidsberekeningen laten een soortgelijk bezwijkgedrag zien, namelijk een bezwijkvlak in dwarsrichting van de dijk. In onderstaande afbeelding zijn twee visualisaties opgenomen van de verplaatsingsrichting van de grond op het moment van bezwijken. In de linker afbeelding is te zien dat de verplaatsing bij bezwijken voornamelijk op treedt in dwarsrichting van de dijk. Dit bevestigt de bevindingen uit de analyse in Plaxis 2D. In de rechter afbeelding is de dwarsdoorsnede van het 3D model te zien, dit komt overeen met het bezwijkvlak uit de 2D berekening.



Figuur 5-7 Verplaatsing bij bezwijken, h.o.h. 4 m.



## 5.3 Resultaten en interpretatie

### Vergelijk gedraineerde en ongedraineerde analyses

Uit de berekeningen is naar voren gekomen dat glijcirkels kunnen ontstaan in lengterichting van de dijk. De resultaten van deze berekeningen zijn samengevat in Tabel 5-6.

Tabel 5-6: Resultaat gedraineerd en ongedraineerd rekenen

Slappe Laag	Resultaat gedraineerd	Resultaat ongedraineerd
	Maximale draagkracht (kN)	Maximale draagkracht (kN)
Klei, zeer slap	46,5	56,0
Klei, slap	47,3	119,6
Klei, matig	91,2	192,0

Uit Tabel 5-6 blijkt dat de resultaten van gedraineerde berekeningen structureel lager uitvallen dan de resultaten van de ongedraineerde berekeningen. Daaruit is geconcludeerd dat, voor deze casus, gedraineerd bezwijken maatgevend is boven ongedraineerd bezwijken.

### Vergelijking richting bezwijkcirkels

Uit de resultaten van de berekeningen in Plaxis 2D blijkt dat de draagkracht bij een bezwijkcirkel het talud op maatgevend is boven de draagkracht bij een bezwijkcirkel tussen kopplaten. Het verschil tussen 'talud op' en 'tussen kopplaten' bedraagt ongeveer 30%.

De resultaten uit de gevoeligheidsberekeningen in Plaxis 3D sluiten aan op de resultaten uit Plaxis 2D. In Plaxis 3D is de bezwijkrichting van de kopplaten beschouwd met verschillende h.o.h. afstanden, variërend van 1 tot 8 meter. In alle scenario's is de draagkracht in dwarsrichting van de dijk maatgevend.

### Conclusie

Om de draagkracht van de kopplaat te berekenen dient de draagkracht in dwarsrichting van de dijk beschouwd te worden. Uit de vergelijking volgt dat de draagkracht in lengterichting van de dijk niet maatgevend is.

## 6 Ontwerpwijze

### 6.1 Algemeen

Op basis van het voorgaande is gesteld dat de draagkracht van de grond onder de kopplaat ontworpen kan worden. Daarbij bestaan eenvoudige eenduidige, maar minder nauwkeurige methodes (zoals NEN9997-1). Tevens bestaan er complexere methodes met een mogelijk hoge nauwkeurigheid (Plaxis 2D).

#### **Algemene ontwerpaanpak**

Voorgesteld wordt om, afhankelijk van de complexiteit van de situatie, onderscheid te maken in de volgende ontwerpsituaties en bijbehorende berekeningswijzen.

#### Eenvoudige situaties

- Belastingen tot 100 kN per kopplaat.
- Ontwerpfase VO.
- H.O.H.-afstanden tot  $2 * b_{\text{kopplaat}}$ .

Voor eenvoudige situaties in de VO-fase volstaat een ontwerp middels de draagkracht conform NEN9997-1 voor een horizontaal maaiveld.

#### Normale situaties

- Belastingen extremer dan 100 kN per kopplaat en ontwerpfase VO.
- Of ontwerpfase DO / UO.
- H.O.H.-afstanden tot  $2 * b_{\text{kopplaat}}$

Voor normale situaties, is een beoordeling van de draagkracht conform NEN9997-1 en Plaxis 2D vereist.

#### Complexe situaties

- Alle situaties met H.O.H. afstanden groter dan  $2 * b_{\text{kopplaat}}$ .

Voor complexe situaties, is een beoordeling van de draagkracht conform NEN9997-1 en Plaxis 2D én Plaxis 3D vereist. Zoals gewoonlijk dienen daarbij meerdere analyses in Plaxis 2D en 3D uitgevoerd te worden om de onzekerheid rondom de rekeninstellingen af te vangen, zoals bijvoorbeeld mesh-fijnheid. Daarnaast moet aandacht uitgaan naar aspecten die de spanningsspreiding beïnvloeden (dwarscontractie en stijfheidsverschillen).

De EEM-analyses voor de draagkracht onder de kopplaat kunnen worden uitgevoerd conform paragraaf 4.3.4 van de POVM Publicatie Vernagelingstechnieken.

### Kaders rondom veiligheidsfilosofie

- Analyses conform NEN9997-1  
Veiligheidsbenadering conform NEN9997-1 voor funderingen.
- Analyses conform Plaxis 2D/3D  
Veiligheidsbenadering conform waterveiligheid. Voor gedraineerd rekenen zijn dit veiligheidsfactoren die horen bij gedraineerd rekenen.

### Constructieve kaders

- De trekstaaf wordt voorgespannen conform voorspanprotocol.
- De trekstaaf draagt de volledige voorspankracht over aan het klapanker.
- De trekstaaf draagt de volledige voorspankracht over aan zowel de kopplaat als het LDE.
- Het LDE draagt de voorspanning deels over aan de diepere lagen.
- De kopplaat draagt de voorspanning over aan de ondiepe lagen.
- Een hoge draagkracht van deze diepe lagen leidt tot een lagere belasting van de ondiepe lagen en visa versa.

## 6.2 Rekenwaarde belasting

Rekenwaarde voorspanning:

$$F_{voorsp,rek} = F_{voorsp,bovengrens} \cdot \gamma_{belastingeffect} \cdot \gamma_{3D}$$

Hierin is:

$F_{voorsp,rek}$	Rekenwaarde van de voorspanning inclusief invloed vanuit de Ondergrond	[kN]
$F_{voorsp,bovengrens}$	Bovengrens van de voorspanning	[kN]
$\gamma_{belastingeffect}$	Belastingeffect-factor voor draagkracht grond onder de kopplaat Conform de veiligheidsfilosofie is deze 1,1.	[-]
$\gamma_{3D}$	Toeslagfactor afhankelijk van de inzet van 3D-software.	

Rekenwaarde wrijving LDE:

$$F_{LDE,rek} = F_{LDE,kar} / \gamma_m$$

Hierin is:

$F_{LDE,rek}$	Rekenwaarde wrijving langs het LDE	[kN]
$F_{LDE,kar}$	Karakteristieke wrijving langs het LDE	[kN]
$\gamma_m$	Materiaalfactor voor draagkracht grond onder de kopplaat Conform NEN9997-1 tabel 4.a is deze 1,35.	[-]

Rekenwaarde belasting:

$$F_{belasting,rek} = F_{voorsp,rek} - F_{LDE,rek}$$

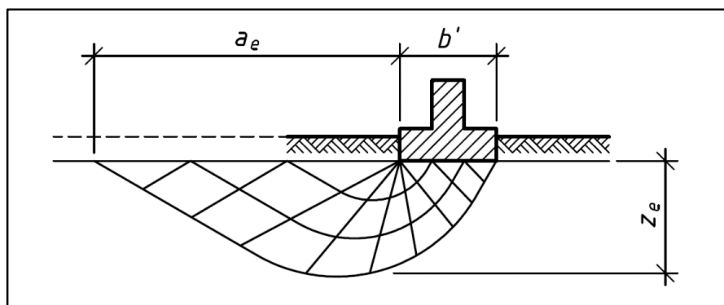
Hierin is:

$F_{belasting,rek}$	Rekenwaarde van de belasting op de kopplaat	[kN]
---------------------	---	------

### 6.3 Beoordelen gedraineerd draagvermogen middels NEN9997-1

Bij deze rekenwijze wordt aangesloten bij de bepaling van het gedraineerd draagvermogen conform NEN9997-1. Deze werkwijze is o.a. uitgewerkt in NEN9997-1 en het VO. In Figuur 6-1 is een strokenfundering geschetst. Daaruit blijkt dat deze rekenwijze uit gaat van een bepaalde vorm van de bezwijkvlakken.

De onderstaande rekenwijze is analoog aan PPV<sup>14</sup> paragraaf 4.3.4. Daarbij wordt de zowel een rekenwijze als de veiligheidsbenadering overgenomen vanuit NEN9997-1. Daarbij wordt gewerkt met een maatgevende situatie qua bodem en grondwaterstanden rondom de kopplaat en een veiligheidsbenadering die specifiek gericht is op de kopplaat/funderingen. Deze kennen in de regel afwijkende bezwijkvlakken dan de bezwijkvlakken van keringen binnen het spoor macrostabiliteit waardoor NEN9997-1 relevanter is. Onderstaande werkwijze bepaald de draagkracht van de kopplaat. Beoordelen of deze draagkracht afdoende is, wordt gedaan door deze te vergelijken met de rekenwaarde van de belasting. De bepaling hiervan, inclusief vigerende belastingfactoren, is opgenomen in PPV hoofdstuk 6.



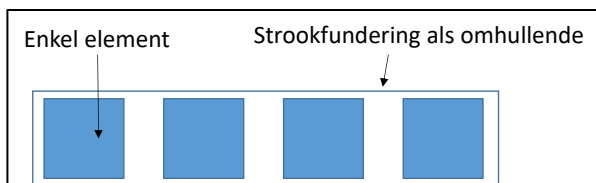
Figuur 6-1: Strokenfundering en de afdracht, middels een bezwijkvlak, van de belasting naar de ondergrond.

Er gelden de volgende kaders:

- Rekenwijze conform NEN9997-1.
- Veiligheidsfilosofie conform NEN9997-1.
- Werkwijze enkel element of als strokenfundering:
  - Bij een (nagenoeg) aaneengesloten rij kopplaten: als strokenfundering met als belasting de voorspanning per kopplaatbreedte.
  - Bij onderlinge afstanden tot H.O.H. 2 m berekenen als poer én als strokenfundering, daarbij is de meest conservatieve waarde van de draagkracht maatgevend. Indien de berekening als poer maatgevend is, is de berekende draagkracht van de poer gelijk aan de maximale kracht op de kopplaat. Indien de berekening als strokenfundering maatgevend is, is de maximale kracht op de kopplaat gelijk aan de berekende draagkracht vermenigvuldigd met de H.O.H-afstand. De uitkomst van de berekening als strook is immers de draagkracht per m<sup>1</sup>.
  - Bij grotere H.O.H. afstanden (> 2 m) is een gedetailleerde analyse vereist.

<sup>14</sup> POV-Macrostabiteit (2018) POV-M Publicatie Vernagelingstechnieken; kenmerk: 411708, kenmerk2: 1221098-002-GEO-0004; revisie 04.

- Uitgangspunt dat de helling van de kracht en het talud van het maaiveld elkaar opheffen. Er wordt dus gerekend met een vlak maaiveld.
- Bodemopbouw conform locatie kopplaat.
- Grondwaterstand conform situatie met maatgevend hoogwater.



Figuur 6-2: Werkwijze bij beperkte H.O.H. afstand, conservatiefste waarde van de draagkracht berekend als poer en als strookfundering.

## 6.4 Beoordelen gedraineerd draagvermogen middels berekening in Plaxis

Plaxis stelt geen kaders aan de vorm van het glijvlak, deze geven het meest realistische beeld van de draagkracht. In Plaxis kan namelijk ook gerekend worden met taluds en krachten onder een zekere hoek.

Rekenwijze binnen Plaxis op hoofdlijnen:

1. Opzet Plaxis model.
2. Invoeren kopplaat onder dagelijkse omstandigheden.  
Voorkeur: vaste kracht met daarop een kracht onder de juiste hoek.
3. Fase waarin de kopplaat wordt voorgespannen.  
Controle of het grondlichaam voortijdig bezwijkt.
4. Eventueel een serie aan fases met zetting en opnieuw op spanning brengen.
5. Fase met maatgevend hoogwater.
6. Fase met maatgevend hoogwater en rekenwaarden voor de grondparameters (materiaalfactoren conform regionale kering).
7. Maximale draagkracht bepalen doormiddel van het stapsgewijs verhogen van de belasting in stap 3 en dan doorlopen naar stap 6.

*Indien de grond onder de kopplaat ongedraineerd reageert op een spanningsverhoging tijdens hoogwater, dan kan in Plaxis vanaf stap 5 ook ongedraineerd gerekend worden. De aanpak hiervan staat beschreven in de POVM Publicatie vernagelingstechnieken in paragraaf 4.3.4.*

Overige zaken binnen Plaxis:

- Schematisatie van de kopplaat met een plate die overeenkomstige eigenschappen heeft als de kopplaat. Dit zorgt voor een krachtsverdeling die passend is met de praktijk (lees: spanningsspreiding conform Westergaard). Rondom de kopplaat geen zaken als interfaces modelleren. Deze gaan namelijk er vanuit dat de sterkte tussen de constructie en de grond van belang is. Conform de theorie vanuit fundering op staal is dat per definitie niet het geval.
- Veiligheidsfactoren conform waterveiligheid.  
Indien er sprake is van een toetsfactor voor de kopplaat die, na het meenemen van alle relevante deelfactoren, afwijkt van 1,0, dan wordt deze meegenomen in de unity check.

### Schematisatie van de kracht in Plaxis 2D, kracht per strekkende meter

Plaxis 2D rekent impliciet altijd met een kracht per strekkende meter in de lengterichting van de waterkering. Hierdoor dient de kracht die in werkelijkheid op de kopplaat staat in te worden aangepast voor de invoer in Plaxis 2D. Hierbij geldt:

Kracht per strekkende meter = werkelijke kracht op de kopplaat/ breedte kopplaat.

### Verdisconteren H.O.H.-afstand tussen de kopplaten op resultaten Plaxis 2D berekening

De maximale draagkracht per kopplaat neemt toe met een toenemende H.O.H.- afstand. Uit paragraaf 4.2 blijkt dat dat bij een H.O.H.-afstand van 2 maal de breedte van de kopplaat de toename van de draagkracht minimaal 35% is. Plaxis 2D houdt hier geen rekening mee in de 'out of plane' richting. Om de toename te verdisconteren wordt het volgende voorgesteld:

- Bij kopplaten met een h.o.h. afstand kleiner dan 2 x de kopplaatbreedte dient de volgende werkwijze gehanteerd te worden:

- Bepaal rekenwaarde benodigde draagkracht  $F_{\text{belasting,rek}}$ , conform paragraaf 6.2. Bereken daarmee de benodigde draagkracht per strekkende meter;

$$F_{\text{belasting,rek}} \left[ \frac{kN}{m} \right] = \frac{F_{\text{belasting,rek}} [kN]}{b [m]}$$

- Bepaal reductiefactor voor de daadwerkelijke h.o.h. afstand conform onderstaande formule;

$$\alpha_{\text{reductie}} = 1 - \left( \frac{h.o.h.}{b} - 1 \right) * 0,35$$

- Beoordeel draagvermogen strookfundering in Plaxis 2D met als voorspanning:

$$F_{\text{belasting,rek}} \left[ \frac{kN}{m} \right] * \alpha_{\text{reductie}}$$

#### Rekenvoorbeeld

De kopplaten liggen hart-op-hart 1 m. De kopplaat is 0,8 m breed en de werkelijke voorspankracht is 60 kN ( $F_{\text{belasting,rek}} [kN]$ ). Uitgaande van een strookfundering is de kracht per strekkende meter is dan  $60 / 0,9 = 66,7 \text{ kN/m}^1$  ( $F_{\text{belasting,rek}} [kN/m]$ ).

In werkelijkheid liggen de kopplaten niet mannetje mannetje (h.o.h. 0,8 m) maar h.o.h. 1,0 m. De reductiefactor is dan  $1 - \left( \frac{1,0}{0,8} - 1 \right) * 0,35 = 0,91$  ( $\alpha_{\text{reductie}}$ ). De in Plaxis 2D in te voeren belasting is  $66,7 * 0,91 = 60,9 \text{ kN/m}^1$

- Bij kopplaten met een H.O.H. afstand groter dan 2 x de kopplaatbreedte werkt de kopplaat als een poerfundering. De krachtsafdracht van een poer is driedimensionaal en dient als zodanig te worden berekend in bijvoorbeeld Plaxis 3D. Als eerste inschatting kan de draagkracht van een kopplaat met een h.o.h. afstand van 2 maal de kopplaatbreedte worden gebruikt met de bovenstaande rekenmethode. Verdere optimalisatie is mogelijk met Plaxis 3D.

## 6.5 Beoordelen ongedraineerd draagvermogen

Conform paragraaf 2.2.2 is ook aandacht besteed aan het ongedraineerd draagvermogen.

Uitgangspunt daarbij is het volgende:

- Beoordeling ongedraineerd draagvermogen conform NEN9997-1 inclusief bijbehorende veiligheidsbenadering.
- Lokaal is er sprake van of lage grondwaterstanden of sterk gerijpte toplagen waardoor ongedraineerd bezwijken in de toplagen op voorhand uitgesloten kan worden. Conform NEN9997-1 voor funderingselementen een onderzoeksdichtheid met een onderzoekspunt per 25 m. Dit bestaat uit handboringen/handsonderingen tot 2 á 3 m-mv. Hierbij wordt de grondwaterstand, GHG en GLG bepaald.

Vanuit Watergraafsmeer is de ervaring dat rondom de kopplaat de bodem noemenswaardig kan afwijken van de kruin van de dijk of de binnenteen. Onder andere een droge zomer in combinatie met bomen leidde daar tot een zeer stevige grond in de bovenste 2 á 3 m van de bodem. Het werken met regionale parametersets die zijn gebaseerd op grondlagen die dieper dan 2 á 3 m-mv liggen is dan ook naar alle verwachting onnodig conservatief.

Op basis van de bevindingen uit het voorliggende onderzoek is een aanpak opgesteld voor het beoordelen van het ongedraineerde draagvermogen. Deze aanpak is al volledig opgenomen in de PPV. Er zijn twee situaties waarin de grond onder de kopplaat ongedraineerd kan reageren. In de PPV is hierover het volgende opgenomen:

*‘Tijdens de uitvoering worden de JLD-Dijkstabilisatoren afgespannen tot de bovengrenswaarde van de voorspanning. De belasting komt dan in korte tijd op de kopplaat te staan en daarmee op de grond onder de kopplaat. De kopplaat dient dus getoetst te worden met ongedraineerde sterkte en hydraulische omstandigheden voor de dagelijkse situatie, zowel volgens de methode voor funderingen op staal uit NEN 9997-1 (NEN, 2017) als middels PLAXIS.*

*Bij een extreme belastingsituatie neemt de voorspanning toe door het zwellen van de dijk en daarmee de kracht op de kopplaat en de grond onder de kopplaat. De toename van de kracht op de kopplaat als gevolg van zwel is klein in verhouding tot de aanwezige voorspanning op de kopplaat. Hierdoor dient de draagkracht van de grond onder de kopplaat gedraineerd te worden getoetst voor de extreme belastingsituatie volgens de methode voor funderingen op staal uit NEN 9997-1 (NEN, 2017). In PLAXIS kan de draagkracht van de grond onder de kopplaat worden getoetst waarbij de spanningsopbouw gedraineerd kan worden gemodelleerd en de toename van de kracht op de kopplaat door de extreme belastingsituatie ongedraineerd (middels SHANSEP NGI-ADP). Bij deze toets dienen de hydraulische omstandigheden voor de extreme belastingsituatie gehanteerd te worden.’*

**Aandachtspunten die gelden rondom het gebruik van ongedraineerd rekenen voor het draagvermogen onder de kopplaat.**

Bij ongedraineerd rekenen bestaat een risico voor het onterecht afkeuren van de draagkracht. In paragraaf 2.2.2 is reeds aangegeven in welke situaties gedraineerd rekenen de voorkeur verdient. Hieronder enige technische toelichting.

**Goed doorlatende lagen zijn gedraineerd**

Er is nagenoeg consensus dat goed doorlatende lagen gedraineerd reageren. De kopplaat wordt dicht bij het maaiveld geplaatst. Dit betreft in de regel grondlagen/kleilagen die gerijpt zijn. Dat wil zeggen dat door het droogvallen van deze lagen in de zomer en de invloed van planten er structuurvorming plaatsvindt. In het rapport 'Klei voor dijken' wordt gesteld dat door deze structuurvorming er sprake is van zeer hoge doorlatendheden in deze grondlagen, deze benaderd die van zandlagen. Aangezien zandlagen gedraineerd, is er geen reden om gerijpte kleilagen niet ook gedraineerd te behandelen. Het is aannemelijk dat door het voorspannen de grond lokaal verdicht en inklinkt. Daardoor zal er een afwijkende situatie ontstaan qua doorlatendheid. Echter ligt de laag in een droge zomer boven de grondwaterstand, daardoor zullen na verloop van tijd rijpingsprocessen weer optreden. Daardoor zal na enige tijd de originele situatie weer hersteld zijn. Metingen rondom inbrengen van het LDE in kleilagen in Purmerend gaven dat de verstoringen op de grondwaterstand na ca. 1 nacht voorbij waren en dat na zonsopkomst weer normale grondwaterstandsverlopen in de omgeving werden gemeten. Het is plausibel dat andere processen, zoals een grote voorspanning op de kopplaat, een langere tijd vergen voordat de gerijpte situatie weer is hersteld.  
*Bron: TAW (1996) klei voor dijken, blz. 33, k-waarde = 1 á 10 m/dag (=  $10^{-4}$  á  $10^{-5}$  m/s).*

**Regionale proevenverzameling voor gerijpte lagen**

Wanneer er besloten wordt om ongedraineerd te rekenen, wordt vaak gewerkt met parameters uit een regionale proevenverzameling. In de regel is een dergelijke verzameling gebaseerd op proeven die alleen zijn uitgevoerd op ongerijpte lagen onder de dijk of in het achterland. Deze hebben een lager volumegegewicht, zijn meer samendrukbaar en daarmee ook zwakker op het gebied van ongedraineerde sterkte. Een noemenswaardige parameter is de POP-waarde. In de schematiseringshandleiding macrostabiliteit staat dat "klei overig" een karakteristieke waarde heeft van  $POP_{kar} = 10$  kPa. In het project KJK wordt deze waarde toegepast voor alle antropogene klei /klei boven de grondwaterstand. De gerijpte laag ligt in de onverzadigde zone en boven de grondwaterstand. In deze laag spelen zuigspanningen als gevolg van gewassen (bv. gras) een grote rol. In het rapport klei voor dijken wordt over zuigspanningen het volgende gesteld: *zuigspanningen (zijn) in een drietal zomerperioden in de bovenste (...) 40 cm tot 70 cm (gemeten). Voor grastaluds in Nederland is (...) vastgesteld dat een zuigspanning van 10 m waterkolom (...) voor de zomerperiode een (...) representatieve waarde is.* Een zuigspanning van 10 m waterkolom komt overeen met een POP = 100 kPa. Blind afgaan op de "default waarde" geeft dan ook een factor 10x onderschatting van deze sterkteparameter. Binnen ongedraineerd rekenen is de grensspanning een input voor de schuifsterkte. Indien de veldspanning 1 kPa is, dan is de grensspanning op basis van bovengenoemde POP-waarde rond de 100 kPa. De ongedraineerde schuifsterkte ratio voor klei is ca.  $S = 0,3$ . Dit geeft een ongedraineerde schuifsterkte van ca. 30 kPa (=  $101 * 0,3$ ). Deze ongedraineerde schuifsterkte is gelijk aan de standaard waarde voor slappe tot matig vaste klei vanuit NEN9997-1 tabel 2.b. Deze methode geeft dus hoge waarden voor de POP-waarde, maar een reële waarde voor de ongedraineerde schuifsterkte rondom de kopplaat in gerijpte lagen. Echter wanneer deze data niet wordt meegenomen, dan is het risico zeer reëel dat er rekenkundige knelpunten worden bepaald die niet aansluiten bij de praktijk.  
*Bron: TAW (1996) klei voor dijken, blz. 12.*



## 7 Conclusies

De JLD-Dijkstabilisator is een innovatieve dijkversterkingsmethode. Voor de ontwerpbaarheid, bewijsbaarheid van deze methode zijn een aantal onderzoeksvragen en praktijkproeven binnen de Pilot JLD-Dijkstabilisator Watergraafsmeer opgezet. De resultaten hiervan hebben als doel (door)ontwikkeling van deze innovatie en het leveren van afdoende onderbouwing voor een positief advies van de ENW voor het toepassen van de JLD-Dijkstabilisator in primaire en regionale keringen. Het pilotproject wordt uitgevoerd in samenwerking met het Hoogwaterbeschermingsprogramma, de POV-Macrostabieliteit en Hoogheemraadschap Amstel, Gooi en Vecht.

De oorspronkelijke onderzoeksvraag 5 uit het PvA van de Pilot JLD-Dijkstabilisator ringdijk Watergraafsmeer is als volgt geformuleerd: Stabiliteit/sterkte grond onder de kopplaat meenemen in ontwerp. Onderzoeksvraag 5 is op de volgende manier geïnterpreteerd: *Hoe wordt de stabiliteit en de sterkte van de grond onder de kopplaat meegenomen in het ontwerp?*

Deelvragen

1. Hoe wordt de draagkracht van de grond onder de kopplaat op een talud berekend?
2. Dient de stabiliteit van de kopplaat berekend te worden als enkel element of als strokenfundering?

Het antwoord op de deelvraag 1 is verwerkt in de POVM Publicatie Vernagelingstechnieken.

### **Deelvraag 1: Berekenen van draagkracht van de grond onder de kopplaat op een talud.**

Er is een rekenwijze gevonden voor de kopplaat op een talud in Plaxis 2D. Deze rekenwijze leidt tot eenduidige en herleidbare resultaten.

Er is gezien in welke mate er meer eenvoudige rekenwijzen bestaan als alternatief voor Plaxis 2D. Daarvoor zijn meerdere rekenwijzen beschouwd. De beste eenvoudige rekenwijzen zijn de rekenwijze met Brinch-Hansen voor een horizontaal maaiveld. Deze geeft een globale indicatie van de draagkracht. Deze is passend als een grove eerste benadering (VO-niveau). In een berekening conform de rekenwijze van Brinch-Hansen kan alleen óf gedraineerd óf ongedraineerd worden gerekend. Het is dus nodig voor de berekening onder maatgevende omstandigheden een keuze te maken. Aangezien de voorspanning bij een maatgevende situatie al een tijd op de ondergrond aanwezig is, is de wateroverspanning in de ondergrond al weggevoerd. Alleen op de toename van de voorspanning tijdens maatgevende omstandigheden reageert de ondergrond ongedraineerd (in ondoorlatende lagen). Aangezien deze toename klein is ten opzichte van de al aanwezige voorspanning wordt geadviseerd om de berekening gedraineerd uit te voeren. De rekenmethode is opgenomen in de PPV.

### **Deelvraag 2: Berekenen stabiliteit van de kopplaat als enkel element of als strokenfundering.**

In het ontwerp van een dijkversterking met de JLD-Dijkstabilisator kan er gekozen worden voor verschillende h.o.h. afstanden. Bij een grote h.o.h. afstand beïnvloeden de kopplaten elkaar niet. Bij een kleine h.o.h. afstand is de onderlinge invloed maximaal.

Om de draagkracht per kopplaat te bepalen, afhankelijk van de onderlinge h.o.h. afstand, zijn er berekeningen conform de NEN9997-1, Plaxis 2D en Plaxis 3D uitgevoerd. Hieruit volgt:

- Bij een h.o.h. afstand gelijk aan de kopplaatbreedte is de draagkracht per kopplaat minimaal. De draagkracht komt overeen met een strookfundering.
- Bij een toenemende h.o.h. afstand (groter dan 1 keer en kleiner dan 2 keer de kopplaatbreedte) neemt de draagkracht toe.
- Bij een h.o.h. afstand groter dan twee maal de kopplaatbreedte is de draagkracht maximaal. De draagkracht is vergelijkbaar met een poerfundering;

Er zijn berekeningen uitgevoerd in Plaxis 3D ten behoeve van bovenstaande. Daaruit blijkt dat de draagkracht per kopplaat bij h.o.h. 2 m met ruim een derde toeneemt ten opzichte van h.o.h. 1 m. Deze toename past binnen het beeld van de draagkracht zoals de methode in NEN9997-1 die schetst. Bij grotere h.o.h. afstanden neemt de draagkracht (per kopplaat) verder toe tot een zekere evenwichtswaarde. Deze toename lijkt positiever dan NEN9997-1 voorspelt, maar is meer in lijn met de draagkracht van legankers.

Er is een ontwerpwijze opgesteld voor het berekenen van de draagkracht van de grond onder de kopplaat bij een enkel element of als strokenfundering. Bij h.o.h. afstanden tot 2 maal de breedte van de kopplaat werkt de kracht op de kopplaat als een strookbelasting. Bij grotere h.o.h. afstanden is locatie specifiek gedetailleerd model onderzoek vereist.

Tijdens de technische commissie van 22 februari 2019 werd de vraag gesteld of er falen kan optreden in de lengterichting van de dijk. Deze vraag is in dit rapport beantwoord in hoofdstuk 5. Uit de berekeningen blijkt dat de draagkracht in dwarsrichting van de dijk (het talud op) meer maatgevend is dan de draagkracht in lengterichting van de dijk (tussen de kopplaten). De maatgevende bezwijkrichting is in alle gevallen in de dwarsrichting van de dijk.

## **Bijlage 1 Ongedraineerd draagvermogen**

**Draagvermogen kopplaat o.b.v. handsonderingen**

# Memo

memonummer 413509.Geo.01  
datum 23 november 2018  
aan TC  
van Antea Group  
kopie  
project Pilot dijkstabilisator Watergraafsmeer  
projectnr. 0413509.00  
betreft Draagvermogen kopplaat, locatie gericht onderzoek (handsonderingen)

## 1 Inleiding

### 1.1 Situatie & achtergrond

De JLD-Dijkstabilisator is een innovatieve dijkversterkingsmethode. Voor de ontwerpbaarheid, bewijsbaarheid van deze methode is een pilotproject in Watergraafsmeer met praktijkproeven opgezet. De resultaten hiervan hebben als doel (door)ontwikkeling van deze innovatie en het leveren van afdoende onderbouwing voor een positief advies van de ENW voor het toepassen van de JLD-Dijkstabilisator in primaire en regionale keringen. Het pilotproject wordt uitgevoerd in samenwerking met het Hoogwaterbeschermingsprogramma, de POV-Macrostabieliteit en Hoogeheemraadschap Amstel, Gooi en Vecht.

Binnen het project Pilot JLD-Dijkstabilisator Watergraafsmeer wordt naast het opstellen van een ontwerp en het aanbrengen van de JLD-Dijkstabilisatoren ook onderzoek uitgevoerd ten behoeve van de verdere ontwikkeling van de JLD-Dijkstabilisator. Binnen het onderzoekspoor van de pilot zijn 19 onderzoeksvragen opgesteld. Naast de pilot in Watergraafsmeer worden tevens veldproeven uitgevoerd in Purmerend en Broek in Waterland om de onderzoeksvragen te beantwoorden.

In het kader van onderzoeksvraag 5, het draagvermogen van de kopplaat aanvullende gegevens benodigd zijn. Namelijk op de locatie waar de kopplaat is voorgenomen. Aanvullend is gevraagd of, naast de lange termijn sterkte, ook de korte termijn sterkte afdoende is. Deze vragen worden behandeld

### 1.2 Onderzoeksvraag

De oorspronkelijke onderzoeksvraag 5 uit het PvA van de Pilot JLD-Dijkstabilisator ringdijk Watergraafsmeer is als volgt geformuleerd: *Stabiliteit/sterkte grond onder de kopplaat meenemen in ontwerp.*

Onderzoeksvraag 5 is op de volgende manier geïnterpreteerd: *Hoe wordt de stabiliteit en de sterkte van de grond onder de kopplaat meegenomen in het ontwerp?*

In deze notitie worden de volgende vragen behandeld:

- Wat is de specifieke bodemopbouw op de locatie waar de kopplaat specifiek is voorgenomen.
- Wat is het korte termijn draagvermogen van de ondergrond.

## 2 Uitgevoerd onderzoek

### 2.1 Algemeen onderzoek

In het kader van de dijkversterking bij de watergraafsmeer is grondonderzoek uitgevoerd. Dit omvat zaken als boringen, sonderingen, peilbuizen, triaxiaalproeven, e.d. Dit onderzoek is uitgevoerd op locaties die begaanbaar waren. Dit zijn locaties zoals de kruin van de dijk en de binnenteen van de dijk.

De kopplaat is voorgenomen ter plaatse van het talud, net boven de keermuur. Deze locatie is niet toegankelijk voor een sondeerwagen of een boorwagen. Teneinde dit te verhelpen is in de voorgaande fase beperkt onderzoek uitgevoerd aan dit deel van het talud. Dit omvat drie handboringen tot 3 m-mv.

### 2.2 Aanvullend onderzoek

Er is aanvullend onderzoek uitgevoerd. Dit omvat acht handsonderingen tot 3 m-mv. Daarbij is steeds 50 tot 80 cm gesondeerd. Daarna is dit deel uitgeboord. Daarna is verder gesondeerd. Daardoor zijn zowel de handsondeerstaten beschikbaar als de boorstaten.

In bijlage 1 is een overzichtskaart opgenomen met de locaties van de handsonderingen.

In dezelfde bijlage zijn de handsondeerstaten opgenomen.

In dezelfde bijlage zijn de boorbeschrijvingen conform Stiboka opgenomen.

Er is gewerkt met het volgende materieel:

- Eijkelkamp Penetrologger
- Conustype: 2,0 cm<sup>2</sup>, 30° (diameter 1,6 cm).
- Penetratiesnelheid: 2 cm/s

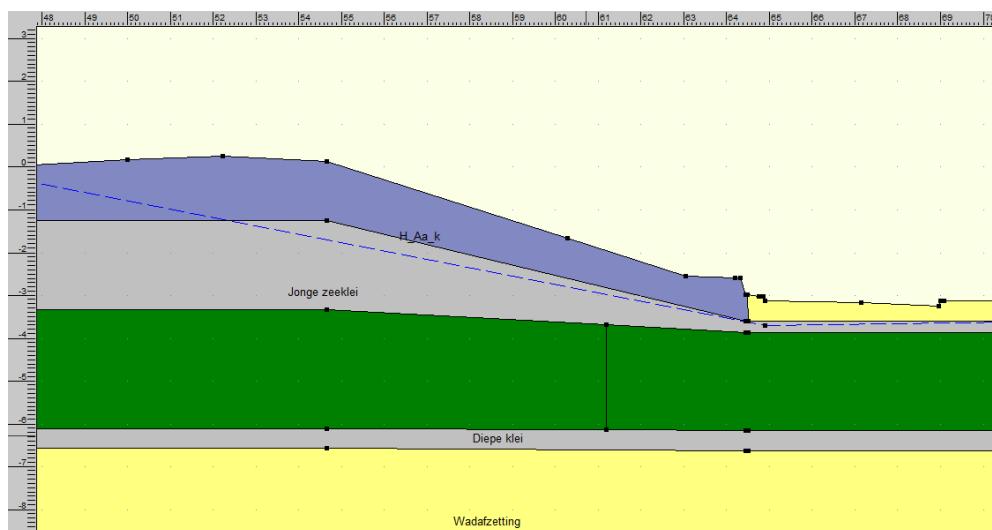
De handboringen zijn uitgevoerd met een Ackermanboor (diameter 8 cm).

### 3 Resultaten grondonderzoek - boorstaten

#### 3.1 Algemene bodemopbouw

De algemene bodemopbouw betreft de bodemopbouw exclusief het aanvullende onderzoek. Deze is hier specifiek beschreven voor DWP800. Deze is weergegeven in Figuur 3-1. De aangehouden bodemopbouw rondom de kopplaat is als volgt:

- Toplaag van antropogene klei: 0,7 m
- Slappe klei / jonge zeeklei: 0,5 m
- Veen: 2,3 m



Figuur 3-1: Geschematiseerde bodemopbouw bij dwarsprofiel DP800. Grondwaterstand conform droge situatie.

#### Grondwaterstand binnenteen

De aangehouden grondwaterstand in het droge seizoen ter plaatse van de kopplaat is ca. 0,8 m-mv (ca. NAP -3,4 m). Deze is bepaald door de grondwaterstand ter plaatse van de binnenteen en kruin vast te stellen. Daartussen in geïnterpoleerd.

#### 3.2 Aangetroffen bodemopbouw

De bodemopbouw bestaat uit drie delen:

- Toplaag/antropogene laag
- Slappe klei
- Veen

De top laag/antropogene laag bestaat uit een combinatie van grondsoorten. In de eerste plaats is dit een teelaarde laag met een grote fractie organisch materiaal (soms benoemd als venig zand). Daaronder enkele decimeters veraard veen (benoemd als droge bruine venige klei). Tenslotte is er een laag van ca. 1 m gerijpte klei (benoemd als vaste lichte klei<sup>1</sup>). Lokaal is ook een zandlaag aangetroffen in deze top laag of vastgepakte venige klei.

<sup>1</sup> Merk op dat in de Stiboka boorbeschrijving het begrip “lichte klei” niet verwijst naar klei met een laag volumegewicht, maar naar klei met een beperkt lutumpercentage. Deze ligt in de regel tussen de 25 en 35%.

Onder de toplaag is volgens het algemene grondonderzoek een laag slappe klei aanwezig. Deze is in het veldwerk weinig aangetroffen. Als deze is aangetroffen, dan is deze omschreven als venige klei/kleiig veen. In het aanvullende onderzoek is de hoeveelheid venige klei wisselend aangetroffen.

Tenslotte is een laag veen aangetroffen. Het veen is aangetroffen tussen 1 á 2 tot 3 m-mv.

In Tabel 3-1 is globaal de bodemopbouw ter plaatse van de kopplaat weergegeven zoals aangetroffen in het grondonderzoek. Daarin staat de kleur geel voor de toplaag. De kleur groen staat voor de slappe kleilaag. De kleur blauw staat voor het onderliggende veen.

Tabel 3-1: Bodemopbouw ter hoogte van de kopplaat.

Diepte	HS01	HS03	JHS04	HS05	HS06	HS07	HS08
0 – 0,2	Top-						
0,2 – 0,4	laag						
0,4 – 0,6							
0,6-0,8							
0,8-1,0							
1,0-1,2							
1,2-1,4							
1,4-1,6				Venige-			
1,6-1,8				Klei			
1,8-2,0							
2,0-2,2							
2,2-2,4							
2,4-2,6							
2,6-2,8							
2,8-3,0	Veen						

Merk op:

De boorbeschrijvingen zijn uitgevoerd conform Stiboka. Er zijn ook boorstaten uitgevoerd conform NEN5104. Het beeld is dat deze laatste een onjuist beeld suggereren van de bovenlaag. Deze beschrijft namelijk niet het verschil tussen gerijpte en ongerijpte lagen. Ook geeft deze weinig duiding van de stijfheid van lagen. Tenslotte wordt de toplaag met organische stof geclassificeerd als “veen”. Terwijl de eigenschappen van veraard veen boven de grondwaterstand per definitie niet overeenkomen met de eigenschappen van veen onder de grondwaterstand uit de proevenverzameling. Er bestaan dan ook risico’s wanneer de boorstaten conform NEN5104 klakkeloos worden gebruikt bij het schematiseren van de bodem. Derhalve zijn in deze notitie alleen de boorstaten conform Stiboka opgenomen.

**Grondwaterstand binnenteen**

In het veld is vastgesteld dat in de binnenteen rondom de kopplaat een lage grondwaterstand geldt. Bij HS01 is een GLG vastgesteld van ca. 1,4m-mv. Op andere plekken was de grondwaterstand zo laag, dat zelfs het veen dat opgeboord is vanaf 3 m-mv droog was. Dit is bij ca. de helft van de handsonderingen waargenomen. In de veldwerknottities is dit expliciet vermeld bij HS05. Dit laatste wordt vooral geweten aan het zeer droge zomerseizoen. Het is onvoldoende zeker of dit incidenteel was, of dat dergelijk lage grondwaterstanden met regelmaat voorkomen.

Gezien bovenstaande is het verantwoord om te stellen dat de GLG op 1,4 m-mv ligt, of lager. Het maaiveld van de binnenteen rondom de kopplaat ligt op NAP -2,6 m. Dit geeft een GLG van NAP -4 m, of lager.

In het voorgaande fase van het grondonderzoek, waren drie handboringen tot 3 m-mv in de binnenteen uitgevoerd. Daarbij was een (actuele) grondwaterstand aangetroffen van 1,8 m-mv (NAP -3,58 m).

### 3.3 Deelconclusie

#### **Bodemopbouw**

Op basis van het lokale onderzoek blijkt dat de laag antropogene klei/gerijpte klei aanzienlijk dikker is. In het ontwerp is een laag van 0,7 m aangehouden. Deze blijkt 1,2 tot 1,6 m dik te zijn. Deze laagdikte zorgt ervoor dat de slappere lagen dunner en dieper zitten. Daardoor is de ondergrond rondom de kopplaat steviger en stijver.

#### **Grondwaterstand**

Op basis van de lokale waarnemingen blijkt dat de grondwaterstand aanzienlijk lager is. In het vervormingsmodel is een lage grondwaterstand van ca. 0,8 m-mv aangehouden rondom de locatie van de kopplaat (NAP -3,4 m).

Locatie specifiek onderzoek geeft aan dat de GLG, noemenswaardig lager ligt (NAP -4 m of lager). Daardoor is de ondergrond rondom de kopplaat steviger en stijver.



## 4 Resultaten grondonderzoek – korte termijn draagvermogen

### 4.1 Werkwijze

De rekenwijze van het ongedraineerde draagvermogen maakt gebruik van drie delen. De eerste is de beoordeling van het ongedraineerde draagvermogen conform NEN9997-1. De tweede is de bepaling van de ongedraineerde schuifsterkte op basis van sondeerweerstand conform CUR162. Tenslotte lokale (hand)sondeerwaarden.

Bovenstaande werkwijze is een principiële keuze. Er bestaan ook andere werkwijzen<sup>2</sup>. Bovenstaande werkwijze wordt gezien als de beste benadering, omdat deze een combinatie heeft van twee aspecten. In de eerste plaats wordt expliciet waarde toegekend aan de lokale situatie en de aanwezige gerijpte lagen. In de tweede plaats is er sprake van een eenvoudige methode die ook tijdens (verdere) uitvoeringsfase toegepast kan worden.

### 4.2 Rekenwijze NEN9997-1

De rekenwijze voor het ongedraineerde draagvermogen is opgenomen in NEN9997-1 hoofdstuk 6. In de basis geldt dat de laagste waarde geldt van een gedraineerde en een ongedraineerde beoordeling. De gedraineerde beoordeling is reeds elders in het ontwerp gedaan. Hier wordt dan ook alleen gericht op het ongedraineerde draagvermogen.

Voor een strookbelasting is de berekening van de maximale draagkracht ( $F'_{max}$ ) hieronder weergegeven. Deze is een functie van het ongedraineerde schuifsterkte ( $F_{undr}$ ).

$$F'_{max} = A \cdot \sigma'_{max}$$

$$\sigma'_{max} = (\pi + 2) \cdot F_{undr,rek}$$

$$F_{undr,rek} = \frac{F_{undr,kar}}{\gamma_m}$$

Conform NEN9997-1 tabel A.4a dient een veiligheidsfactor van  $\gamma_m = 1,35$  op de ongedraineerde schuifsterkte toegepast te worden.

Bij een enkele kopplaat wordt de draagkracht verhoogd met een vormfactor. Bij strookbelasting is deze 1,0. Bij een enkele vierkante kopplaat is deze 1,20.

### 4.3 Rekenwijze CUR162

De rekenwijze voor de ongedraineerde sterkte is overgenomen uit CUR162 bijlage A.6. Deze geeft de onderstaande werkwijze.

$$F_{undr,gem} = \frac{Q_c}{A}$$

<sup>2</sup> Een andere methode is de methode SHANSEP. Deze methode geeft reële waarden voor ongerijpte lagen. Echter voor gerijpte lagen is het beeld dat deze methode minder goed presteert. In het kader van onderzoekstraject "siltige klei" wordt onderzoek gedaan hoe het best de sterkte van klei met verhoogde volume gewichten in rekening gebracht kan worden. Een van de voorlopige adviezen daarbij is om te werken met correlaties met sonderingen.

De A-waarde is de correlatie factor tussen de ongedraineerde schuifsterkte en de sondeerwaarde (Qc). Conform CUR 162 bijlage A.6 gelden de volgende waarden: A = 15 voor slappe klei en A = 20 voor stevige klei. Er gelden rooskleurigere waarden voor slap veen, deze worden niet toegepast.

De rekenwijze van de CUR162 geeft de gemiddelde waarde of de verwachtingswaarde. Vertaling naar karakteristieke waarde wordt gedaan middels onderstaande rekenwijze. Deze rekenwijze is conform de Dijken op Veen methode met default parameters. Deze is gegeven in Deltares (2014) Handreiking voor het bepalen van schuifsterkte parameters WTI 2017 Toetsregels Stabiliteit; kenmerk: 1209434-003; blz. 57.

$$F_{undr,kar} = F_{undr,gem} \cdot 0,64$$

#### 4.4 Vertaling naar relevante omstandigheden

De sondeerweerstand en de ongedraineerde schuifsterkte zijn afhankelijk van de effectieve spanning. Wanneer de effectieve spanning verandert, veranderen deze twee parameters ook. Een voorbeeld is een verandering van de grondwaterstand. Dit is vooral het geval wanneer in de droge zomer wordt gesondeerd en een voorspelling gedaan moet worden voor een natte periode.

Uitgangspunt is dat het ongedraineerde draagvermogen een beeld geeft van het korte termijn draagvermogen. Dit is voornamelijk de termijn rondom het aanspannen van de kopplaat. Wanneer de handsondering wordt gedaan op een moment dat vergelijkbaar is met de uitvoeringsperiode, bijvoorbeeld dezelfde dag of precies 12 maanden daarvoor, dan is geen vertaal slag nodig. Vertaal slagen naar maatgevende omstandigheden zijn nooit nodig (tenzij dan juist de dijk wordt versterkt).

Vertaling van de schuifsterkte tussen twee moment kan met onderstaande rekenwijze. Deze is gegeven in Deltares (2014) Handreiking voor het bepalen van schuifsterkte parameters WTI 2017 Toetsregels Stabiliteit; kenmerk: 1209434-003; blz. 65.

$$F_{undr,kar,uitvoering} = F_{undr,kar,sonderen} \cdot \left( \frac{\sigma'_{v,uitvoering}}{\sigma'_{v,sonderen}} \right)^{1-m}$$

Hierin is:

$F_{undr,kar,sonderen}$	Karakteristieke ongedraineerde schuifsterkte bepaald op basis van de sondeerwaarde.	[kPa]
$F_{undr,kar,sonderen}$	Karakteristieke ongedraineerde schuifsterkte Op het moment van uitvoeren.	[kPa]
$\sigma'_{v,sonderen}$	Effectieve verticale spanning ten tijde van sonderen	[kPa]
$\sigma'_{v,uitvoeren}$	Effectieve verticale spanning ten tijde van uitvoeren	[kPa]
m	Sterktetoename-exponent	

In Ministerie van Infrastructuur en Milieu (2016) schematiseringshandleiding macrostabiliteit, WTI2017; versie 2.1; par 7.7 worden waarden gegeven voor de m-waarde. Deze heeft een verwachtingswaarde van 0,9 met een variatie coëfficiënt van 0,03. Dit geeft een 5% ondergrens van m = 0,84.

Wanneer de effectieve spanning halveert in de loop der tijd, wordt leidt bovenstaande rekenwijze tot  $F_{undr,kar,uitvoering} = F_{undr,kar,sonderen} \times 90\%$ .

## 4.5 Werkwijze handsonderingen

De sondeerweerstand wordt bepaald middels handsonderingen. Deze worden uitgevoerd tot afdoende diepte. Dit is gelijk aan de invloedsdiepte<sup>3</sup> plus de dekking met enige reserve. In de regel is een diepte van 2 m-mv afdoende.

Werkwijze:

- In de analyse van de draagkracht van de kopplaat wordt gewerkt met de sondeerweerstand tussen de 0,4 m-mv (dekking kopplaat plus dikte plaat) en de 1,9 m-mv (1,5 m dieper).

De handsonderingen worden in delen van 0,5 á 0,8 m uitgevoerd. Daarna wordt dit deel uitgeboord. Daarna wordt de handsonderingen opgelengd en wordt het volgende deel uitgevoerd. De lengte van de delen is afhankelijk van de aangetroffen sondeerweerstand. In de regel kan tot een "gewicht" van 80 kg gedrukt worden, bij een sondeeropervlak van 2 cm<sup>2</sup> geeft dit een maximale sondeerweerstand van 4 MPa. Andere aspecten die de lengte van de delen beïnvloeden is de gewenste controle over het handsondeerapparaat. Daardoor zijn delen langer dan 0,8 m ongewenst. In het veldonderzoek is gevarieerd met delen van 0,5 en 0,8 m, daarbij is het beeld dat een deel van 0,5 m een betere nauwkeurigheid geeft dan een deel van 0,8 m.

Na het uitboren (diameter Ackermanboor 8 cm) van het sondeergat wordt gestart met het volgende deel van de handsondering. Deze heeft enige diepte nodig om opnieuw "in te regelen"<sup>4</sup>. Conform de regel van Koppejan (4D-8D-regel) is dit 8x de diameter. De diameter van een 2 cm<sup>2</sup> sondeerconus is 1,6 cm. De inregeldiepte is daarmee 12,8 cm.

Werkwijze:

- Bij de interpretatie van handsonderingen wordt de inregeldiepte van 12,8 cm niet meegenomen.

Langs het bezwijkvlak zal een schuifsterkte optreden. De schuifsterkte van alle grondmoten bij elkaar opgeteld langs het gehele glijvlak moet voldoen aan de sterkte eis. De sterkte eis geldt daardoor aan de gemiddelde schuifsterkte en daardoor aan de gemiddelde conusweerstand.

Werkwijze:

- Bij de interpretatie van de handsonderingen mag gewerkt worden met de gemiddelde sondeerwaarde over het relevante traject.

De gemiddelde sondeerwaarde geeft een beeld van de gemiddelde sterkte. Er is echter behoefte aan een veilige waarde van de sterkte. Een veilige waarde betreft dan de laagkarakteristieke waarde. Deze is bepaald middels de DOV-methode. Uitgaande van default parameters is dit 0,64 maal de gemiddelde waarde.

Werkwijze:

- De karakteristieke schuifsterkte is 0,64x de gemiddelde schuifsterkte.
- Eventueel nog een correctie voor verschil in effectieve spanningen / grondwaterstand. Hier is uitgegaan dat in de natte winter de effectieve spanningen de helft zijn van die in de droge zomer, daardoor wordt vermenigvuldigd met een factor 0,90.

---

<sup>3</sup> Conform NEN9997-1 figuur 6.b is de invloedsdiepte bij  $\phi' = 30^\circ$  ca. 1,5x de breedte van de kopplaat. De dekking van de kopplaat is ca. 0,3 m. Dit geeft dat de bodem tot 1,8 m onder het maaiveld bekend moet zijn.

<sup>4</sup> Bij het inregelen start de sondeerwaarde op nihil en deze bouwt geleidelijk op naar de evenwichtswaarde.

#### 4.6 Praktische invulling

In Tabel 4-1 is de draagkracht berekend op basis van de hiervoor beschreven methode voor enkele veel voorkomende waarden van de sondeerweerstand.

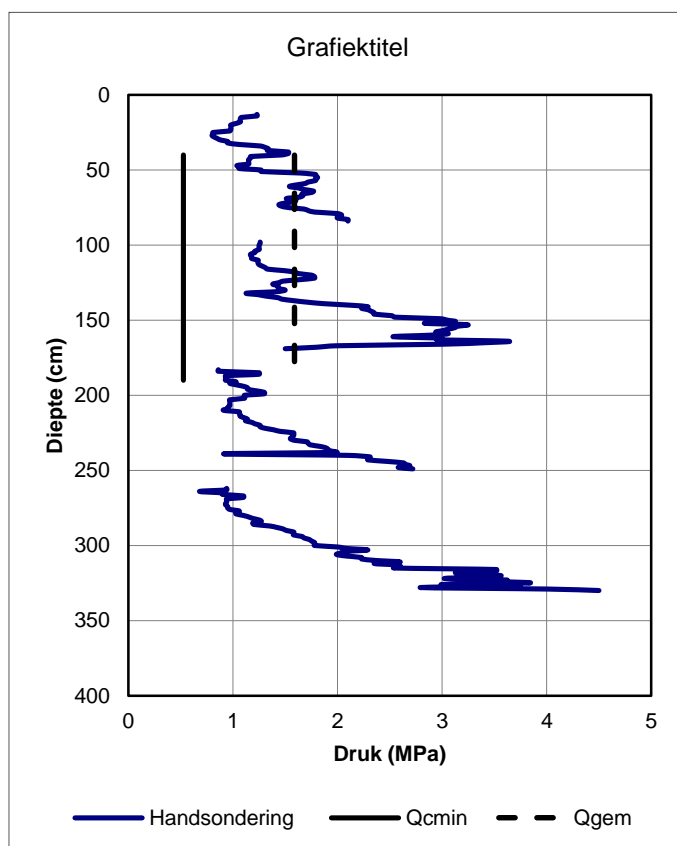
Tabel 4-1: Snelle beoordeling ongedraineerd draagvermogen

Hand-sondeerwaarde	Maximale kracht enkele kopplaat 1 m <sup>2</sup>	Maximale kracht strook 1 m <sup>2</sup> /m	Opmerking
[MPa]	[kN]	[kN/m]	
0,2	35	30	
0,5	88	73	
1,0	130	110	Geen slappe klei, daarom A = 20.

#### 4.7 Rekenresultaten

In deze rekenwijze is er vanuit gegaan dat de kopplaat wordt afgespannen op 60 kN. Echter dat bij het afspannen tijdelijk een hogere kracht wordt aangehouden, namelijk tot 77 kN. Indien deze waarde geldt als eis voor een strook. Dit geeft als minimum vereiste sondeerwaarde  $Q_{c,min} = 0,55$  MPa.

In Figuur 4-1 is de analyse weergegeven voor handsondering 1. Te zien is dat de sondeerweerstand varieert in de diepte. De delen zonder sondeerwaarde zijn de delen waar de sondering inregelt. Te zien is dat de gemeten sondeerweerstand in de regel 1 MPa of hoger is. Dit duidt er op dat de ondergrond sterk gerijpt is. De minimum sondeerweerstand is 0,55 MPa. Aangezien de representatieve sondeerweerstand ruim een factor 2 hoger ligt dan de minimum vereiste sondeerweerstand, kan met zekerheid gesteld worden dat ongedraineerd bezwijken niet verwacht wordt.



Figuur 4-1: Handsondering 1, met de handsondeerweerstand, de representatieve sondeerweerstand (Qcrepr) en de minimum vereiste sondeerweerstand (Qcmin).

Volgens de boorstaat bestaat de bodem dieper dan 1,2 m-mv uit veen. Te zien is dat de handsondering voor het veen structureel hoge sondeerweerstand geeft. Deze komen nagenoeg niet onder de 1 MPa. Dit heeft het beeld dat het veen ter plaatse van de teen waar de kopplaat komt zeer stijf is.

Te zien is dat de handsondeerweerstand ruim hoger is dan 1 MPa. Het beeld is dan ook dat de ondergrond, ook het veen, zeer stijf is. Derhalve is aanvullend geïnventariseerd of er an sich slappe lagen aanwezig zijn. Dit geeft naast de beoordeling op sterkte, ook een beeld van de beoordeling op stijfheid en daarmee de mogelijk te verwachten vervormingen.

De rekenresultaten zijn opgenomen in de sondeerstaten in bijlage 2.

#### Terugkoppeling uit de praktijk

Vanuit het veld is aangegeven dat de diepe (veen)lagen zeer stijf waren. Om de handsondering op diepte te krijgen moest daarvoor veel kracht gezet worden. Het beeld is dat daardoor de handsondering niet exact recht/verticaal/te lood gedrukt kan worden. De sondeerconus is breder dan de sondeerstand, dit is echter een verschil van slechts enkele millimeters. Wanneer de handsondering enkele millimeters scheef staat raakt de zijkant van de sondeerstang de grond naast het gat wat door de sondeerpunt is gemaakt. Wanneer tijdens de handsondering enige zwel van de grond optreedt, kan de ondergrond aanvullende invloed uitoefenen op de stang.

Daardoor geeft de sondeerweerstand op diepte naast de puntweerstand ook een deel van de wrijvingsweerstand. Het beeld is dat op grote diepte deze wrijvingsweerstand overheersend wordt. Dit blijkt uit de resultaten van vooral HS02. Daarom is in het veld de sondeerlengte in de opvolgende handsonderingen beperkt tot 0,5 m per deel.

## 5 Conclusie

De JLD-Dijkstabilisator is een innovatieve dijkversterkingsmethode. Voor de ontwerpbaarheid, bewijsbaarheid van deze methode is een pilotproject in Watergraafsmeer met praktijkproeven opgezet.

Binnen het project Pilot JLD-Dijkstabilisator Watergraafsmeer wordt naast het opstellen van een ontwerp en het aanbrengen van de JLD-Dijkstabilisatoren ook onderzoek uitgevoerd ten behoeve van de verdere ontwikkeling van de JLD-Dijkstabilisator. Binnen het onderzoekspoor van de pilot zijn 20 onderzoeksvragen opgesteld. In het kader van onderzoeksvraag 5, het draagvermogen van de kopplaat aanvullende gegevens benodigd zijn. Namelijk op de locatie waar de kopplaat is voorgenomen. Aanvullend is gevraagd of, naast de lange termijn sterkte, ook de korte termijn sterkte afdoende is. Deze vragen worden behandeld

In deze notitie worden de volgende vragen behandeld:

- Wat is de specifieke bodemopbouw op de locatie waar de kopplaat specifiek is voorgenomen.
- Wat is het korte termijn draagvermogen van de ondergrond.

### Conclusies onderzoeksmethode

In dit deelonderzoek horende bij onderzoeksvraag 5 is bezien welke onderzoeksmethode passend is om de sterkte van de grond onder de kopplaat te bepalen. Daaruit volgen de volgende conclusies:

- Lokaal onderzoek is uitvoerbaar.  
Er is onderzoek uitgevoerd ter plaatse van de onderzoekslocatie (kopplaat). Er bestaat een onderzoeksmethode die resultaten geeft (handsonderingen). Deze is succesvol uitgevoerd. Daarbij is de uitvoeringssnelheid ca. 8 handsonderingen in een werkdag voor een boorploeg. Voor het uitvoeren van de handsonderingen wordt gewerkt in delen. Ervaring uit het veld is dat de nauwkeurigheid wordt verhoogd wanneer na oplengen wordt gewerkt in delen van 0,5 m. Per deel wordt het sondeergat opgeboord. Van deze boringen kunnen ook boorbeschrijvingen gemaakt worden. Zo wordt een handsondering direct gekoppeld aan een handboring. Dit heeft meerwaarde aangezien er dan met beperkte inspanning twee maal zoveel informatie van de bodem wordt verzameld.
- Lokaal onderzoek heeft meerwaarde.  
Het lokale onderzoek geeft toepasbare informatie (bodemopbouw en sterkte). Deze informatie middels andere methoden (boringen op de kruin+teen) niet inzichtelijk. Aanvullend wordt informatie verzameld over de grondwaterstand in de binnenteen (o.a. de GLG). Deze geeft informatie over de stijfheid van de bodem. Dit is van waarde in vervormingsberekeningen.
- Deze resultaten zijn homogeen.  
De boorstaten en handsonderingen geven een beeld van de variaties in de bodem. Het beeld is dat deze varieert. Er zijn lokale variaties aangetroffen (toplaag die puin omvat of een zandlaag in HS03). In de diepte sluit de lokale bodemopbouw aan op de diepe bodemopbouw zoals aangetroffen in de kruin en teen. Dit is het geval na ca. 2 m-mv. Daardoor is een diepte gewenst van het lokale onderzoek van 2 á 3 m-mv. Daardoor geeft een beperkte hoeveelheid onderzoek al snel een beeld over de diepere delen (> 1 á 2 m-mv). Wanneer de ondiepere delen essentieel zijn voor de sterkte (< 1 á 2 m-mv), dan is een grotere informatiedichtheid nodig. Voor het opstellen van een VO lijkt een onderzoeksinspanning van 1 onderzoekspunt per 200 m afdoende. Afhankelijk van de gevoeligheid van het ontwerp voor variaties in de bovengrond is in een latere of evenveel of meer onderzoek benodigd. Daarbij lijkt in het extreme geval een onderzoeksbehoefte van 1 onderzoekspunt per 25 m afdoende.
- De resultaten zijn toepasbaar.  
Er is een methode opgesteld voor het toepassen van de onderzoeksresultaten (sondeerweerstand). Daarmee wordt een beeld gegeven van de korte termijn sterkte (ongedraineerd) van de bodem. Op basis daarvan is een toetsmethode opgesteld om te

beoordelen of de bodem afdoende sterk is. Het beeld is dat de sondeerweerstand zeer hoog uitvalt. Dit komt mogelijk door de uitvoering in het droge seizoen. Hiervoor is een rekenkundige correctie opgenomen. Invloed van het seizoen op de sondeerweerstand is echter enigszins onzeker. Derhalve is het wenselijk, als de input van handsonderingen wordt gebruikt voor de uitvoering, het seizoen waarin beide worden uitgevoerd vergelijkbaar is. Of dat de handsondering wordt uitgevoerd in een natter seizoen.

- Werkmethode voor vervolg.  
De ervaring bij dit project geeft de onderstaande handvatten voor projecten in het vervolg. Dit omvat de volgende kaders:
  - Gewenste diepte: 2 á 3 m-mv.
  - Gewenste uitvoeringswijze: handsonderingen na oplengen uitvoeren in delen van 0,5 m.
  - Gewenste uitvoeringswijze: handsonderingen combineren met boorbeschrijving.
  - Gewenste uitvoeringswijze: boorbeschrijving inclus GLG schatting.
  - Gewenste h.o.h. afstand in VO-fase: 200 m.
  - Gewenste h.o.h. afstand in UO-fase: 25 á 200 m.
  - Gewenste uitvoeringsperiode onderzoek: nat seizoen, of vergelijkbaar aan uitvoering.

**Specifieke bodemopbouw**

De locatie specifieke bodemopbouw is hier aanvullend bepaald. Dit geeft een beeld dat lokaal de bodem bestaat uit gerijpte kleilagen. Deze zijn dikker dan op voorhand werd gedacht. Tevens is een beeld gegeven van de grondwaterstanden. Deze zijn (fors) lager dan op voorhand werd gedacht.

Bovenstaande geeft een beeld van de sterkte en stijfheid van de grond rondom de kopplaat. Deze valt op basis van het aanvullende grondonderzoek op beide punten positiever uit.

Aanvullend geven de handsonderingen een beeld van hoe sterk/stijf de ondergrond is. In algemeenheid is het beeld dat de veenlaag tot de verkende diepte zeer stijf is (hoge sondeerweerstand).

**Korte termijn draagvermogen**

Er is een methode opgesteld om op basis van handsonderingen te komen tot een beoordeling van het korte termijn / ongedraineerde draagvermogen. In Tabel 5-1 is de beoordeling van het ongedraineerde draagvermogen weergegeven.

Tabel 5-1: Resultaat beoordeling ongedraineerd draagvermogen

Handsondering	Q <sub>c,min</sub>	Q <sub>c,repr</sub>	Oordeel	Toets qc > 0,5 Mpa	Totaal oordeel
[-]	[Mpa]	[Mpa]	[-]	[-]	[-]
HS01	0.30	1.38	Voldoet	Voldoet	Voldoet
HS02	0.30	1.14	Voldoet	Voldoet	Voldoet
HS03	0.30	1.17	Voldoet	Voldoet	Voldoet
HS04	0.30	1.08	Voldoet	0,2 m slapper	Voldoet, enig risico op vervormingen
HS05	0.30	1.68	Voldoet	Voldoet	Voldoet
HS06	0.30	1.33	Voldoet	0,2 m slapper	Voldoet, enig risico op vervormingen
HS07	0.30	1.87	Voldoet	0,2 m slapper	Voldoet, enig risico op vervormingen
HS08	0.30	1.68	Voldoet	Voldoet	Voldoet

## **6 Bijlage 1: Resultaten aanvullend grondonderzoek**



**Boringnummer: HS01**

Datum boring: 26-9-2018  
 Datum bemonstering:  
 Boormeester: P. Postma

**Grondwaterstanden bij boring**

AG: cm -mv.  
 GHG: cm -mv.  
 GLG: cm -mv.

Bodemgebruik:

Bijzonderheden: Dijklichaam

Diepte (cm - mv.)		humus (%)	lutum [<2 µm] (%)	leem [<50 µm] (%)	M50 (-)	Grondsoort	k (m/etm.)	Kleur	Opmerking	Codering
begin	eind									
0	15					venig zand		dr br gr		TvZ
15	60					venige klei		br zw		vK
60	90	6	26			lichte klei		gr br	vast	K
90	120		34			lichte klei		gr	vast	K
120	140					veen		dr br		V
140	260					veen		dr br	matig slap	V
260	270		30			lichte klei		dr br gr		K
270	300					veen		dr br		V

**Boringnummer: HS03**

Datum boring: 26-9-2018  
 Datum bemonstering:  
 Boormeester: P. Postma

**Grondwaterstanden bij boring**

AG: cm -mv.  
 GHG: cm -mv.  
 GLG: cm -mv.

Bodemgebruik:

Bijzonderheden: Dijklichaam

Diepte (cm - mv.)		humus (%)	lutum [<2 µm] (%)	leem [<50 µm] (%)	M50 (-)	Grondsoort	k (m/etm.)	Kleur	Opmerking	Codering
begin	eind									
0	10					zandig veen		dr br gr		TzV
10	40					kleiig veen		dr br		kV
40	110		28			lichte klei		gr br	vast, geroerd	K
110	130			12	260	zwak lemig matig grof zand		br	geroerd met kleibrokken	Z
130	170					venige klei		dr br gr		vK
170	300					veen		dr br		V

**Boringnummer: HS04**

Datum boring: 26-9-2018  
 Datum bemonstering:  
 Boormeester: P. Postma

**Grondwaterstanden bij boring**

AG: cm -mv.  
 GHG: cm -mv.  
 GLG: cm -mv.

Bodemgebruik:

Bijzonderheden: Dijklichaam

Diepte (cm - mv.)		humus (%)	lutum [<2 µm] (%)	leem [<50 µm] (%)	M50 (-)	Grondsoort	k (m/etm.)	Kleur	Opmerking	Codering
begin	eind									
0	10					zandig veen		gr br		TzV
10	60					venige klei		dr br gr		vK
60	155		28			lichte klei		gr br	vast	K
155	300					veen		dr br		V

**Boringnummer: HS05**

Datum boring: 26-9-2018  
 Datum bemonstering:  
 Boormeester: P. Postma

**Grondwaterstanden bij boring**

AG: cm -mv.  
 GHG: cm -mv.  
 GLG: cm -mv.

Bodemgebruik:

Bijzonderheden: Dijklichaam

Diepte (cm - mv.)		humus (%)	lutum [<2 µm] (%)	leem [<50 µm] (%)	M50 (-)	Grondsoort	k (m/etm.)	Kleur	Opmerking	Codering
begin	eind									
0	15					zandig veen		dr br gr		TzV
15	55					venige klei		dr br gr		vK
55	110		30			lichte klei		gr br vast		K
110	130			10	140	leemarm zeer fijn zand		be geroerd		Z
130	145					venige klei		dr br gr		vK
145	170					veen		br zw		V
170	190					venige klei		dr br gr		vK
190	300					veen		dr br		V

**Boringnummer: HS06**

Datum boring: 26-9-2018  
 Datum bemonstering:  
 Boormeester: P. Postma

**Grondwaterstanden bij boring**

AG: cm -mv.  
 GHG: cm -mv.  
 GLG: cm -mv.

Bodemgebruik:

Bijzonderheden: Dijklichaam

Diepte (cm - mv.)		humus (%)	lutum [<2 µm] (%)	leem [<50 µm] (%)	M50 (-)	Grondsoort	k (m/etm.)	Kleur	Opmerking	Codering
begin	eind									
0	15					venig zand		dr gr br		TvZ
15	60		30			lichte klei		gr br vast		K
60	90					venige klei		br gr vast		vK
90	120			8	160	leemarm matig fijn zand		be		Z
120	190					kleilig veen		dr br gr		kV
190	300					veen		dr br		V

**Boringnummer: HS07**

Datum boring: 26-9-2018  
 Datum bemonstering:  
 Boormeester: P. Postma

**Grondwaterstanden bij boring**

AG: cm -mv.  
 GHG: cm -mv.  
 GLG: cm -mv.

Bodemgebruik:

Bijzonderheden: Dijklichaam

Diepte (cm - mv.)		humus (%)	lutum [<2 µm] (%)	leem [<50 µm] (%)	M50 (-)	Grondsoort	k (m/etm.)	Kleur	Opmerking	Codering
begin	eind									
0	20					zandig veen		dr br		TzV
20	60					venige klei		dr br		vK
60	140	10	28			lichte klei		gr br vast, geroerd		K
140	160			8	180	leemarm matig fijn zand		br be		Z
160	230					veen		dr br		V
230	300					kleilig veen		dr br		kV

**Boringnummer: HS08**

Datum boring: 26-9-2018  
 Datum bemonstering:  
 Boormeester: P. Postma

**Grondwaterstanden bij boring**

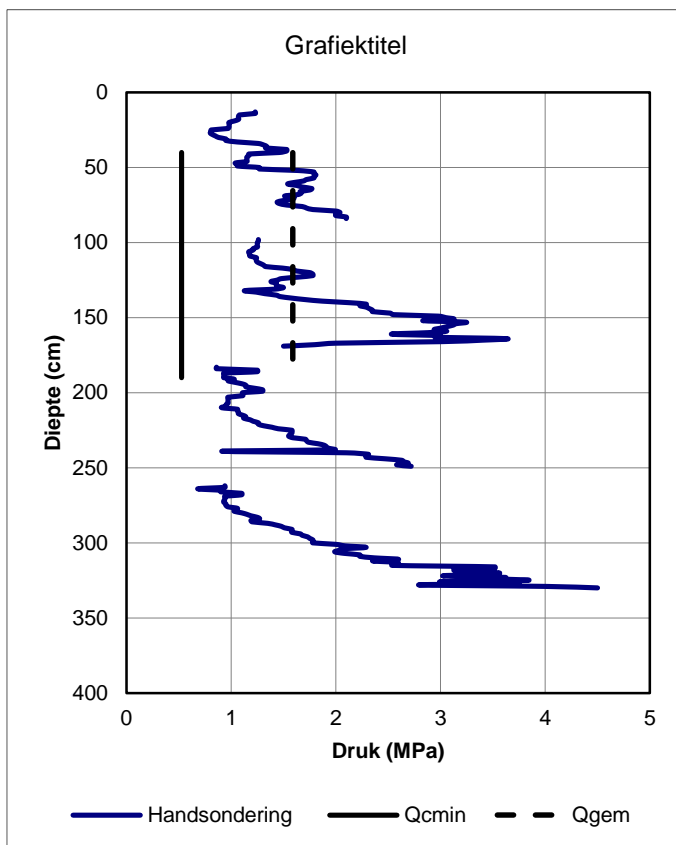
AG: cm -mv.  
 GHG: cm -mv.  
 GLG: cm -mv.

**Bodemgebruik:**

**Bijzonderheden:** Dijklichaam

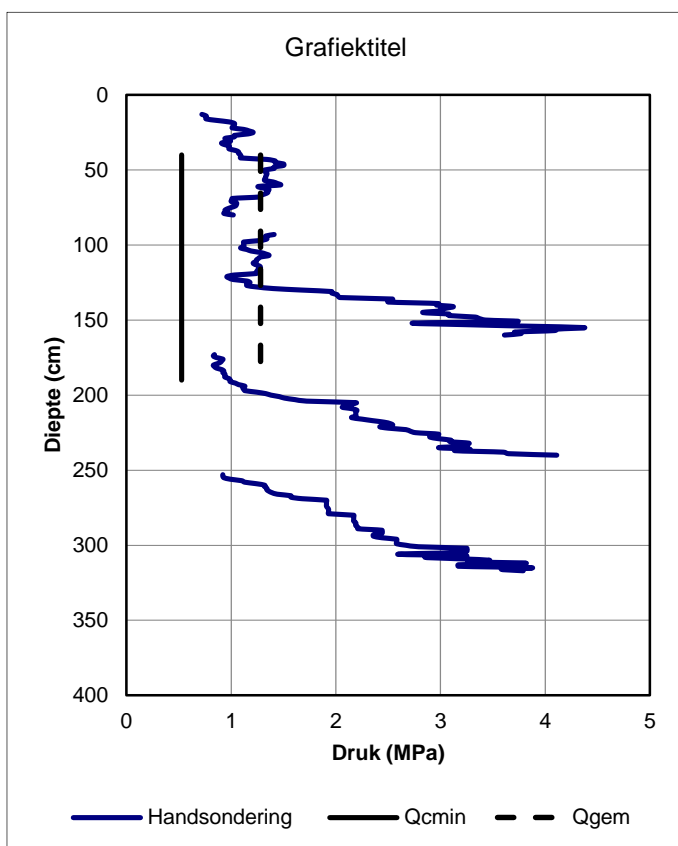
Diepte (cm - mv.)		humus	lutum [<2 µm]	leem [<50 µm]	M50	Grondsoort	k	Kleur	Opmerking	Codering
begin	eind	(%)	(%)	(%)	(-)		(m/etm.)			
0	15					venige klei		dr br gr		TvK
15	120	10	30			lichte klei		gr br vast		K
120	300					veen		dr br		V

## **7 Bijlage 2: Resultaten analyse handsonderingen**



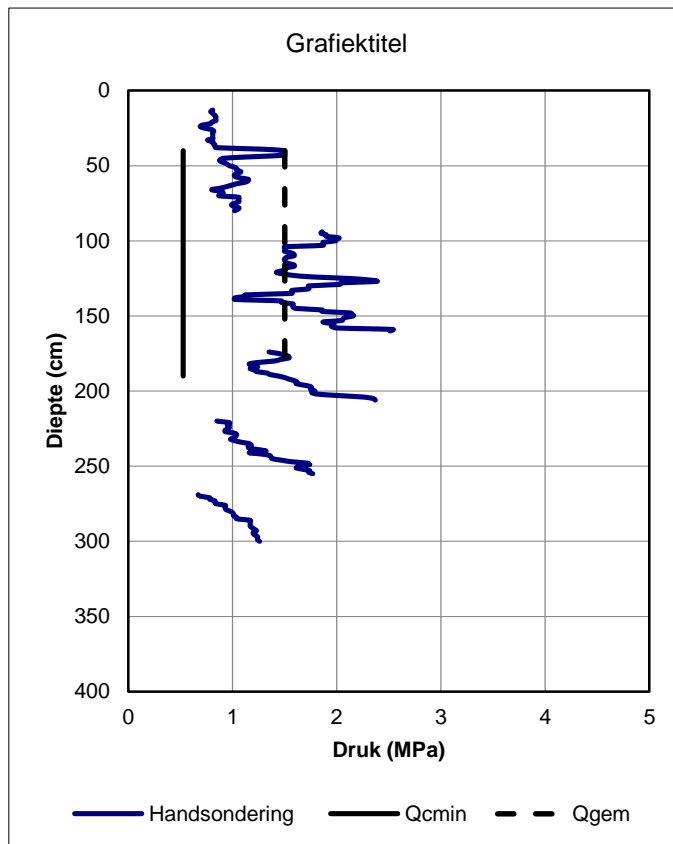
Figuur 7-1: Handsondering 1

Bij handsondering 1 en 2 is gewerkt in het diepe deel met sondeerlengtes van 0,8 m per deel. Daarbij meet de handsondering in het veen echter teveel wrijving langs de stand. Daardoor is in de opvolgende handsondeerwaarden de sondeerlengte aangepast naar 0,5 m.

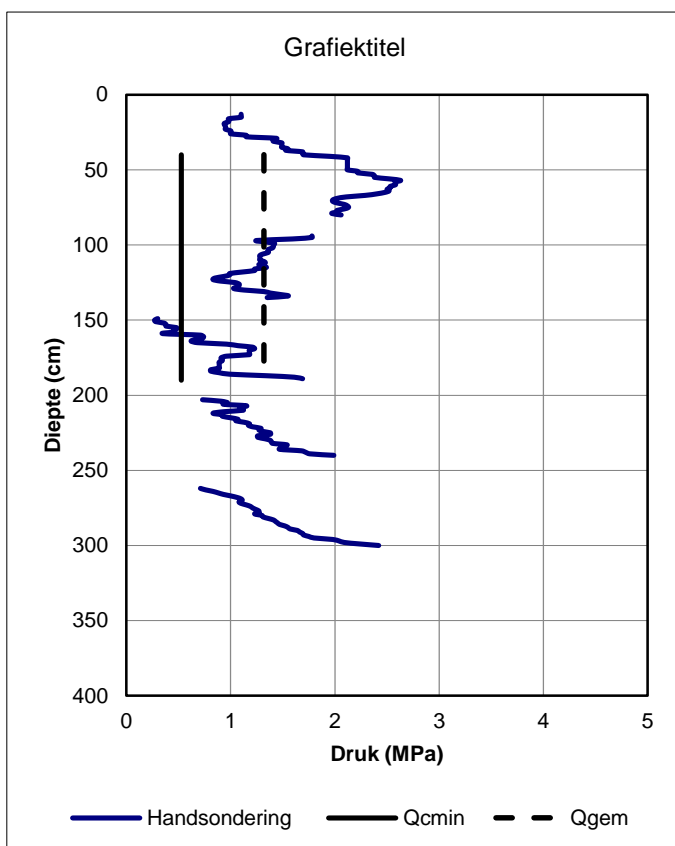


Figuur 7-2: Handsondering 2.

Bij handsondering 1 en 2 is gewerkt in het diepe deel met sondeerlengtes van 0,8 m per deel. Daarbij meet de handsondering in het veen echter teveel wrijving langs de stand. Daardoor is in de opvolgende handsondeerwaarden de sondeerlengte aangepast naar 0,5 m.



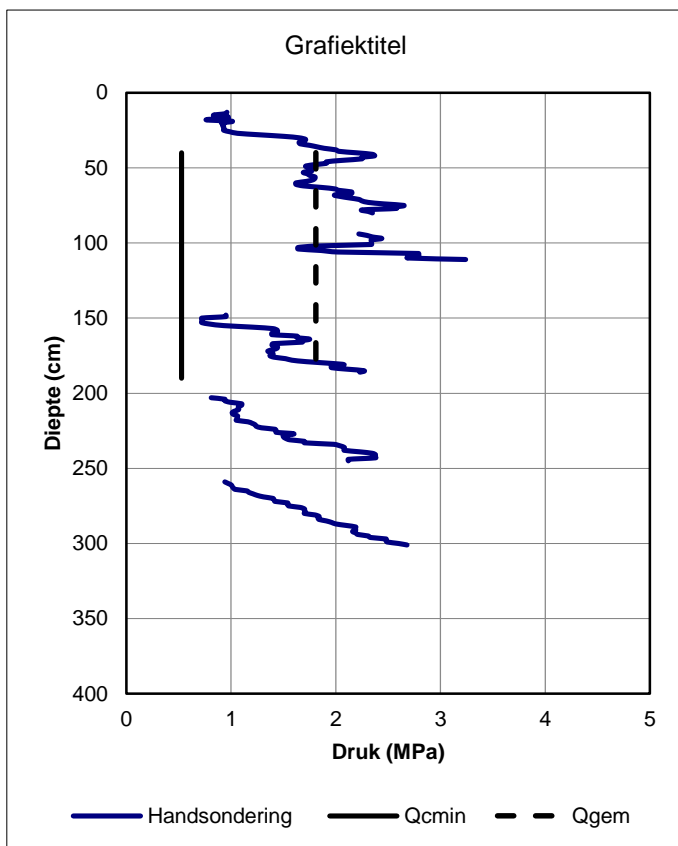
Figuur 7-3: Handsondering 3



Figuur 7-4: Handsondering 4

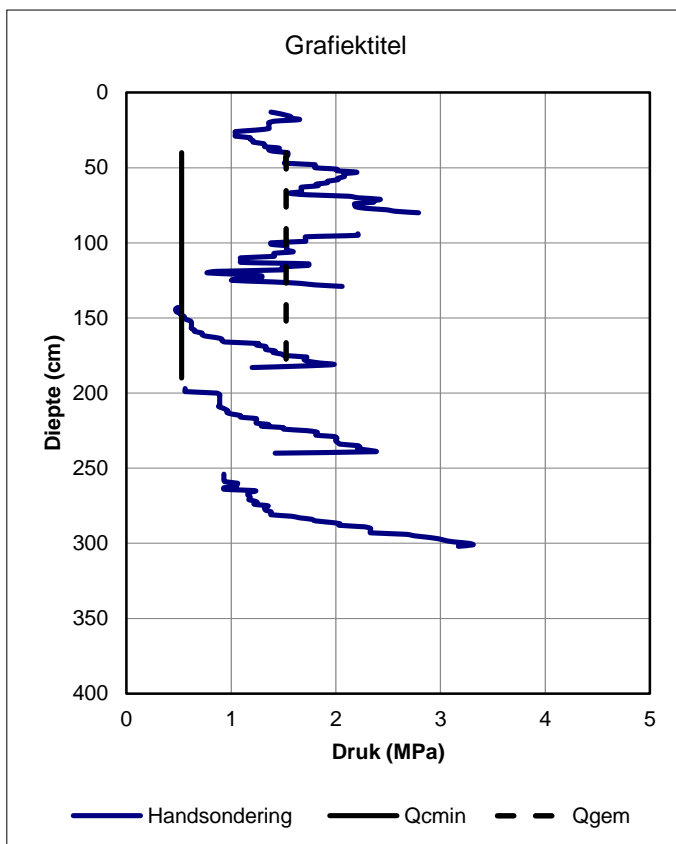
Deze handsondering geeft op een diepte van 1,5 m-mv een slappere laag. Het deel dat slapper is dan 0,5 MPa is ca. 0,2 m.





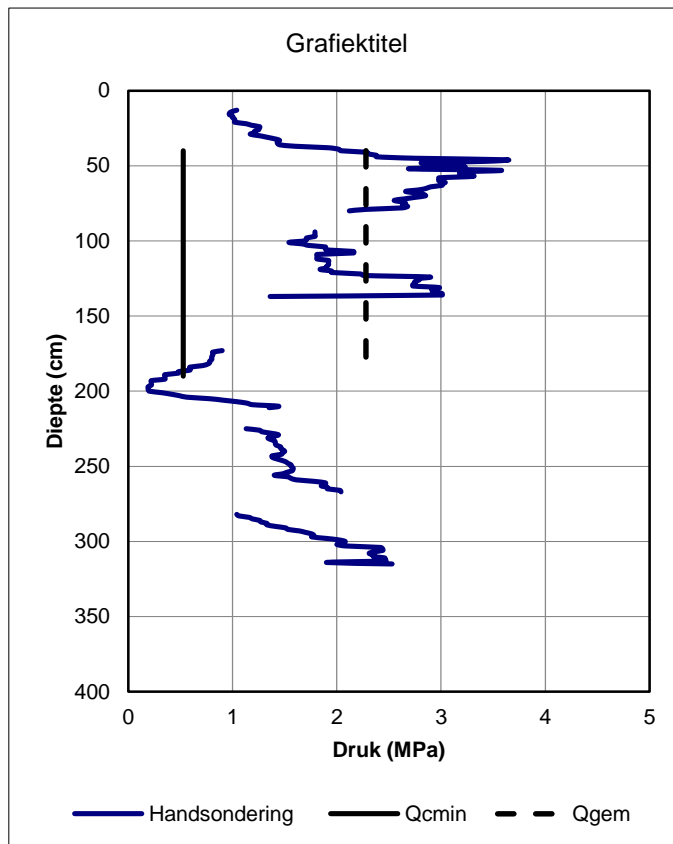
Figuur 7-5: Handsondering 5

Bij deze handsondering is in het veldwerkformulier de terugkoppeling gegeven dan ook het diepste veen (3 m-mv) droog was.



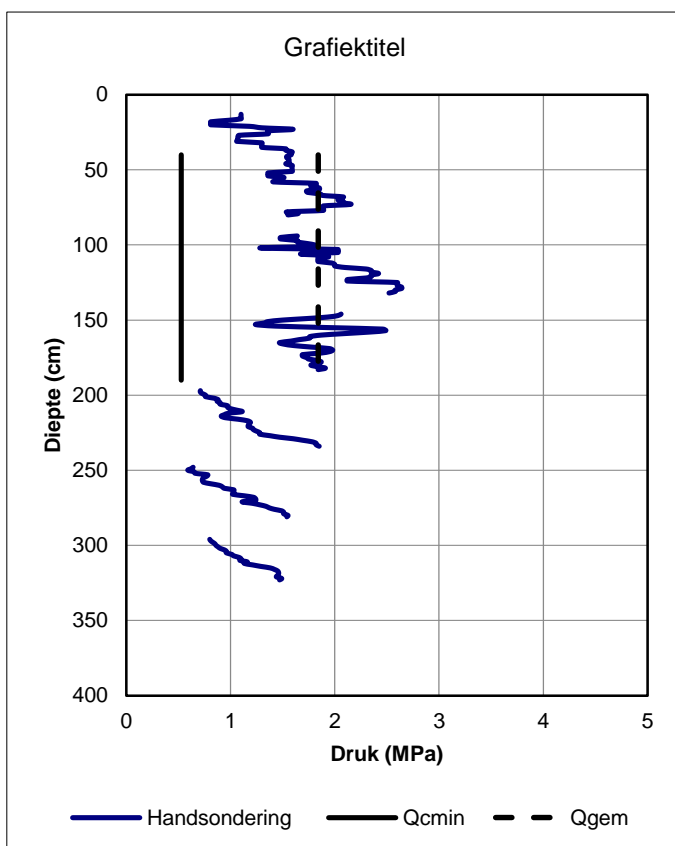
Figuur 7-6: Handsondering 6

Deze handsondering geeft op een diepte van 1,5 m-mv een slappere laag. Het deel dat slapper is dan 0,5 MPa is ca. 0,2 m.



Figuur 7-7: Handsondering 7

Deze handsondering geeft op een diepte van 2,0 m-mv een slappere laag. Het deel dat slapper is dan 0,5 MPa is ca. 0,2 m.



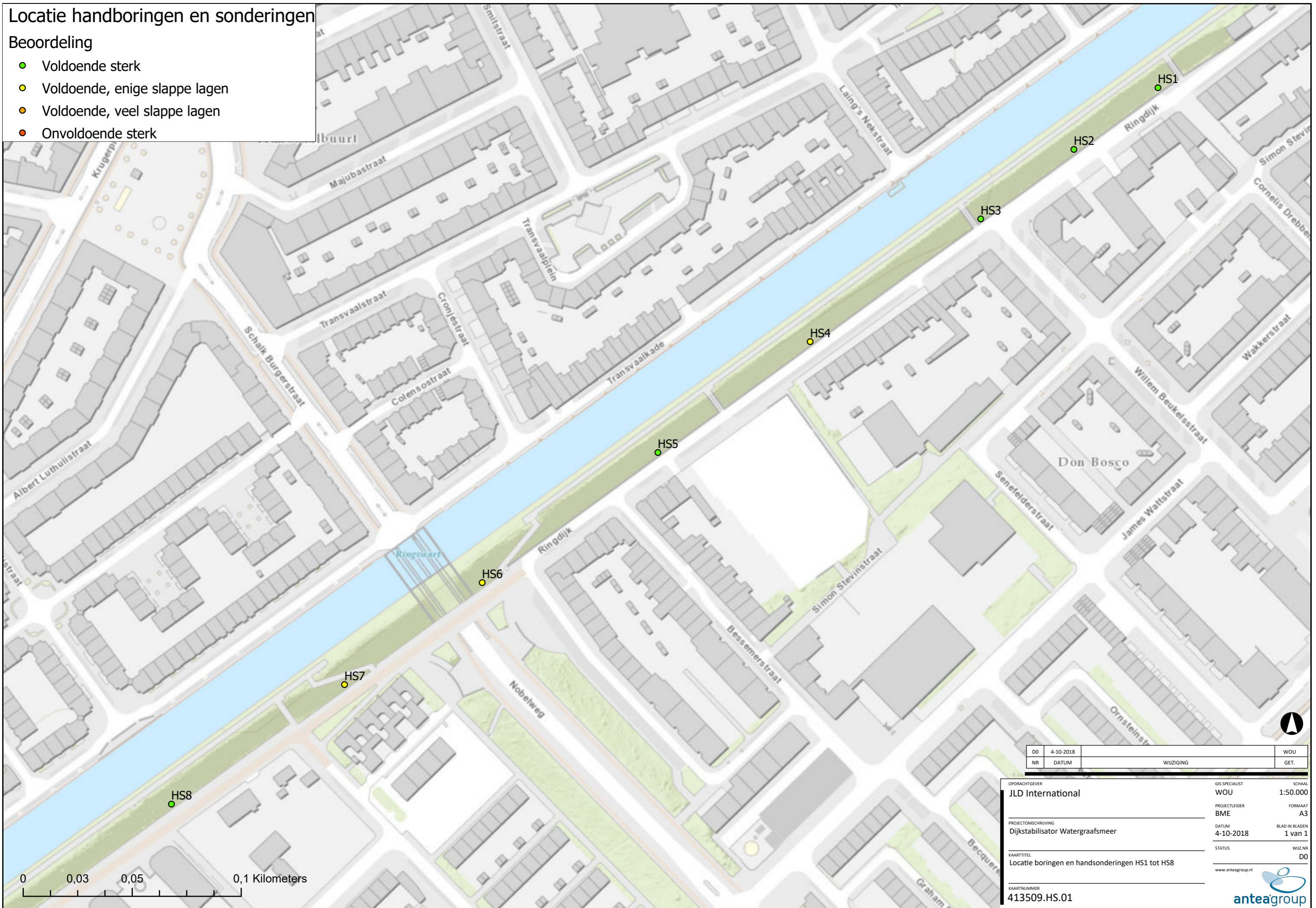
Figuur 7-8: Handsondering 8



# Locatie handboringen en sonderingen

## Beoordeling

- Voldoende sterk
- Voldoende, enige slappe lagen
- Voldoende, veel slappe lagen
- Onvoldoende sterk



0 0,03 0,05 0,1 Kilometers

DO	4-10-2018	WOU
NR	DATUM	GET.
		WIJZIGING

OPDRACHTGEVER	JLD International	GIS SPECIALIST	WOU	SCHAAL	1:50.000
PROJECTLEIDER	BME	FORMAAT	A3		
PROJECTOMSCHRIJVING	Dijkstabilisator Watergraafsmeer	DATUM	4-10-2018	BLAD IN BLADEN	1 van 1
KAARTITEL	Locatie boringen en handsonderingen HS1 tot HS8	STATUS	WIJZ.NR	DO	
KAARTNUMMER	413509.HS.01	www.anteagroup.nl			



---

## Over Antea Group

Van stad tot land, van water tot lucht; de adviseurs en ingenieurs van Antea Group dragen in Nederland sinds jaar en dag bij aan onze leefomgeving. We ontwerpen bruggen en wegen, realiseren woonwijken en waterwerken. Maar we zijn ook betrokken bij thema's zoals milieu, veiligheid, assetmanagement en energie. Onder de naam Oranjewoud groeiden we uit tot een allround en onafhankelijk partner voor bedrijfsleven en overheden. Als Antea Group zetten we deze expertise ook mondiaal in. Door hoogwaardige kennis te combineren met een pragmatische aanpak maken we oplossingen haalbaar én uitvoerbaar. Doelgericht, met oog voor duurzaamheid. Op deze manier anticiperen we op de vragen van vandaag en de oplossingen van de toekomst. Al meer dan 60 jaar.

---

## Contactgegevens

Rivium Westlaan 72  
2909 LD CAPELLE A/D IJSSEL  
Postbus 8590  
3009 AN ROTTERDAM

E. [vincent.laracker@anteagroup.com](mailto:vincent.laracker@anteagroup.com)

[www.anteagroup.nl](http://www.anteagroup.nl)

### Copyright © 2018

Niets uit deze uitgave mag worden verveelvoudigd en/of openbaar worden gemaakt door middel van druk, fotokopie, elektronisch of op welke wijze dan ook, zonder schriftelijke toestemming van de auteurs.