

Afstudeeronderzoek Rense van IJken

Afstudeerscriptie

Onderwerp

‘Horizontale effecten op damwandconstructies’

Rense van IJken
1503250

11 januari 2010

Grontmij Infrastructuur en Milieu

Voorwoord

Tijdens het verzamelen en samenvoegen van alle deelresultaten tot een eindrapport merk je welke stappen allemaal doorlopen zijn om te komen tot het hier gepresenteerde eindproduct. Begin september was de kick off van het afstudeeronderzoek bij Grontmij en eind december zijn de laatste resultaten voortgekomen uit dit onderzoek. Het onderliggende resultaat betreft het eindrapport, waarmee mijn bacheloropleiding Civiele Techniek afgerond dient te worden. Met het onderzoek en aansluitend de eindrapportage heb ik getracht mijn competentie- en kennisniveau op het gebied van (constructieve) geotechniek aan te tonen. De gekozen richting en het type onderwerp waren vrij vernieuwend en complex, waardoor ik de uitdaging voor mezelf hoog gesteld heb. Terugkijkend ben ik zeer tevreden met het eindresultaat dat ik geleverd heb, met daarbij in ogenschouw nemend het opgestelde Plan van Aanpak.

Onderliggend rapport is tot stand gekomen aan de hand van een aantal chronologische schakelingen (actiepunten). In dit rapport zijn alle stappen beschreven en hierbij is het plan van aanpak de 'leidraad' ten behoeve van het bereiken van het gewenste resultaat. Elk onderdeel is afgerond met een 'deelrapport', waarop mijn begeleiders vanuit Grontmij en de Hogeschool feedback en adviezen hebben geleverd.

Dit onderzoek is mede mogelijk gemaakt door Grontmij Infrastructuur & Milieu, waar ik gebruik heb mogen maken van alle beschikbare faciliteiten, programma's en kennis. Mijn begeleider tijdens dit onderzoek was Marco Peters, senior Adviseur Geotechniek bij de afdeling geotechniek, onderdeel van afdeling waterbouw. Dankzij deze goede begeleiding en overdracht van kennis is de kwaliteit van mijn afstudeeronderzoek gewaarborgd en uiteindelijk kwalitatief goed opgeleverd. De begeleiding bestond uit inleidingen in theorieën, modelbeschrijvingen, feedback op projectonderdelen en resultaatanalyses. Ik wil hierbij mijn dank uitspreken naar Marco Peters voor leerzame en vruchtbare begeleiding. Vanuit de Hogeschool werd mijn afstuderen gemonitort door Ursula Backhausen en Frans van Heerden. De eerst genoemde fungeerde als afstudeerbegeleidster en leverde mij feedback en kennis omtrent bepaalde onderdelen waarmee ik in aanraking ben gekomen. Ook bespraken wij maandelijks de voortgang. Mijn dank ten aanzien van deze begeleiders wil ik hierbij uitspreken.

Ook wil ik mijn vrienden en huisgenoten bedanken voor de steun en motivatie tijdens de periode van mijn afstuderen. Zij hebben voor mij onder andere gediend als klankbord en motivatiebron. Verder wil ik iedereen op de afdeling geotechniek bij Grontmij bedanken voor hun collegiale houding en ondersteuning.

Rense van IJken
31 december 2009

Docent:
Ir. Ursula Backhausen
Hogeschool Utrecht

Begeleiding:
Ir. M.G.J.M Peters
Grontmij, Infrastructuur & Milieu

Inhoudsopgave

Samenvatting	4
1. Inleiding.....	5
2. Probleemanalyse.....	6
2.1 Probleemstelling	6
2.2 Doelstelling.....	6
3. Randvoorwaarden en uitgangspunten.....	6
3.1 Leeswijzer.....	6
3.2 Plan van Aanpak.....	6
3.3 Normen en richtlijnen	7
4. Rekenmodellen	8
4.2 Verticale spanningspreiding	9
4.2.1 Definities	9
4.2.2 Algemeen	9
4.2.3 Cirkel van Mohr-Coulomb	11
4.2.4 Spanningsspreidingstheorie volgens Boussinesq.....	13
4.2.5 Theorie van Poulos and Davis	15
4.2.6 Spanningsspreiding volgens oplossingen van Flamant	17
4.2.7 Conclusie verticale spanningspreiding theorieën.....	18
4.3 Horizontale grondspanningen.....	18
4.3.1 Theorie Horizontale Gronddruk volgens Coulomb.....	18
4.3.2 Theorie van Rankine	19
4.3.4 Verschil theorie Rankine en Coulomb, horizontale gronddruk.....	22
4.3.5 Rechte en gekromde glijvlakken	22
4.3.6 Horizontale krachtstheorie volgens Blum	24
4.3.7 Theorie van Brinch Hansen	25
4.4 Analytische rekenmodellen.....	28
4.4.1 Continu verend ondersteunde ligger	28
4.4.2 Horizontale beddingconstante.....	29
4.4.3 Eindige Elementen Modellen (EEM).....	31
5. Gevoeligheidsanalyses grondparameters	37
5.1 Inleiding.....	37
5.2 Hypothese variatie parameters.....	37
5.2.1 Hoek van inwendige wrijving (ϕ)	37
5.2.2 Cohesie (c).....	38
5.3 Uitgangspunten gevoeligheidsanalyses.	39
5.3.1 Ontgravingsfasering (onverankerde en verankerde situatie)	39
5.3.2 bodemopbouw en geohydrologische situatie.....	39
5.3.3 Uitgangspunten dimensies onverankerde en verankerde bouwphase.	41
5.3.4 Overige materiaaleigenschappen.....	42
5.4 Beschouwing veiligheid tegen opbarsten	43
5.4.1 Verticaal evenwicht in de onverankerde bouwphase.....	43
5.4.2 Verticaal evenwicht in de verankerde bouwphase.....	43
5.5 Resultaten onverankerde damwand (ontgraving tot NAP – 3,0m)	43
5.5.1 Variatie 1 Msheet model (zand variatie).....	43
5.5.2 Variatie 2 Msheet model (klei variatie).....	44
5.5.3 Variatie 3 Msheet (zand variatie laag 1 en laag 2)	46
5.5.4 Variatie 4 Msheet (klei variatie laag 1 en laag 2)	47
5.6 Resultaten verankerde damwand (ontgraving tot NAP – 5,0 m)	48
5.6.1 Variatie 1 Msheet model (zand variatie).....	48
5.6.2 Variatie 2 Msheet model (klei variatie).....	49
5.6.3 Variatie 3 Msheet model (zand variatie laag 1 en laag 2)	50
5.6.4 Variatie 4 Msheet model (Klei variatie laag 1 en laag 2).....	51

6. Invloed van de geometrie van de ontgraving	53
6.1 Inleiding.....	53
6.2 Uitgangspunten.....	53
6.2.1 Geometrische variaties	53
6.2.2 Grondparameters.....	54
6.2.3 Dimensies ontgravingen.....	54
6.2.4 Overige materiaaleigenschappen	55
6.3 Resultaten uit Msheet en PLAXIS-analyses	56
6.3.1 Resultaten variatie ontgravingsgeometrie.....	56
6.3.2 Vergelijking M -, D -, en u-lijnen.....	59
6.3.3 Samenvatting resultaten vergelijking rekenmodellen	63
7. Invloeden van hellingen aan passieve en actieve zijde	64
7.1 Leiding	64
7.2 Uitgangspunten.....	64
7.2.1 Geometrische variaties	64
7.2.2 Bodemschematisatie en grondparameters.....	64
7.2.3 Dimensies hellingen	65
7.3 Resultaten uit Msheet en PLAXIS - analyses	67
7.3.1 Resultaten actieve hellingen	67
7.3.2 Resultaten Passieve hellingen	69
7.3.3 Vergelijking hellingen individuele M-lijnen passieve zijde	71
7.3.4 Vergelijking hellingen individuele M-lijnen actieve zijde	72
7.3.5 Samenvatting resultaten vergelijking rekenmodellen	73
8. Conclusies en aanbevelingen	76
8.1 Gevoeligheidsanalyse.....	76
8.2 Invloed van ontgravingsbreedte en- diepte	76
8.3 Invloed van hellingen aan passieve- en actieve zijde.....	77
8. Literatuurlijst.....	78
9. Bijlage	79
9.1 Bijlage 1 Tabel 1 NEN 6740	80
9.2 Bijlage 2 Plan van Aanpak	81
9.3 Bijlage 3 Onverankerde situatie, variatie 1 en 2	91
9.4 Bijlage 4 Onverankerde situatie, variatie 3 en 4	94
9.5 Bijlage 5 Verankerde situatie, variatie 1 en 2	98
9.6 Bijlage 6 Verankerde situatie, variatie 3 en 4	101
9.7 Bijlage 7 Geometrie Bouwkuip Breedte, Ontgraving	106
9.8 Bijlage 8 Geometrie Hellingen actieve en passie zijde	108

Samenvatting

Dit rapport betreft een studie naar de horizontale effecten op damwandconstructies voor een aantal gestandaardiseerde situaties. Centraal staan in dit onderzoek onverankerde en verankerde damwandconstructies. De horizontale effecten zijn in drie delen onderzocht. Ten eerste worden de 'klassieke' theorieën bestudeerd en komen terug in het literatuuronderzoek. Het tweede deel omvat de gevoeligheidsanalyse, waar de invloed van de sterkteparameters cohesie en hoek van inwendige wrijving op belastingen en vervormingen wordt onderzocht. Het laatste onderdeel omvat de het onderzoek naar de invloed van geometrie op de damwand. De rekenmodellen vergelijking betreft handberekeningen, Msheet resultaten en PLAXIS resultaten. Onderzochte geometrie omvat de invloed van hellingen aan de actieve- en passieve zijde, ontgravingniveau en bouwkuip breedte.

De onderzochte situaties zijn in een breed scala gevarieerd. Dit doordat het de reikwijdte van het onderzoek vergroot en meer referentie situaties belicht. De resultaten uit de verschillende onderdelen zijn in dit rapport weergegeven. Gekozen is om de resultaten te presenteren in grafieken, waardoor vergelijking tussen waarden overzichtelijker is voor de lezer. De gevoeligheidsanalyse laat zien dat de invloed van de hoek van inwendige wrijving bij zand en klei met betrekking tot momenten en verplaatsingen aanzienlijk is. Wel is bij kleigrond de invloed van cohesie tot deze twee reacties aanzienlijk groter, dan de die van de hoek van inwendige wrijving. Bij toenames van φ en c , nemen het moment en verplaatsing vrij af en zijn soms evenredig. De invloeden op passieve gronddruk en totaal stabiliteitsverlies is minimaal bij een verhoging van deze parameters.

In het hoofdstuk met betrekking tot de geometrie, wordt gekeken naar de geometrie en de rekenmodellen worden onderling vergeleken. Bij de breedte- en diepte variatie blijkt dat de invloed van de onderlinge afstand in verhouding met de ontgraving weinig invloed heeft op de damwandreacties. Ontgravingniveau en grondwaterstand zijn belangrijkere aspecten die deze reacties beïnvloeden. In de vergelijking in uitkomsten blijkt dat de Msheet en PLAXIS waarden aardig overeenkomen bij veldmoment en verplaatsing. De verschillen bij maximum moment en veiligheidsfactor zijn groter. Bij de beschouwde hellingen in de actieve en passieve zone, blijkt dat de invloed van hellingen aan de passieve zijde veel groter zijn dan die aan de actieve zijde. PLAXIS laat rond de $7,5^\circ$ een omslagpunt hierbij zien. Veldmomenten kunnen voor alle twee de hellingskanten goed bepaald worden met Msheet, PLAXIS en handformules. Aan het einde van het hoofdstuk worden de M-lijnen tussen PLAXIS en Msheet individueel vergeleken en worden de correctiefactoren bepaald.

1. Inleiding

Ter afronding van mijn HBO Bachelor Civiele Techniek aan de Hogeschool Utrecht bestaat het laatste semester uit een afstudeeronderzoek op het gebied van grondmechanica, onderdeel van de constructieve afstudeerrichting. Gestart is met een oriënterende fase, waarin het onderwerp aan bod kwam en de daarbij behorende onderzoeksvraag. De onderzoeksvraag die in dit onderzoek centraal staat is als volgt gedefinieerd:

Wat zijn de horizontale invloeden van de geotechnische- en geometrische parameters op het damwandontwerp en wat zijn daarbij de verschillen tussen de berekeningsmethodes?

Na het vaststellen van deze onderzoeksvraag was het van belang om de grenzen goed af te bakenen en tevens dit te verwoorden in het plan van aanpak.

In de literatuurstudie zijn de klassieke rekenmodellen omtrent spanningsspreiding in ondergrond en gronddruk beschreven, die zowel dienen als ondersteuning en als literatuur bij het doorgaande proces met betrekking tot het afstudeeronderzoek. Deze theorieën zijn opgesteld door verschillende onderzoekers, die elkaars theorieën steeds uitbreiden of bekeken vanuit een andere invalshoek. Hieruit zijn de huidige toegepaste en geaccepteerde grondmechanische theorieën opgebouwd. Zoals door Boussinesq, Blum en Mohr-Coulomb. Tegenwoordig kunnen berekeningen worden uitgevoerd met behulp van computerprogramma's zoals met Msheet en PLAXIS. In de literatuurstudie komen de rekenmodellen hierachter ook naar voren en worden behandeld. Msheet is gebaseerd op het verende ondersteunde ligger model en PLAXIS gebruikt de modellen van Mohr-Coulomb en het Hardening-Soil model.

Na de literatuurstudie volgt de uitwerking van het onderzoek. In gevoeligheidsanalyse zijn de grond- en damwandmodellen gemodelleerd voor 'standaard' situaties (veelvoorkomende situaties). Uit de grafisch gepresenteerde resultaten zijn vervolgens de geconstateerde verschillen en trends verklaard.

Het laatste deel van het onderzoek bestaat uit een validatie van rekenmodellen. Gekeken is naar de invloed van hellingen, ontgravingniveaus en ontgravingsbreedtes. Verschillende typen modellen worden onderzocht, besproken en uiteindelijk vergeleken met elkaar. Het rapport wordt afgerond met een eindconclusie en met aanbevelingen.

2. Probleemanalyse

2.1 Probleemstelling

De rekenmethodieken voor grondspanningen bij ontgravingen zijn voorgeschreven in de huidige normen en richtlijnen. Het probleem hierbij is dat deze berekeningsmethodes veelal algemeen geldend zijn en daarmee vaak leiden tot een te conservatief ontwerp.

2.2 Doelstelling

Het doel van dit onderzoek is om meer inzicht te verkrijgen in de invloed van de geometrie en de verschillende geotechnische parameters bij damwandconstructies. Binnen het kader van het onderzoek zullen verschillende rekenmodellen, van klassieke modellen tot geavanceerde numerieke modellen, worden beschouwd. Uit de vergelijking- en gevoeligheidsanalyse resultaten kunnen de toepassingsgebieden worden aangegeven en worden vastgesteld tot wanneer een model nog toereikend is of wanneer toepassingen van geavanceerdere modellen leiden tot een aanzienlijke betere optimalisatie van het damwandontwerp.

3. Randvoorwaarden en uitgangspunten

3.1 Leeswijzer

Dit onderzoek is specialistisch gericht op geotechnische materie en bij de uitleg van enkele aspecten en onderdelen wordt aangenomen dat bepaalde kennis omtrent deze materie aanwezig is bij de lezer. Als dit niet het geval is, dan worden de volgende naslagwerken aangeraden om door te nemen of als handboek te gebruiken bij de interpretatie van dit rapport; de CUR 166 richtlijn ontwerp damwandconstructies, NEN 6740 en Grondmechanica van A. Verruijt.

In het Plan van Aanpak is een inhoudsopgave weergegeven, waarvan het rapport is afgeleid. Voor bepaalde theoretische onderbouwing en uitleg zal de literatuurstudie te vinden zijn in het rapport als hoofdstuk 4. Deze studie heeft betrekking op drie hoofdonderdelen namelijk: spanningsspreiding in de ondergrond, optredende horizontale gronddrukken en de theorie achter de rekenprogramma's (Msheet en PLAXIS). De eerste twee onderdelen beschrijven klassieke theorieën voor analytische benaderingen van bepaalde geotechnische vraagstukken. Hierna volgt de gevoeligheidsanalyse, naar de invloed van geotechnische parameters, in het bijzonder de cohesie en hoek van inwendige wrijving, op het damwandontwerp (belastingen en vervormingen). Er is gevarieerd bij een gekozen model met deze parameters, waarvan de resultaten zijn weergegeven in hoofdstuk 5.

Vervolgens komt in hoofdstuk 6 de invloed van de geometrie op het damwandontwerp aan bod. Het eerste deel beschouwt een bouwkuip, waar gevarieerd wordt met zowel bouwkuipbreedte als met het ontgravingniveau. Het tweede deel beschouwt de helling aan zowel de actieve als passieve zijde van de damwand. Hierbij worden drie methodes vergeleken. Te weten klassieke analytische modellen, het verenigen model (Msheet) en EEM modellen (PLAXIS). De resultaten vanuit de gevoeligheidsanalyse en validatie rekenmodellen worden als afsluiting besproken in hoofdstuk 7.

3.2 Plan van Aanpak

De definitieve versie van het Plan van Aanpak staat in de bijlage 2 van dit rapport. Dit rapport diende als leidraad tijdens mijn onderzoeksperiode, die ik getracht heb nauwgezet te volgen.

3.3 Normen en richtlijnen

Bij dit onderzoek zijn een aantal normen en richtlijnen gebruikt die dienden als ondersteuning en informatiebron bij bepaalde onderdelen van dit onderzoek. Hieronder zijn ze allemaal genoemd:

Normen:

- NEN 6702 Nederlandse Norm Technische grondslagen voor bouwconstructie, Belastingen en vervormingen, augustus 2007;
- NEN 6740 Nederlandse Norm Geotechniek, Basiseisen en Belastingen, 2006 2^{de} druk;
- NEN 6743 Nederlandse Norm Geotechniek, Berekeningsmethode voor funderingen op palen, drukpalen, 2006;
- NEN 6744 Nederlandse Norm Berekeningsmethode voor funderingen op staal, 2006;
- NEN 6745-1 Nederlandse Norm Geotechniek Proefbelasting van funderingspalen Deel 1: Statische axiale belasting op druk;
- NEN 6745-2 Nederlandse Norm Geotechniek Proefbelasting van funderingspalen Deel 2 Statische axiale belastingen op trek;
- NEN 9997 Geotechnisch ontwerp van constructies (Eurocode 7-1), ontwerpversie september 2009.

Richtlijnen:

- CUR 166 Damwandconstructies Civieltechnisch Centrum Uitvoering Research en Regelgeving 4^{de} druk deel 1 en deel 2;
- CUR 162 Construeren met grond Grondconstructies op en in weinig draagkrachtige en sterk samendrukbare ondergrond 2^{de} druk.
- CUR bepaling geotechnische parameters, rapport 2003-7

4. Rekenmodellen

4.1 Inleiding

Ter verbetering en ondersteuning van het afstudeeronderzoek bestaat het eerste onderdeel van dit rapport uit een literatuurstudie. Deze levert de gewenste extra verdieping in de materie. In dit literatuuronderzoek zijn twee onderdelen van grondmechanica beschouwd, namelijk de spanningspreiding door de ondergrond en de optredende horizontale gronddrukken. Het tweede deel van de literatuurstudie geeft een beschrijving van de onderzoeksmodellen. Deze onderwerpen zijn beschreven in een aantal klassieke modellen, die theorieën en oplossingsmethodieken beschrijven door wiskundige berekeningen bij bepaalde onderbouwde aannames. Gestart wordt met de Cirkel van Mohr. Hiervoor is gekozen omdat veel theorieën aan deze theorie verwant zijn en gebruik maken van het bezwijkcriteria met betrekking tot de kritische schuifspanning. Hierna worden de theorieën van Boussinesq, Poulos & Davis en Flamant met betrekking tot spanningsoverdracht beschreven. De omschrijving is zowel tekstueel als visueel weergegeven, met daarbij de belangrijkste standaardformules voor het berekenen van spanningniveau's, bij en spanningafnames. Omdat het onderzoek specifiek betrekking heeft op de damwand, worden hierna de theorieën omtrent de horizontale gronddruk beschreven. Horizontale gronddruk wordt in dit onderzoek gedefinieerd als de verticale effectieve gronddruk maal de gronddrukcoëfficiënt. Deze coëfficiënten bepalen de grootte van zowel de actieve als de passieve horizontale gronddrukken. Het verschil tussen de onderlinge theorieën zit dus ook in de methodiek van het bepalen van je gronddrukcoëfficiënten. Zo gaan bepaalde theorieën uit van rechte glijvlakken (met bepaalde aannames) en andere van gekromde glijvlakken. Theorieën van Coulomb, Rankine, Blum en Brinch-Hansen zullen worden besproken. In het tweede deel van de literatuurstudie zal een extra hoofdstuk gewijd zijn aan de theorie achter de gekromde glijvlakken methodiek.

Zoals genoemd bestaat het tweede deel van dit literatuuronderzoek uit een beschrijving van de theorieën, methodieken en parametertoepassingen bij de rekenprogramma's Msheet en PLAXIS. Dit zijn twee modellen die veelvuldig worden toegepast in de geotechnische wereld voor het berekenen van onder andere damwanden, bouwkuipen, tunnelelementen. Deze programma's kunnen bijvoorbeeld verplaatsingen, momenten, dwarskrachten gemakkelijk inzichtbaar maken, wat een meerwaarde geeft bij verschillende ontwerp- en uitvoeringsfases. Het Msheet model beschouwt een damwandprofiel als een verende ondersteunde ligger, met gebruik van een multi-lineaire relatie tussen horizontale spanning en verplaatsing. Met dit programma kan een aanzienlijk breed scala aan grondkerende constructie worden gedimensioneerd en getoetst. Msheet gaat uit van een aantal parameters, namelijk cohesie, hoek van inwendige wrijving, wandwrijvingshoek en horizontale beddingconstante. Deze zullen tevens besproken worden. PLAXIS is een ingewikkelder model met een grotere toepassing en meerdere invoerparameters. In dit model kan grondvervorming en verplaatsingen duidelijk worden weergegeven. De theorie achter PLAXIS is de methodiek der Eindige Elementen. In de literatuurstudie zijn de twee meest standaard en dus meest frequent toegepaste materiaal modellen beschreven, namelijk het Mohr-Coulomb model en het Hardening Soil model. Verder is er een uitleg van alle parameters die bij dit model een rol spelen, gegeven.

4.2 Verticale spanningspreiding

4.2.1 Definities

Om een aantal zaken te verduidelijken zijn hieronder de definities weergegeven van een aantal belangrijke begrippen die steeds terugkeren in dit rapport.

Grond:	Samenstelsel van korrels, poriënwater en lucht. Grond is een poreus materiaal, opgebouwd uit deeltjes die tezamen het korrelskelet vormen
Grondspanning:	Totale druk in een bepaalde richting in een punt van een grondmassa onder invloed van het eigengewicht van grond, het grondwater en de op de grondmassa aangrijpende uitwendige belastingen.
Waterspanning:	Druk in het poriënwater in een punt van een grondmassa.
Korrelspanning:	Het verschil tussen de gronddruk in een bepaalde richting, in een bepaald punt van de grondmassa en de grondwaterdruk. De korrelspanning is ook bekend als effectieve gronddruk.
Geotechnische constructie	Constructie waarbij de mechanische eigenschappen van de grond bepalend zijn voor de stabiliteit, de maximumdraagkracht en de vervormingen. (Bijvoorbeeld damwandconstructies.)

Grondspanning

$$\sigma_g = \sigma_k + \sigma_w \quad (4.1)$$

Waterspanning

$$\sigma_w = \gamma \cdot h \quad (4.2)$$

Verticale Korrelspanning

$$\sigma_{kv} = \sigma_g - \sigma_w \quad (4.3)$$

Horizontale korrelspanning

$$\sigma_{kh} = K_a \cdot \sigma_{kv} \quad (4.4.1)$$

$$\sigma_{kh} = K_p \cdot \sigma_{kv} \quad (4.4.2)$$

4.2.2 Algemeen

Spanningen in de grond kunnen veranderen door ontgravingen, af- en toename van waterspanningen of externe belastingen. Om een uitspraak te kunnen doen over het grondgedrag bij de hierboven benoemde oorzaken zijn er verschillende theorieën die dit beschrijven. In het resterende deel van dit hoofdstuk zullen verschillende theorieën met betrekking tot spanningsspreiding beschreven worden, om zo inzicht te verkrijgen in dit onderdeel. Grond is een materiaal dat drukspanningen kan opnemen, maar vrijwel geen trekspanningen. Ook kunnen schuifspanningen worden overgedragen tussen de korrels. Bij de beschouwing van dit onderwerp komt de term effectieve spanningen (korrelspanningen) vaak terug. Hiermee bedoelt men de maat voor geconcentreerde krachten in contactpunten van het korrelskelet. Spanningen tussen de korrels treden op door twee oorzaken. Dat is ten eerste een spanning ten gevolge van water, die de korrel van elkaar ontsluit. Ten tweede gaat het om spanningen door de krachten die overgebracht worden tussen de korrels in hun contactpunten. Deze contactpunten zijn verantwoordelijk voor de overdracht van normaalkrachten en schuifkrachten. Bewegingen in de vorm van rollen en schuiven in en langs deze contactpunten produceert een vormverandering van het korrelskelet. Het toenemen van de schuifkracht kan een kettingreactie doen ontstaan die tot vervormingen en/of bezwijken kan leiden.

Boussinesq is een van de eerste wiskundige die in zijn theorie heeft beschreven hoe spanning en krachtoverdracht zich in de grond gedragen en waarmee dat gepaard gaat. We gaan uit dat spanning zich in een parabolische vorm in de grond verspreidt; hoe dieper de spanning doordringt in de grond (dus hoe groter de spreiding) des te lager de spanning. De spanningsverspreiding in de grond is afhankelijk van verschillende factoren met betrekking tot de eigenschappen van zowel de grond als het funderingselement. Hieronder staan deze drie factoren benoemd:

- stijfheid van het element (flexibiliteit, stijfheid en ingeklemde damwand);
- eigenschappen van de ondergrond (volumegewicht, waterspanning, cohesie, hoek van inwendige wrijving;);
- belastingscondities waarbij te denken is aan een puntvormige belasting of een oppervlakte belasting.

Spanningen verplaatsen zich door de ondergrond door externe belastingen en door het eigen gewicht van de grondmassa. Elk element in de grond zal onderhevig zijn aan drie normaalspanningen over de x, y en z as. Schuifspanningen komen voort uit deze normaalspanningen en kunnen overdracht vinden als ze relatief klein zijn.

In het ontwerpproces zijn bepaalde aandachtspunten van belang die dienen te worden meegenomen bij de afweging en keuzes van bepaalde varianten. Zo moeten de te verwachten vervormingen in kaart gebracht worden en de snelheid waarmee dit zou plaats vinden, ook de kans op stabiliteitsverlies van omliggende constructies en de invloed van belastingen. Bij het bepalen van de verticale spanningen is de lineair-elastische methode redelijk nauwkeurig en benadert deze de werkelijkheid. Voor de horizontale component is dit lastiger, want deze is ondermeer afhankelijk van vervormingen en verplaatsingen, die op hun plaats weer afhankelijk zijn van materiaaleigenschappen. Bij het berekenen van spanningsverloop met behulp van de elasticiteitstheorie worden de volgende aspecten aangenomen:

- bepaalde laagdiktes;
- homogeen grondpakket;
- ondergrond isotroop;
- vervormingen en verplaatsingen volgens de elasticiteitsleer;
- de funderingsdiepte.

Grond is een inhomogeen en niet lineair-elastisch materiaal. Bij de berekening volgens de elasticiteitsleer worden echter de hierboven genoemde aspecten aangehouden. De spanning en rekrelaties worden beschouwd volgens de theorie die de Wet van Hooke beschrijft. Rek wordt in de grondmechanica als vervormingen beschouwd, waardoor deze wet uitgedrukt wordt in spanningen en vervormingen. De 'basis' relatie tussen spanning en rek (constitutieve relatie) wordt weergegeven in de formule 4.5:

$$\Delta l = \frac{F \cdot l}{E \cdot A} \Rightarrow \epsilon = \frac{\Delta l}{l} = \epsilon = \frac{\sigma}{E} \quad (4.5)$$

Hierbij geldt:

- Δl lengteverandering [m];
- F optredende kracht [kN];
- l de lengte van het beschouwde model [m];
- E stijfheidmodulus [kN/m²];
- A oppervlak van het beschouwde model [m²];
- ϵ optredende rek [m];
- σ optredende spanning in het model [kN/m²].

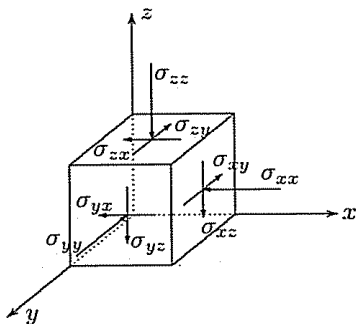
Deze formule kan omgeschreven worden naar grond, dat een normaalkracht in drie richtingen ondervindt. Hieruit volgen de formules 4.2 en 4.3 en die zijn hieronder weergegeven.

$$\begin{aligned}\varepsilon_{xx} &= \frac{1}{E} [\sigma_{xx} - \nu(\sigma_{yy} + \sigma_{zz})] \\ \varepsilon_{yy} &= \frac{1}{E} [\sigma_{yy} - \nu(\sigma_{zz} + \sigma_{xx})] \\ \varepsilon_{zz} &= \frac{1}{E} [\sigma_{zz} - \nu(\sigma_{xx} + \sigma_{yy})]\end{aligned}\quad (4.6)$$

$$\begin{aligned}\varepsilon_{xy} &= \frac{1+\nu}{E} \sigma_{xy} \\ \varepsilon_{yz} &= \frac{1+\nu}{E} \sigma_{yz} \\ \varepsilon_{zx} &= \frac{1+\nu}{E} \sigma_{zx}\end{aligned}\quad (4.7)$$

Hierbij geldt:

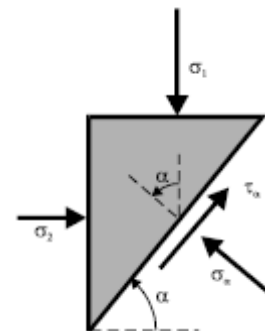
- $\varepsilon_{xx,yy,zz}$ optredende rek in x,y en z richting [m];
- E stijfheidsmodulus [kN/m^2];
- $\sigma_{xx,yy,zz}$ spanning in de x,y en z richting [kN/m^2];
- ν dwarscontractiecoefficient [-].



Figuur 4.1 3d spanningsfiguur

4.2.3 Cirkel van Mohr-Coulomb

De spanningen die inwerken op het hiernaast weergegeven vlak (figuur 4.2) zijn een normaalspanning en schuifspanning. Door middel van evenwichtsvergelijkingen op het grondlichaam zijn de normaalspanning en schuifspanning te berekenen. De spanningen zijn ook uit te drukken vanuit de horizontale- en verticale krachten op het grondlichaam. Hieruit kan een eenheidscirkel in een grafiek worden weergegeven, als de Cirkel van Mohr. Op de horizontale as worden de normaalspanningen weergegeven en op de verticale as de schuifspanningen. Nu is het mogelijk met behulp van deze cirkel op elk willekeurig punt de schuif- en normaalspanningen te bepalen.



Figuur 4.2 spanningsvlak

Normaalspanning

$$\sigma_{\alpha} = \sigma_1 \cos^2 \alpha + \sigma_2 \sin^2 \alpha \quad (4.8)$$

Schuifspanning

$$\tau_{\alpha} = \sigma_1 \sin \alpha \cos \alpha - \sigma_2 \sin \alpha \cos \alpha \quad (4.9)$$

Als de schuifspanning in de grond boven de maximale opneembare waarde komt, zal de grond bezwijken langs het vlak waarop deze spanning werkt. Coulomb stelde zijn kritische schuifspanning criterium op (figuur 4.3, en 4.4, weergegeven met raaklijn bij de cirkel) die is weergegeven in formule 4.10, hieronder. In figuur 4.4 is de invloed van cohesie goed te zien en hieruit is de relatie met formule 4.10 gemakkelijk te leggen.

$$\tau_f = c + \sigma' \tan \varphi \quad (4.10)$$

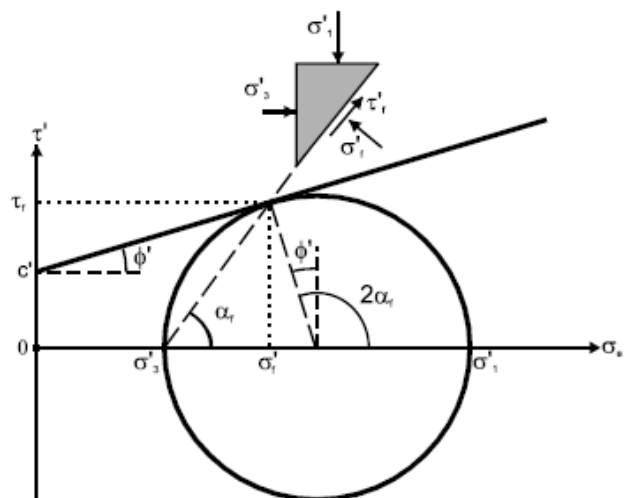
Hierbij geldt:

- α hellingshoek [°];
- σ' normaalspanning op het beschouwde vlak [kPa];
- σ_1 verticale normaalspanning [kPa];
- σ_2 horizontale normaalspanning [kPa];
- τ_f, τ_{α} kritische schuifspanning [kPa];
- c cohesie [kN/m²];
- φ hoek van inwendige wrijving [°];
- σ_{α} normaalspanning onder hoek α [kPa].

Het Mohr-Coulomb criterium beschrijft vrij goed het bezwijken van korrelachtige materialen. De cirkel van Mohr is ook een instrument om de uiterste kritieke schuifspanning (τ_f) te berekenen. De eenheidscirkel geeft de spanningstoestand op elk willekeurig punt (schuif- en normaalspanning). Zoals hiernaast te zien, is er evenwicht zolang de Cirkel van Mohr zich geheel onder de lijn van Coulomb bevindt. In figuur 4.3 is de cirkel van Mohr getekend voor een cohesieve grond, bijvoorbeeld klei of veen.

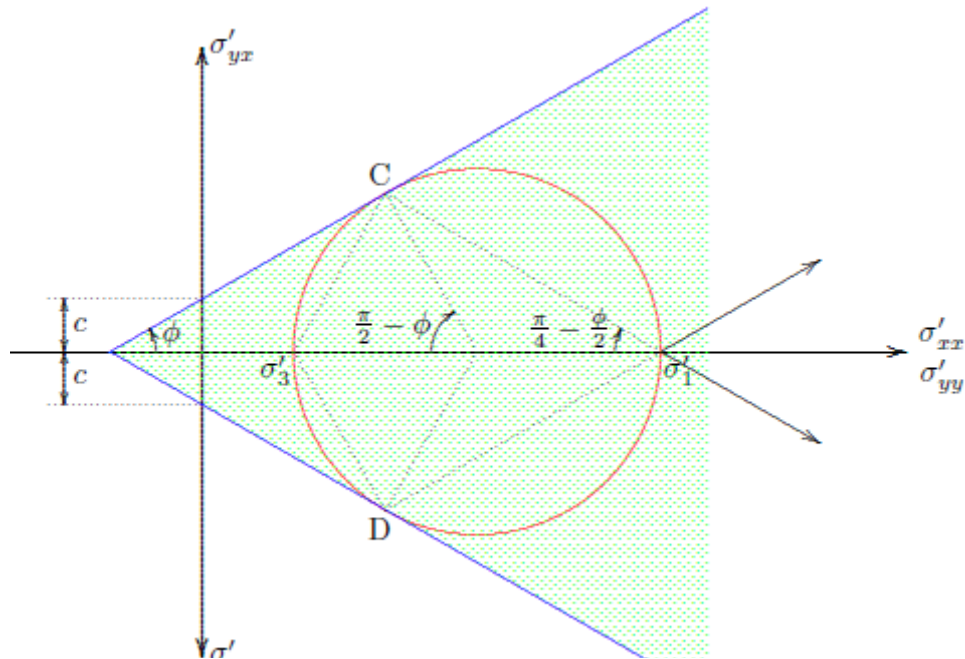
Als de cirkel deze lijn overschrijdt dan zal de grond bezwijken. De schuifspanning is dan groter geworden dan het kritieke spanningscriterium van

Coulomb en zal afschuiven onder de hoek $\left(\frac{1}{4\pi} - \frac{1}{2\pi}\right)$. Dit wordt dan de kritieke afschuivinghoek genoemd (α_r).



Figuur 4.3

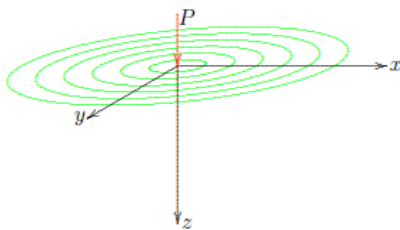
Cirkel van Mohr-Coulomb



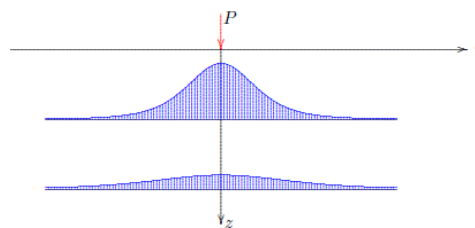
Figuur 4.4 Cirkel van Mohr-Coulomb (invloed cohesie)

4.2.4 Spanningsspreidingstheorie volgens Boussinesq

Boussinesq leidde in 1885 de oplossing af voor spanningen en vervormingen in de diepte ten gevolge van verticale belastingen. Deze methodiek is gebaseerd op de elasticiteitstheorie en veronderstelt te zijn opgebouwd uit isotroop, homogeen en lineair-elastisch materiaal in een halfruimte. Boussinesq gaat uit van een elastische halfruimte, begrensd door het platte vlak ($Z=0$), waarop uitsluitend normaalspanningen als belastingen werken (zie figuur 4.5). Hieronder in figuur 4.6 is de verspreiding van de belasting in de ondergrond aangegeven bij een normaalspanning P . Doordat de diepte hier z is, wordt de x -richting op nul gesteld (twee dimensionaal assenstelsel).



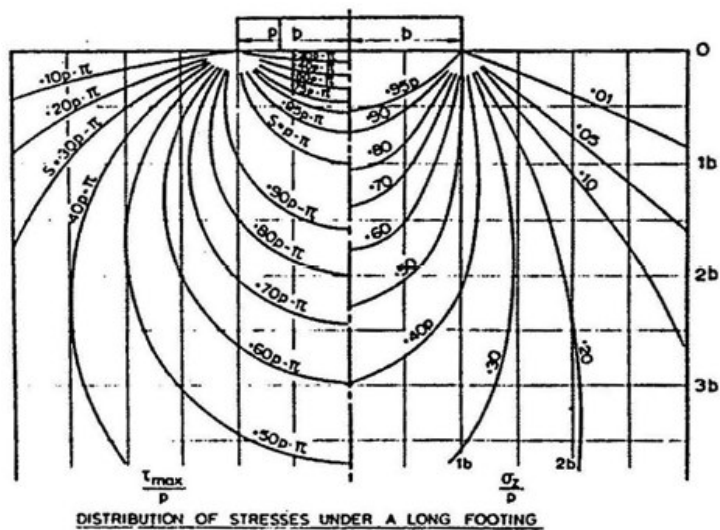
Figuur 4.5 3d aanzicht halfruimte



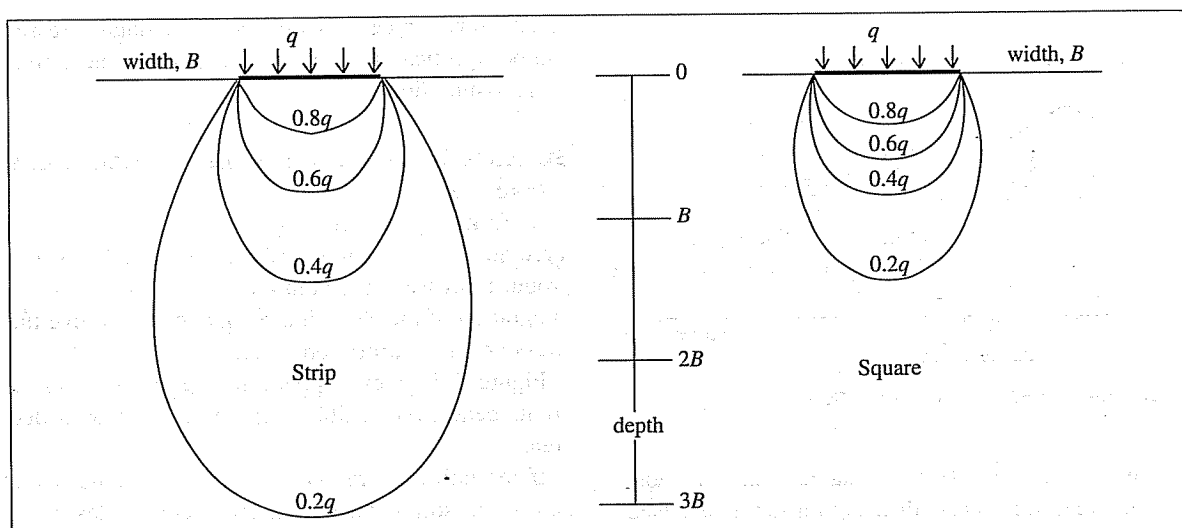
Figuur 4.6 2d aanzicht halfruimte

Voor een aantal belastingsvlakken is deze methodiek uitgewerkt. Dat zijn een puntlast, gelijkmatig verdeelde belasting, driehoekige belasting, terrasbelasting en een gelijkmatig verdeelde belasting over de helft van een halfruimte. Boussinesq gaat uit van parabolisch gevormde spanningsverlopen die afhankelijk zijn van de vorm van het belastingsvlak. In de onderstaande twee figuren (4.7 en 4.8) is visueel weergegeven hoe de spanningen afnemen naarmate de diepte toeneemt. Hierbij is een verschil te zien bij een stripbelasting en een oppervlaktebelasting.

De theorie van Boussinesq komt in dit onderzoek terug als verticale component die met een vermenigvuldigd met een gronddrukcoëfficiënt (K_a , K_p of K_0), de horizontale gronddruk op de damwand levert. Gezamenlijk met de andere theorieën met betrekking tot verticale spanningsspreiding is de invloed van dit fenomeen bij maaiveldbelastingen en in de rekenmodellen duidelijk geworden.

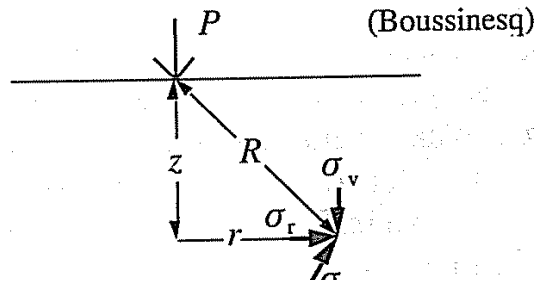


Figuur 4.7 Verticaal spanningsverloop bij lijnbelasting



Figuur 4.8 Verticale spanningsverloop bij een lijn- en oppervlakte belasting

De vergelijkingen volgens Boussinesq bij een verticale puntspanning P zijn als volgt: (zie figuur 4.9)



Figuur 4.9 verticale puntspanning

$$\sigma_v = \frac{3Pz^3}{2\pi R^5} \quad (4.11)$$

$$\sigma_r = \frac{-P}{2\pi R^2} \left[\frac{-3r^2z}{R^3} + \frac{(1-2\nu)R}{R+z} \right] \quad (4.12)$$

$$\sigma_\theta = \frac{-(1-2\nu)}{2\pi R^2} \left[\frac{z}{R} - \frac{R}{R+z} \right] \quad (4.13)$$

Waarin:

- R kortste afstand tussen belasting en belastingspunt [m];

$$R = \sqrt{(x^2 + y^2)} \quad (4.14)$$

- r horizontale afstand vanaf P naar het spanningspunt [m];

$$r = \sqrt{(x^2 + y^2 + z^2)} \quad (4.15)$$

- P puntbelasting op halfruimte [kN];
- ν dwarscontractiecoëfficiënt [-];
- z verticale afstand vanaf P naar het spanningspunt [m];
- σ_v verticale grondspanning [kPa];
- σ_r horizontale grondspanning [kPa];
- σ_θ op het 2d vlak gerichte spanningscomponent (3d component) [kPa].

Dwarscontractiecoëfficiënt Als een lichaam onderhevig is aan normaalkracht en zodoende gaat vervormen (verlengen of verkorten). Het verband tussen spanningen en vervormingen.

Halfruimte Een door een hypervlak (een vlak in een verschillend aantal dimensies) begrensde deelverzameling van een ruimte van willekeurige dimensie

4.2.5 Theorie van Poulos and Davis

Deze theorie beschouwt de verticale en horizontale verplaatsingen die optreden in de grond bij een verticale belasting op het maaiveld met een bepaalde grootte, oppervlakte en invloedsdiepte. Voor zowel de horizontale als verticale verplaatsing is een formule gegeven met daarbij een grafiek. Uit de grafieken 4.10 en 4.11 worden de waarden voor I_{st} verkregen door de verhouding tussen breedte (B) en hoogte (H) op de horizontale as en bij de coëfficiënt van Poisson ν . Dit getal verschilt per grondsoort en situatie. Voor ongedraineerde gronden is de Poissoncoëfficiënt ν gelijk aan 0,5 (zie figuur 4.12).

Hieronder staan de twee formules (4.16 en 4.17) weergegeven:

Verticale verplaatsing

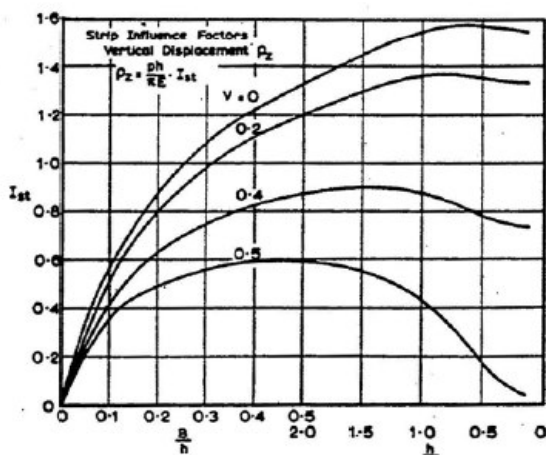
$$P_z = \frac{Ph}{\pi E} \cdot I_{st} \quad (4.16)$$

Horizontale verplaatsing

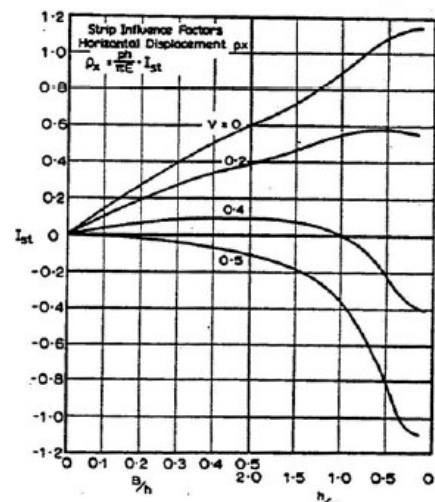
$$P_x = \frac{Ph}{\pi E} \cdot I_{st} \quad (4.17)$$

Waarbij geldt:

- h invloedsdiepte[m];
- P belasting [kPa];
- P_z verticale verplaatsing [m];
- P_x horizontale verplaatsing [m];
- I_{st} invloedsfactor verplaatsing (verticaal en horizontaal) [-];
- E stijfheidsmodulus [MPa].



Figuur 4.10 Verticale verplaatsing



Figuur 4.11 Horizontale verplaatsing

Grondsoort	Consistentie of dichtheid	E' (MPa)	ν'
veen		0,2 - 1	
klei	zeer slap	< 0,5	> 0,4
	slap	0,5 - 2	0,35 - 0,4
	matig vast	2 - 5	0,3 - 0,35
	vast	5 - 10	0,25 - 0,3
	zeer vast	> 10	< 0,25
silt	zeer slap	< 1	0,3 - 0,4
	slap	1 - 5	
	matig vast	5 - 10	
	vast	10 - 20	
	zeer vast	> 20	
zand	zeer los	< 25	< 0,2
	los	25 - 50	0,2 - 0,25
	matig dicht	50 - 100	0,25 - 0,3
	dicht	100 - 150	0,3 - 0,35
	zeer dicht	> 150	> 0,35
grind	zeer los	< 50	0,15 - 0,25
	los	50 - 75	
	matig dicht	75 - 125	
	dicht	125 - 200	
	zeer dicht	> 200	

Figuur 4.12 Tabel waarden dwarscontractie coëfficiënt

4.2.6 Spanningsspreiding volgens oplossingen van Flamant

De theorie van Flamant beschrijft een oplossing voor het geval van een verticale lijnlast op een homogeen, isotrope, lineaire-elastische halfruimte. Een lijnlast kan gezien worden als een oneindig aantal puntlasten achter elkaar. De spanningen worden afgeleid uit een x,z vlak. Dit is het 2 dimensionale equivalent van het probleem van Boussinesq. In 1892 heeft deze Franse onderzoeker dit herleid uit de eerdere bevinden van Boussinesq. Ook voor gelijkmatig verdeelde belastingen (ook wel strookbelasting genoemd), is de oplossing de integratie van de Boussinesq vergelijking.

Hieronder staan de Flamant vergelijkingen weergegeven.

Verticale Lijnlast (zie figuur 4.13):

$$\sigma_x = \frac{2P}{\pi} \cdot \frac{x^2 z}{R^4} \quad (4.18)$$

$$\sigma_v = \frac{2P}{\pi} \cdot \frac{z^3}{R^4} \quad (4.19)$$

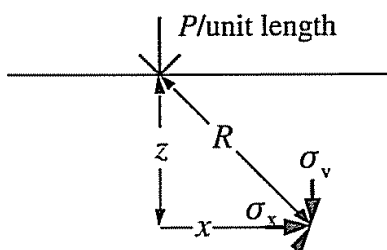
$$\sigma_y = \frac{2P}{\pi} \cdot \frac{vz}{R^2} \quad (4.20)$$

Strookbelasting/gelijkmatig verdeelt (zie figuur 4.14):

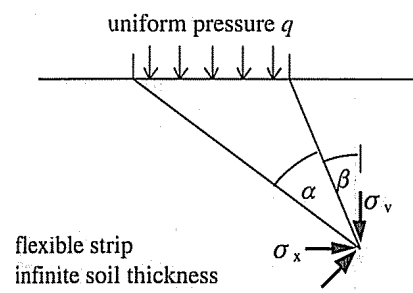
$$\sigma_v = \frac{q}{\pi} \cdot [\alpha + \sin \alpha \cos(\alpha + 2\beta)] \quad (4.21)$$

$$\sigma_x = \frac{q}{\pi} \cdot [\alpha - \sin \alpha \cos(\alpha + 2\beta)] \quad (4.22)$$

$$\sigma_y = \frac{2q}{\pi} \cdot v\alpha \quad (4.23)$$



Figuur 4.13 Verticale lijnlast



Figuur 4.14 Verticale strookbelasting

Waarbij geldt:

- σ_v verticale spanning [kPa];
- σ_x horizontale spanning [kPa];
- σ_y spanning om de z-as [kPa];
- P verticale lijnbelasting [kN/m];
- q verdeelde belasting [kN/m];
- α hoek belastingsspreiding [°];
- β hoek met verticale spanning [°];
- v dwarscontractiecoëfficiënt [-]
- R kortste afstand belasting en belastingspunt [m];
- z verticale afstand belasting, belastingspunt [m];
- x horizontale afstand belasting, belastingspunt [m].

4.2.7 Conclusie verticale spanningsspreiding theorieën

Boussinesq is de grondlegger van de spreidingstheorie over spanningsverlopen door de ondergrond. Spanning verspreidt zich in de ondergrond en dit proces is afhankelijk van een aantal verschillende factoren. Zo zijn in figuren 4.7 en 4.8 de belastinggrootte (horizontale en verticale grondspanningen), de breedte van de belastingsvoet en het onderliggende materiaal (grondsoort) te zien. De formules van zowel Boussinesq als Flamant, berekenen de spanningniveaus op verschillende punten onder het maaiveld en deze zijn voornamelijk afhankelijk van de dwarscontractiecoëfficiënt (ν), belasting (q) en positie ten opzichte van belasting. De theorie van Poulos en Davis benadert de spanningsspreiding op een iets andere manier en introduceert de invloedfactor I_{st} die afhankelijk is van h , b en ν . Deze factor is onderverdeeld in een horizontale en verticale component. Deze waarden komen terug in de formules voor het berekenen van een spanningsniveau onder een bepaald punt.

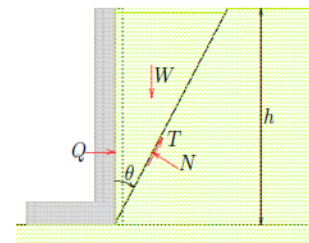
Het blijkt dat de theorieën uitgaan van ongeveer dezelfde invalshoek. In elke theorie komen steeds dezelfde ideaal-elastische variabelen terug. De verschillen zitten voornamelijk in de rekenwijze, analytisch of grafisch.

4.3 Horizontale grondspanningen

4.3.1 Theorie Horizontale Gronddruk volgens Coulomb

Coulomb beschrijft een methodiek voor het bepalen van zowel de actieve- en passieve gronddruk door middel van evenwicht langs rechte afschuivingsvlakken. Daarbij wordt uitgegaan van aannames die hieronder genoemd worden:

- De grond is isotroop, homogeen en cohesieloos.
- Zowel de ontgravingbodem als het maaiveld worden als vlak beschouwd.
- De wand waartegen de grond aan druk wordt als zeer glad aangenomen ($\delta = 0$).



Figuur 4.15 actieve grondwig

In de weergave hiernaast is het principe zichtbaar. De moot moet zodanig in evenwicht blijven dat de moot net niet afschuift. Hierbij speelt de reactiekracht vanuit de wand (Q) een essentiële rol. Deze kracht levert de reactie tegen het afschuiven en daarom dient hiervan de maximale waarde als maatgevend te worden beschouwd. Na analytische uitwerking van deze evenwichtvergelijking, komt de formule voor de actieve gronddrukcoëfficiënt (K_a) naar voren. Coulomb verdeelt de twee gronddrukcoëfficiënten tevens onder in drie categorieën, die hierop effect hebben; een bovenbelasting, cohesie en het eigen gewicht van de grond (voor desbetreffende formules, zie hieronder 4.24 tot en met 4.28).

De formule weergeven voor het bepalen van deze kracht:

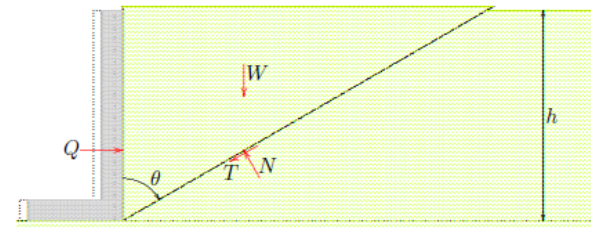
$$Q = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot K_a - 2 \cdot c \cdot h \cdot \sqrt{K_a} \quad (4.24)$$

(uitgaande van de hierboven gestelde randvoorwaarden). Hierbij kan de K_a berekend worden met:

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (4.25)$$

(Zie overeenkomst met de methode van Rankine). Zie afbeelding 4.18 voor formules met betrekking tot afwijking van de gestelde voorwaarden.

De grondwig wordt omhoog gedrukt en de schuifkracht T werkt naar beneden. Dit is de passieve gronddruk, waarvan hiernaast een afbeelding is weergegeven.



Figuur 4.16 Passieve grondwig

Hier is de formule weergegeven voor het bepalen van deze kracht:

$$Q = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot K_p + 2 \cdot c \cdot h \cdot \sqrt{K_p} \quad (4.26)$$

(uitgaande van de hierboven gestelde randvoorwaarden). Hierbij kan de K_p berekend worden met:

$$K_p = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad (4.28)$$

(Zie ook hier de overeenkomst met de methode van Rankine).

4.3.2 Theorie van Rankine

Rankine heeft een theorie waarbij ingegaan wordt op horizontale grondrukken uitgaande van het bezwijkcriterium van Mohr-Coulomb (zie formule 4.10). Deze theorie geldt voor verticale, gladde wanden in een homogene grond. Verder beschouwen we het maaiveld horizontaal en ondervindt deze geen verticale belastingen. Uit het Mohr-Coulomb model, kunnen de formules voor de actieve- en passieve grondrukcoëfficiënten worden afgeleid. Het effect van de horizontale verplaatsing op de damwand wordt gespecificeerd in drie condities. Als eerste kan de grond in 'rust' zijn. Wanneer de wand niet horizontaal verplaatst, worden de spanningen onder het maaiveld bepaald aan de hand van het elastisch evenwicht zonder schuifspanning. Dit wordt neutrale gronddruk genoemd. Hierbij hoort de grondrukcoëfficiënt K_0 . Deze factor is afhankelijk van bepaalde eigenschappen van de grond, zoals de hoek van inwendige wrijving, de plasticiteitsindex en de spanningshistorie.

Bij grond bezwijking zal de grond afschuiven langs de damwand in een wigvorm. Dit betekent dat het maximale evenwicht overschreden is en dus de kritieke schuifspanning bereikt.

Door de horizontale verplaatsing van de grond treden er in de wand verplaatsingen op, waardoor de horizontale spanning afneemt. Concluderend kan de actieve gronddruk gedefinieerd worden als:

Wanneer de bezwijksterkte van de grond wordt gemobiliseerd, is de minimale horizontale spanning, de actieve gronddruk.

Wanneer de wand onder invloed van de actieve gronddruk begint te vervormen, neemt de horizontale spanning bij de inklemming toe totdat het plastische evenwicht bereikt is (σ_v blijft constant). De horizontale spanning van de grond bij de inklemming van de wand, wordt gedefinieerd als de passieve grondruk. Het mobiliseren van de passieve gronddruk kan positief werken op de stabiliteit van de damwand.

Actieve gronddruk coëfficiënt

$$K_a = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \quad (4.29)$$

Neutrale grondruk coëfficiënt

$$K_0 = 1 - \sin \phi \quad (4.30)$$

Passieve gronddruk coëfficiënt

$$K_p = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad (4.31)$$

Actieve gronddruk

$$\sigma'_a = \sigma'_v \cdot K_a - 2c' \sqrt{K_a} \quad (4.32)$$

Neutrale gronddruk

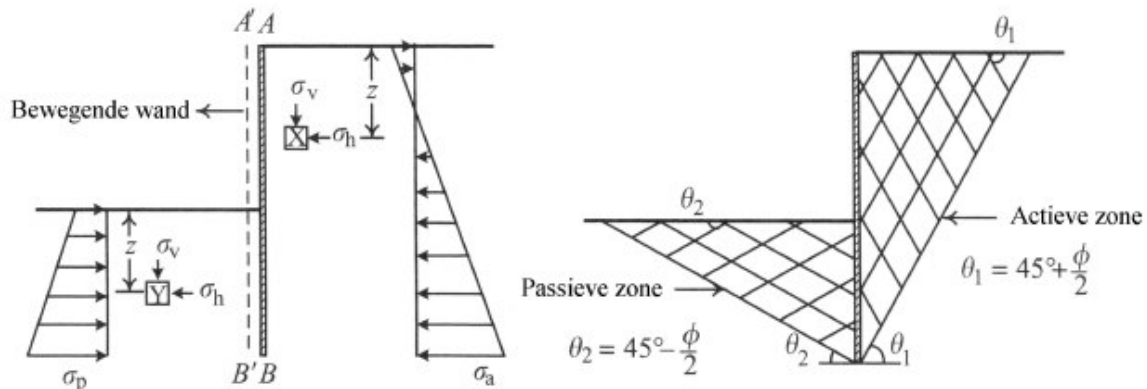
$$\sigma' = \sigma'_v \cdot K_0 \quad (4.33)$$

Passieve gronddruk

$$\sigma'_p = \sigma'_v \cdot K_p + 2c' \sqrt{K_p} \quad (4.34)$$

Waarbij geldt:

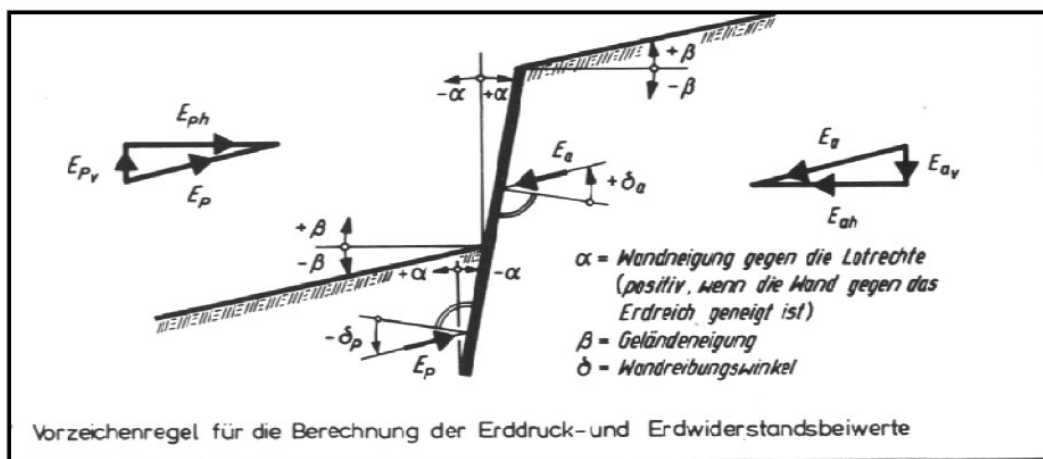
- K_a actieve gronddruk coefficient [-];
- K_p passieve gronddruk coefficient [-];
- K_0 neutrale gronddruk coefficient [-];
- ϕ hoek van inwendige wrijving [°];
- c' effectieve cohesie [kN/m^2];
- σ'_p effectieve spanning passieve zijde (korrelspanning) [kPa];
- σ'_a effectieve spanning actieve zijde (korrelspanning) [kPa];
- σ'_v effectieve verticale spanning (verticale korrelspanning) [kPa].



Figuur 4.17 Actieve- en passieve gronddrukken volgens Rankine

4.3.3 Horizontale gronddruk met wandwrijving en schuine vlakken

Voortvloeiend uit de theorie van Coulomb en Muller-Breslau volgen de onderstaande formules voor het bepalen van gronddrukcoëfficiënten en gronddrukken bij verschillende damwanden en taluds. Voor de actieve gronddruk wordt gesteld dat de afschuiving zal plaats vinden in een driehoekige grondmoot met een recht glijvlak. In principe is de benadering van Coulomb met $\delta = 0$ conservatief, omdat bij een wandwrijvingshoek $\delta > 0$ de actieve gronddruk afneemt en de passieve gronddruk toeneemt.



Figuur 4.18 Invloeden op damwandconstructie

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi + \alpha)}{\cos^2 \alpha \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta)}{\cos(\alpha - \delta) \cdot \cos(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad (4.35)$$

$$K_p = \frac{\cos^2(\phi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi - \delta) \cdot \sin(\phi + \beta)}{\cos(\delta - \alpha) \cdot \cos(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad (4.36)$$

Waarbij geldt (volgens figuur 4.18):

- ϕ hoek van inwendige wrijving [°];
- α horizontale scheefstand damwand [°];
- β verticale scheefstand taluds [°];
- δ wandhoekwrijving [°];
- K_a actieve gronddrukcoëfficiënt [-];
- K_p passieve gronddrukcoëfficiënt [-].

$$K_{y;a;d} = \frac{\cos^2(\phi'_d + \alpha)}{\cos^2 \alpha \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi'_d + \delta_{a;d}) \cdot \sin(\phi'_d - \beta)}{\cos(\alpha - \delta_{a;d}) \cdot \cos(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad (4.37)$$

$$K_{y;p;d} = \frac{\cos^2(\phi'_d - \alpha)}{\cos^2 \alpha \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi'_d - \delta_{p;d}) \cdot \sin(\phi'_d + \beta)}{\cos(\alpha - \delta_{p;d}) \cdot \cos(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad (4.38)$$

$$K_{sur;a;d} = K_{y;a;d} \cdot \frac{\cos \alpha \cdot \cos \beta}{\cos(\alpha + \beta)} \quad (4.39)$$

$$K_{sur;p;d} = K_{y;p;d} \cdot \frac{\cos \alpha \cdot \cos \beta}{\cos(\alpha + \beta)} \quad (4.40)$$

$$K_{c;a;d} = \frac{2 \cos \phi'_d \cdot \cos \beta \cdot (1 - \tan \alpha \cdot \tan \beta) \cdot \cos(\alpha - \delta_{a;d})}{1 + \sin(\phi'_d + \delta_{a;d} - \alpha - \beta)} \quad (4.41)$$

$$K_{c;p;d} = \frac{2 \cos \phi'_d \cdot \cos \beta \cdot (1 - \tan \alpha \cdot \tan \beta) \cdot \cos(\alpha - \delta_{p;d})}{1 - \sin(\phi'_d - \delta_{p;d} + \alpha + \beta)} \quad (4.42)$$

Waarbij geldt (volgens figuur 4.18):

- φ'_d rekenwaarde van effectieve hoek van inwendige wrijving [°];
- α horizontale scheefstand damwand [°];
- β verticale scheefstand taluds [°];
- $\delta_{a;d}$ wandwrijvingshoek actieve zijde [°];
- $\delta_{p;d}$ wandwrijvingshoek passieve zijde [°];
- $K_{y;d}$ rekenwaarde gronddrukfactor ten gevolge van het grondgewicht [-];
- $K_{sur;d}$ rekenwaarde gronddrukfactor ten gevolge van bovenbelasting [-];
- $K_{c;d}$ rekenwaarde gronddrukfactor voor het aandeel van de cohesie [-];
(K-waarden onder te verdelen in actieve en passieve waarden (zie formules 4.37-4.42))

4.3.4 Verschil theorie Rankine en Coulomb, horizontale gronddruk

Rankines theorie berust op de eerder geformuleerde theorie van Coulomb, maar er zijn een aantal verschillen. Zo gaat Rankine ervan uit dat er in de ongedraineerde toestand, een korte tijd trekspanningen op kunnen treden over een hoogte die gedefinieerd is als:

$$\frac{2c}{\gamma \cdot \sqrt{K_a}} \quad (4.43)$$

Waarbij geldt:

- c cohesie [kN/m²];
- γ volumiek gewicht grondsoort [kN/m³];
- K_a actieve gronddrukcoëfficiënt [-].

In figuur 4.17 is dit fenomeen te zien. In een gedraineerde toestand is dit niet mogelijk, omdat de korrels dan aan elkaar of aan de wand zouden moeten trekken. Het gevolg van trekspanningen kan zijn dat er verticale scheurvorming van het maaiveld optreedt. Verder gaat Rankine uit van extreme spanningstoestanden, die volgen uit het bezwijkcriterium van Mohr-Coulomb (formule 4.10) en die daarbij de maximale grens vormt. Naast Coulomb en Rankine zijn effecten, zoals wandwrijving met (δ), grondafschuiving en de effecten van hellingen in maaiveld en bouwkuipbodem en scheefstand damwandprofiel beschouwd.

4.3.5 Rechte en gekromde glijvlakken

De methode van Coulomb gaat uit van rechte glijvlakken in de actieve en passieve zones. In principe is dit een onveilige benadering, want door de invloed van de wandwrijvingshoek (δ) zullen de glijvlakken in werkelijkheid gekromd zijn. Aan de actieve kant verschillen de uitkomende resulterende gronddrukken tussen rechte en gekromde glijvlakken minimaal. Dit is voornamelijk het geval aan de passieve zijde, bij hoge ϕ -waarden neemt de passieve grondweerstand bij toenemende δ sterk toe. Hier zullen rechte glijvlakken een te positief beeld geven. Daarom zitten er ook beperkingen aan de formules voor rechte glijvlakken, zodat de uitkomsten binnen het geaccepteerde gebied blijven. Bij stalen damwanden wordt uitgegaan van de volgende relatie tussen δ en ϕ'_{rep} :

- voor grind met $d_{50} > 8$ mm, $\delta = 0$;
- voor grof zand met $d_{50} > 2$ mm, $\delta = 0,33 \phi'_{rep}$;
- voor zand met $d_{50} < 2$ mm, $\delta = 0,67 \phi'_{rep}$.

Wandwrijvingshoek

De hoek die de resultante van de gronddruk op de wand maakt met de normaal.

Actieve zijde

De vergelijkingen (te zien in het hoofdstuk theorie horizontale gronddruk volgens Coulomb, formules 4.37 tot en met 4.42) voor de gronddrukfactoren voor de actieve toestand gelden voor wandwrijvingshoeken ($\delta_a \geq 0^\circ$) en een wandhelling (α), waarbij wordt voldaan aan een van de volgende voorwaarden:

$$+20^\circ \geq \alpha \geq +10^\circ \text{ voor } 0 \leq \beta \leq \varphi'_d \quad (4.44)$$

Wandwrijvingshoek $\delta_a \leq 0^\circ$ bij wandhellingshoek α die voldoet aan:

$$+10^\circ \geq \alpha \geq \alpha_{\min} \text{ voor } -\varphi'_d \leq \beta \leq \varphi'_d \quad (4.45)$$

$$+20^\circ \geq \alpha \geq \alpha_{\min} \text{ voor } -\varphi'_d \leq \beta \leq 2/3\varphi'_d \quad (4.46)$$

$$\tan \alpha_{\min} = -\frac{\cos \varphi'_d}{\sin \varphi'_d + \frac{\sin(\varphi'_d + \beta)}{\sin(\varphi'_d - \beta)}} \quad (4.47)$$

Waarbij geldt:

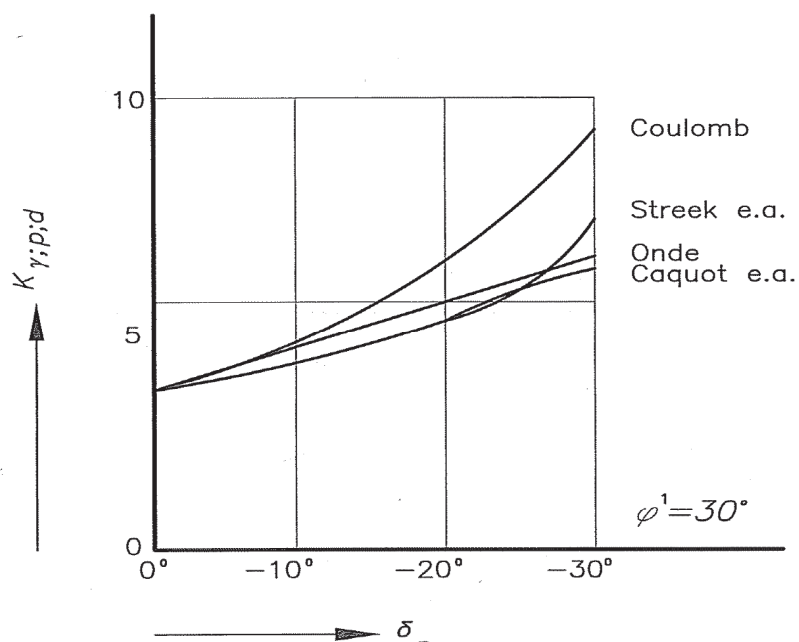
- $\alpha_{\min}$ minimale waarde wandhellingshoek [$^\circ$];
- φ'_d rekenwaarde effectieve hoek van inwendige wrijving [$^\circ$];
- β taludhellingen damwand en bouwkuipniveau [$^\circ$];
- α wandhellingshoek [$^\circ$].

Passieve zijde

De vergelijkingen voor de gronddrukfactoren voor de passieve toestand op basis van rechte glijvlakken mogen alleen worden toegepast als:

- $\delta_p \leq 0^\circ$ en $\varphi'_d \leq 30^\circ$ voor ruwe stalen of daarmee vergelijkbare wanden, respectievelijk $\varphi'_d \leq 35^\circ$ voor een ruw betonnen wandoppervlak en getand oppervlak: $\alpha \leq 0$ en $\beta \geq 0$.
- $\delta_p > 0^\circ$ voor iedere waarde van φ'_d ; $\alpha \leq 0$ en $\beta \geq 0$.

Voor gevallen die niet voldoen aan de hierboven weergegeven eisen, zal er altijd gerekend dienen te worden met de gekromde glijvlakken methodiek.



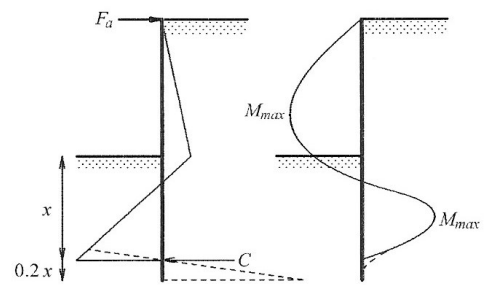
Figuur 4.19 Gekromde glijvlakken aan de passieve zijde

4.3.6 Horizontale krachtstheorie volgens Blum

Blum heeft een analytische methodiek ontwikkeld voor het berekenen van de damwand door middel van een handberekening die een betrouwbaar beeld geeft over de spanningen en vervormingen van een damwand. Hieruit volgen de profielgrootte en inheidiepte. Hij heeft de relatie gelegd tussen grondruk en damwandverplaatsing. Blum's methodiek berekent een damwand met een bepaalde overlengte. Door de extra lengte van de damwand, zal de passieve grondruk zich niet over de volle lengte hoeven ontwikkelen, waardoor de extra lengte uiteindelijk zal werken als een soort inklemming. Bij deze methodiek wordt de inklemming verondersteld en zal als een horizontale kracht geschematiseerd worden. In de onderkant is het buigend moment gelijk gesteld aan nul, de dwarskrachten ongelijk aan nul (resultante van spanningen beneden de inklemming) en treden er geen verplaatsingen en rotaties op. Nu zijn er drie vergelijkingen (horizontaal evenwicht, verplaatsing en momenten evenwicht) en drie onbekenden (d , R en T). De damwand heeft actieve grondruk aan de hoge kant en passieve grondruk aan de lage kant.

Blum schematiseert het statistisch onbepaalde systeem van grond en de damwand zodanig, dat er een statisch bepaald rekenmodel ontstaat. De berekening gaat uit van de sterkte van de grond. Het vervormingsgedrag van de grond en de damwandstijfheid hebben geen invloed op de berekening. De damwand kan nu als een ligger op twee steunpunten beschouwd worden. Blum publiceerde in 1931 twee methodieken (grafische methode en benaderingsmethode). De grafische methodiek is vrij omslachtig en hiermee kunnen alleen de inheidiepte en moment gevonden

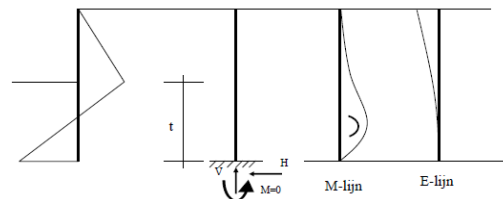
worden door grafische figuren (poolfiguur en stangenveelhoek). Bij de benaderingsmethode worden de verschillende grondlagen als enkele belastingen geschematiseerd, waarna door middel van evenwicht de inheidiepte, moment en dwarskracht kunnen worden bepaald.



Figuur 4.20 Schematisering damwand Blum

Onverankerde damwand

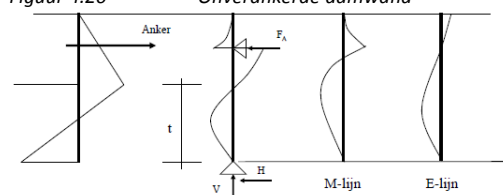
Hiernaast is het statisch bepaalde systeem weergegeven en zijn er vier onbekenden (T , M , V en H). Uitgaande van een inklemming, wordt het moment op nul gesteld, waardoor de verschillende variabelen kunnen worden uitgerekend.



Figuur 4.20 Onverankerde damwand

Verankerde damwand (vrij opgelegd)

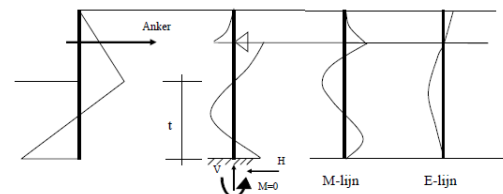
Geschematiseerd als een ligger op twee steunpunten met een overlengte. Vier onbekenden (V , H , F_a en T). Door het op nul stellen van de horizontale kracht, kan de ankerkracht worden bepaald. Door momentenstelling ($M=0$) in de onderkant, kan de inheidiepte berekend worden.



Figuur 4.21 Verankerde (vrij opgelegd)

Verankerde damwand (ingeklemd)

Een statisch enkelvoudig onbepaald systeem, vijf onbekenden (T , M , V , H en F_a). Door het gelijkstellen van M , V en H aan nul kunnen de ankerkracht en de inheidiepte bepaald worden.



Figuur 4.22 Verankerde (ingeklemd)

Waarbij geldt:

- M moment [kNm];
- V verticale kracht [kN];
- H horizontale kracht [kN];
- T inheidiepte damwandprofiel [m];
- F_a benodigde ankerkracht [kN].

Ter verduidelijking van de berekeningsmethodiek van Blum is hieronder een stappenplan weergegeven die doorlopen dient te worden bij het berekenen van inheidiepte, ankerkracht en het krachtspeel.

- 1 Bepaal de representatieve waarden van de sterkte parameters.
- 2 Bepaal de veiligheidsklasse, zodat alle parameters rekenwaardes worden.
- 3 Bereken de verticale gronddruk aan de actieve en passieve zijde.
- 4 Bereken de horizontale gronddruk tegen de damwand.
- 5 Door evenwicht stelling bepaling van resulterende horizontale gronddruk.
- 6 Nu is het mogelijk de minimale inheidiepte te bepalen.
- 7 Bereken de benodigde ankerkracht.
- 8 De dwarskrachten, momenten en vervormingen van de damwand zijn nu bekend.
- 9 Dimensioneer anker en mogelijk aanpassingen op het damwandprofiel.

4.3.7 Theorie van Brinch Hansen

De bekendste theorie van Brinch Hansen betreft de theorie waarmee het uiterste draagvermogen van een stroken/staalfundering gevonden kan worden. Deze theorie is gebaseerd op de denkbeelden van Prandtl en zijn wigvormige spanningsfiguur. Voor dit afstudeeronderzoek is zijn theorie met betrekking tot overdragen van horizontale belastingen beschouwd. In 1953 ontwikkelde Brinch Hansen een ontwerpmethodode waarbij plastische scharnieren in de damwand konden ontstaan. De theorie met betrekking tot gronddruk en gronddrukverdeling (afhankelijk van wandbeweging) zal hier beschouwd worden, omdat dit betrekking heeft op het afstudeeronderwerp.

Vanwege het feit dat deze theorie uitgaat van andere randvoorwaarden dan Coulomb en Rankine, zal een ander bezwijkmechanisme optreden die leidt tot andere gronddrukcoëfficiënten. Brinch Hansen neemt aan dat de vorm van de glijvlakken afhankelijk is van breedte en diepte van het damwandprofiel. Dit zie je ook terugkomen in de formules 4.48 en 4.49, waarbij de verhouding tussen breedte (B) en diepte (D) wordt meegenomen in je berekening (schelpwerking).

Coulomb en Rankine gaan eerder uit van de hoek van inwendige wrijving bij het berekenen van de gronddrukcoëfficiënten (zie formules 4.25, 4.28, 4.29 en 4.31). De definitie van een gronddrukcoëfficiënt is de verhouding tussen verticale en horizontale korrelspanningen. Met de onderstaande formules kunnen de K_q (φ' term gronddruk) en K_c (cohesieterm) worden bepaald:

$$K_q = \frac{K_q^0 + K_q^\infty \cdot \alpha_q \cdot \frac{D}{B}}{1 + \alpha_q \cdot \frac{D}{B}} \quad (4.48)$$

$$K_c = \frac{K_c^0 + K_c^\infty \cdot \alpha_c \cdot \frac{D}{B}}{1 + \alpha_c \cdot \frac{D}{B}} \quad (4.49)$$

$$\alpha_q = \left(\frac{K_q^0}{K_q^\infty - K_q^0} \right) \cdot \left(\frac{K_0 \cdot \sin \varphi}{\sin \left(45^\circ + \frac{1}{2} \varphi \right)} \right) \quad (4.50)$$

$$\alpha_c = \left(\frac{K_c^0}{K_c^\infty - K_c^0} \right) \cdot 2 \sin \left(45^\circ + \frac{1}{2} \varphi \right) \quad (4.51)$$

Neutrale gronddruk

$$K_0 = 1 - \sin \varphi \quad (4.52)$$

Horizontale passieve korreldruk

$$\sigma'_p = K_q \cdot \sigma'_v + K_c \cdot c \quad (4.53)$$

Appendix bij de theorie van Brinch Hansen

Gronddrukcoëfficiënten volgens de theorie van Brinch Hansen uit (1961)

$$K_q^0 = e^{\left(\frac{1}{2}\pi + \varphi\right) \cdot \tan \varphi} \cdot \cos \varphi \tan\left(45^\circ + \frac{1}{2}\varphi\right) - e^{-\left(\frac{1}{2}\pi - \varphi\right) \cdot \tan \varphi} \cdot \cos \varphi \tan\left(45^\circ - \frac{1}{2}\varphi\right) \quad (4.54)$$

$$K_c^0 = \left[e^{\left(\frac{1}{2}\pi + \varphi\right) \cdot \tan \varphi} \cos \varphi \tan\left(45^\circ + \frac{1}{2}\varphi\right) - 1 \right] \cot \varphi \quad (4.55)$$

$$K_c^\infty = N_c \cdot d_c^\infty \quad (4.56)$$

$$N_c = \left[e^{\pi \cdot \tan \varphi} \cdot \tan^2\left(45^\circ + \frac{1}{2}\varphi\right) - 1 \right] \cot \varphi \quad (4.57)$$

$$d_c^\infty = 1.58 + 4.09 \cdot \tan^4 \varphi \quad (4.58)$$

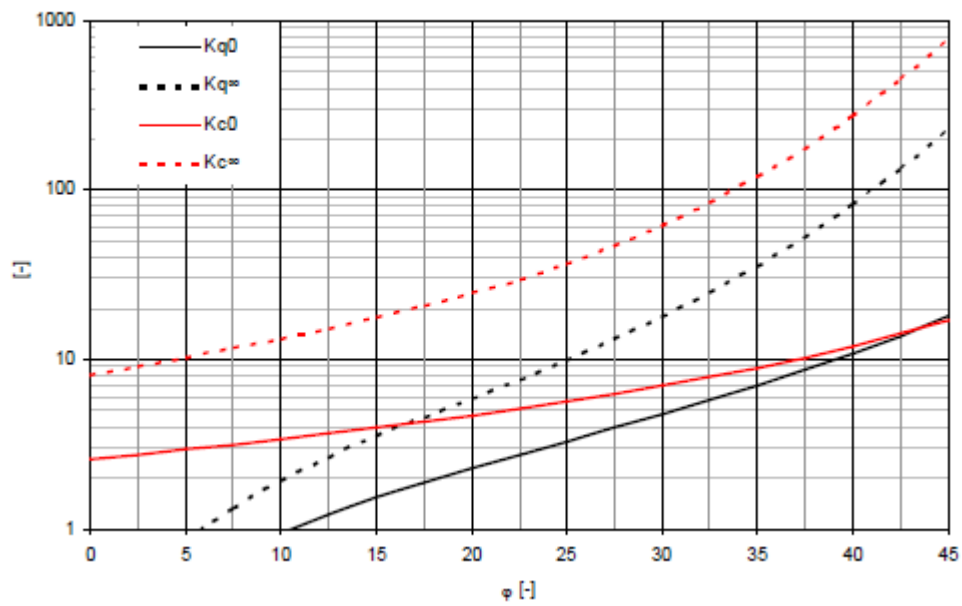
$$K_q^\infty = K_c^\infty \cdot K_0 \cdot \tan \varphi = N_c \cdot d_c^\infty \cdot K_0 \cdot \tan \varphi \quad (4.59)$$

$$K_0 = 1 - \sin \varphi \quad (4.60)$$

Waarin geldt:

- D diepte damwandprofiel [m];
- B breedte damwandprofiel [m];
- φ hoek van inwendige wrijving [°];
- N_c dimensieloze constante [-];
- K_q^0 gronddrukcoëfficiënt invloed hoek van inwendige wrijving bij nul (zie figuur 4.23) [-];
- K_c^0 gronddrukcoëfficiënt invloed cohesie bij nul (zie figuur 4.23) [-];
- K_c^{00} gronddrukcoëfficiënt invloed cohesie tot oneindig (zie figuur 4.23) [-];
- K_q^{00} gronddrukcoëfficiënt invloed hoek van inwendige wrijving tot oneindig (4.23) [-];
- K_0 neutrale gronddrukcoëfficiënt (zie figuur 4.23) [-];
- d_c^{00} diepte constante tot oneindig [-];
- K_c gronddrukcoëfficiënt invloed van cohesie [-];
- K_q gronddrukcoëfficiënt, invloed hoek van inwendige wrijving [-];
- α_q vormfactor voor invloed hoek van inwendige wrijving [-];
- α_c vormfactor voor invloed cohesie [-].

Grafische weergave van de gronddrukcoëfficiënten volgens Brinch Hansen, bij de desbetreffende hoek van inwendige wrijving is te zien in figuur 4.23.



φ	K_q^0	K_q^∞	K_c^0	K_c^∞
1E-07	0.0	0.0	2.6	8.1
2.5	0.2	0.4	2.7	9.1
5.0	0.5	0.8	2.9	10.3
7.5	0.7	1.3	3.1	11.6
10.0	1.0	1.9	3.4	13.2
12.5	1.2	2.6	3.6	15.2
15.0	1.5	3.5	3.9	17.6
17.5	1.9	4.5	4.3	20.6
20.0	2.3	5.9	4.7	24.5
22.5	2.7	7.6	5.1	29.7
25.0	3.3	9.9	5.6	36.7
27.5	3.9	13.1	6.2	46.7
30.0	4.8	17.7	7.0	61.3
32.5	5.8	24.6	7.9	83.4
35.0	7.0	35.3	8.9	118.2
37.5	8.7	52.6	10.3	175.1
40.0	10.9	81.4	11.9	271.7
42.5	13.8	131.6	14.1	442.8
45.0	17.9	222.3	17.0	759.1

Figuur 4.23 Tabel theorie Brinch-Hansen bepalen invloeden hoek van inwendige wrijving en cohesie

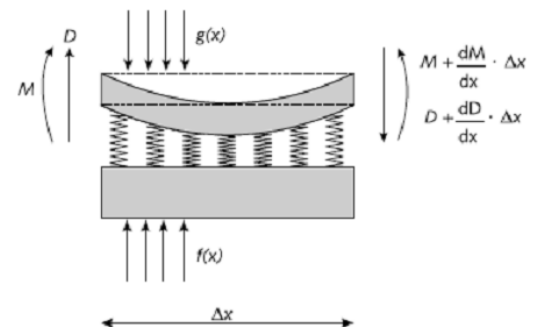
4.4 Analytische rekenmodellen

4.4.1 Continu verend ondersteunde ligger

Deze berekeningsmethode is gebaseerd op de theorie van de elastische ondersteunde ligger. Met deze berekeningsmethode kunnen gecompliceerdere randvoorwaarden en eisen meegenomen worden, in vergelijking tot bijvoorbeeld de methode Blum. De methodiek is ontwikkeld door *Winkler* en *Zimmerman* en vindt zijn historie in de spoorbouw. Het grondmassief wordt sterk geschematiseerd weergegeven, tot een elasto-plastisch materiaal. In de methode Blum worden actieve en passieve gronddruk duidelijk weergegeven en berekend. De neutrale gronddruk wordt niet in rekening gebracht. Om verplaatsing van de damwand in rekening te brengen kan de damwand geschematiseerd worden als een verend ondersteunde elastische ligger met een buigstijfheid (EI). De verplaatsing van de grond wordt in rekening gebracht door de horizontale beddingconstante. Daarnaast gaat de basisvergelijking van de liggertheorie (4.61) nog uit van de volgende punten:

- vlakke normaaldoorsnede vlak blijven (Bernoulli);
- de wet van Hooke is van toepassing;
- normaalspanningen zijn laag, een leveren geen bijdrage tot de vervorming;
- de hoekverdraaiingen zijn erg klein;
- de veren zijn niet aan elkaar gekoppeld.

Bij deze aannames ontstaat een probleemstelling die uitgaat van een niet-lineaire differentiaalvergelijking. Met behulp van computerprogramma's (Msheet) kunnen deze vergelijkingen iteratief worden opgelost waaruit de verplaatsingen, rotaties, momenten, dwarskrachten volgen.



Figuur 4.24

Verend model differentiaalvergelijking

De basisvergelijking waarvan wordt uitgegaan, kan als volgt worden afgeleid:

$$EI \cdot \frac{d^4 w}{dx^4} = f(x) - g(x) \quad (4.61)$$

$$EI \cdot \frac{d^4 w}{dx^4} + k(x, w) \cdot w = f(x) \quad (4.62)$$

Waarin geldt:

- $f(x)$ opwaartse kracht [kN];
- $g(x)$ neerwaartse kracht [kN];
- EI buigstijfheid ligger (elasticiteitsmodulus * traagheidsmoment) [kNm²];
- w verplaatsing [m];
- k beddingsconstante van de grond [kN/m³];
- x breedte van beschouwde ligger [m];
- d differentiecoëfficiënt [-].

De oplossing van deze differentiaalvergelijking levert de resulterende horizontale gronddruk op de damwand. Hieruit volgen uiteindelijk de momentenverdeling en ankerkracht. De vergelijking beschrijft verschillende afleidingen tot de 4^{de} orde, zoals hieronder is weergegeven:

- 2^{de} afgeleide geeft het moment;
- 3^{de} afgeleide geeft rotaties;
- 4^{de} afgeleide geeft de verplaatsing.

Het rekenmodel gaat uit van de volgende parameters:

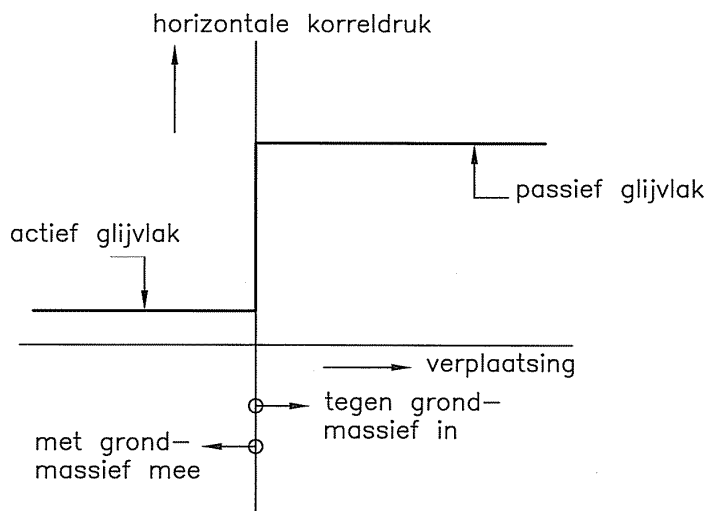
- γ = volumiek gewicht van de beschouwde grond (gedraineerde situatie) [kN/m^3];
- φ' = inwendige hoek van wrijving (gedraineerde situatie) [$^\circ$];
- c' = cohesie [kN/m^2];
- c_u = ongedraineerde schuifsterkte betrekking op cohesieve gronden in de ongedraineerde Situatie [kN/m^2];
- δ = wandwrijvingshoek [$^\circ$];
- k_h = horizontale beddingconstante [kN/m^2].

4.4.2 Horizontale beddingconstante

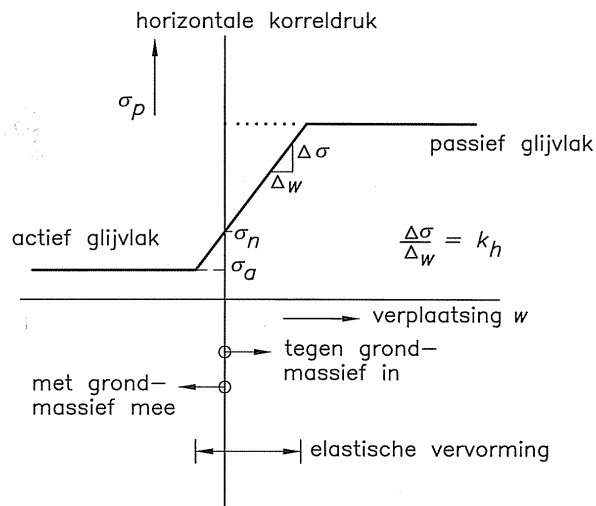
Voor de elasto-plastische methode is een schematisering van horizontale gronddruk als functie van de damwandverplaatsing een vereiste. Blum gaat uit van een abrupte overgang van passief naar actief vloeien, wat in werkelijkheid nooit het geval zou kunnen zijn. De gronddruk-verplaatsingen bij een verend ondersteunde damwand gaan uit van een overgangsgebied tussen actieve en passieve gronddruk in de vorm van een lineair verband. Het hellinggetal van de lijn tussen het actieve glijvlak en het passieve glijvlak in het

figuur 4.26, is de verhouding tussen $\frac{\Delta\sigma}{\Delta w}$ en hieruit volgt k_h . Deze horizontale beddingconstante beschrijft het elastische gedrag van de grond (stijfheidseigenschap grond). De horizontale korrelspanning en verplaatsing bevinden zich tussen de minimale actieve gronddruk en de maximale passieve gronddruk en verlopen daartussen lineair.

Bij een bepaalde belasting heeft elk materiaal een optredende elasticiteit. Als deze deformatie niet de maximale waarde overtreedt, zal het materiaal bij verwijdering van de belasting terugkeren in zijn oorspronkelijke staat. Wordt deze limiet overtreden, dan treedt er blijvende vervorming op.



Figuur 4.25 (Blum)



Figuur 4.26 (Verende ondersteunde liggermodel)

Bij een elasto-plastische berekening wordt elk gronddeeltje dat op een bepaalde hoogte tegen de damwand werkt, gemodelleerd als een veer. Deze veer heeft een bepaalde veerconstante, deze constante wordt hier de horizontale beddingsconstante genoemd. De waarde volgt uit de verhouding tussen:

$$k_h = \frac{\Delta\sigma}{\Delta w} \quad (4.63)$$

Waarin geldt

- k_h beddingconstante [kN/m^3];
- $\Delta\sigma$ spanningsverschil [kPa];
- Δw verplaatsingsverschil [m].

De horizontale beddingsconstante is onder andere afhankelijk van de volgende aspecten/situaties:

- de grondsoort;
- het watergehalte in de grond;
- de verplaatsing richting van de wand ter plaatse;
- de spanningshistorie (voorbelasting of niet)
- de korrelspanning op een bepaalde diepte;
- de lengte van je damwandprofiel;
- de verplaatsingen die optreden;
- de belastingssnelheid (gedraineerde, ongedraineerd situatie).

4.4.3 Eindige Elementen Modellen (EEM)

Door de ontwikkeling van steeds sneller rekenprocessoren in computers wordt het steeds makkelijker om geavanceerde numerieke analyses toe te passen. Voorbeeld hiervan is het computerprogramma PLAXIS, waarin gebruik gemaakt wordt van eindige elementen modellen (EEM). De theorie is gebaseerd op een mesh, dat verdeeld is in allerlei elementen, waarbij deze indeling naar elementen naar eigen wens en randvoorwaarden in te stellen is. Deze elementen worden beschreven door een stelsel van gekoppelde partiële en gewone differentiaal vergelijkingen. Zo kunnen allerlei vergelijkingen opgelost worden per element, gekoppeld met andere elementen. De buigstijve damwand wordt in liggerelementen opgedeeld, waardoor de spanningsinvloeden op de damwand volgens dezelfde methode naar voren komen. De uitkomsten van een EEM model geven het verplaatsingsveld, waaruit momenten, dwarskrachten van de damwand en spanningsverdeling in de grond naar voren komen. Verplaatsingen voor en achter de damwand kunnen de invloed op mogelijk naaste constructies weergeven. EEM berekeningsmodellen hebben meer toepassingsmogelijkheden en benaderen de werkelijkheid realistischer. Als er effecten op nabij gelegen constructies te verwachten zijn en bij invloeden met betrekking tot grondwater en/of grondwaterstromingen, dan kan de EEM methodiek een beter en realistischer beeld geven van wat er in de grond gebeurt.

De betrouwbaarheid van de uitkomsten is afhankelijk van bepaalde factoren. Dit hangt af van de keuze van het grondmodel (hieronder uitgebreid beschreven), het aantal bekende parameters en het te bereiken doel. Bij een damwand in een bouwput komen de volgende wiskundige vergelijkingen aan bod voor het bereken van evenwicht en vervormingen in de grond:

- partiële differentiaalvergelijkingen in de grond (spanningen, relaties tussen spanning-rek en rek-vervorming);
- vergelijking voor buiggedrag buigstijve ligger;
- bij ankerstaaf de relatie tussen axiale trekkracht en vervorming;
- vergelijkingen tussen de grond en damwand (wrijving);
- externe krachten waarbij te denken is aan horizontale krachten op de damwand en bovenbelasting maaiveld.

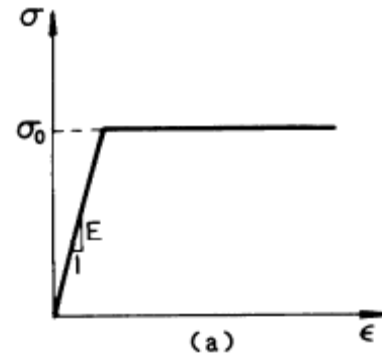
Bij de numerieke analyses komen drie vergelijkingen naar voren die opgelost dienen te worden: evenwichtsvergelijkingen, constitutieve vergelijkingen (relaties spanningen en vervormingen) en compatibiliteitsvergelijkingen. Voor grond zijn de constitutieve vergelijkingen vrij gecompliceerd, want het gedrag is niet-lineair bij zowel compressie als distorsie, met mogelijk inbegrip van tijdsafhankelijkheid en dilatantie/contractantie en anisotropie.

Voor bouwputten is gekeken welke modellen en welke resultaten met betrekking tot grondspanning, horizontale en verticale spanningen, vervormingen en deformaties optreden bij een bouwput. Daarbij zijn twee materiaalmodellen beschouwd: het Mohr-Coulomb model (MC) en het Hardening-Soil model (HS). Gebruik is gemaakt van het computerprogramma PLAXIS (versie 9 2D).

Aniostroop	Als de materiaaleigenschappen van een materiaal niet in alle richtingen gelijk zijn.
Distorsie	Een verandering van de vorm van een grondelement bij gelijkblijvende volume.
Compressie	Het afnemen van volume van een lichaam of continuüm, waarbij de massa en hoeveelheid materiaal gelijk blijft.
Contractantie	Het optreden van volumeverkleining van zand ten gevolge van het uitoefenen van een schuifkracht.
Dilatantie	Dilatantie is de volumevergroting ten gevolge van afschuiving. Bij de meeste materialen is het zo, als het materiaal isotroop is, een alzijdige normaalspanning leidt tot volumeverandering, en dat een belasting door zuivere schuifspanning alleen een verandering van vorm ten gevolge heeft, en geen volumeverandering

Mohr-Coulomb model

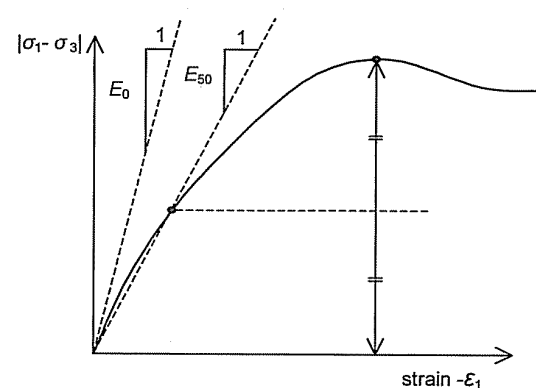
Het Mohr-Coulomb model gaat uit van de elasto-plastische theorie, waarbij vijf grondparameters worden beschouwd. Dat zijn E en ν voor grond elasticiteit, ϕ en c voor de grondsterkte plasticiteit en ψ als dilatantie hoek. Deze parameters kunnen gemakkelijk bepaald worden door middel van laboratorium proeven. Dit model wordt vaak toegepast als eerste analyse bij een bepaald probleem. Aangenomen wordt dat elke grondlaag een constante stijfheid bezit, hierdoor kan er relatief snel een uitspraak gedaan worden over de verplaatsing/vervormingen. Het Mohr-Coulomb model is weergegeven in een relatie tussen spanning en rek. Het model zoals hierboven genoemd is elasto-plastisch en loopt van lineair-elastisch naar een punt, waarvandaan het overgaat op perfect plastisch gedrag. Het gaat ook uit van het Mohr-Coulomb bezwijkcriterium (sterkte parameters grond ϕ en c). Het basisprincipe van de elasto-plastische theorie is dat rekken verdeeld worden in een elastisch- en plastisch onderdeel. Door het toepassen van constitutieve relaties volgen de spanningswaarden en de rekken. Het Mohr-Coulomb model gaat uit van een lineaire bezwijklijn, die door middel van de Cirkel van Mohr kan worden afgeleid (zie literatuurstudie onderdeel cirkel van Mohr, hoofdstuk 4.2.3).



Figuur 4.27 σ - ϵ diagram Mohr-Coulomb

Young's Modulus (E)

In het Mohr-Coulomb model wordt de E modulus als basis stijfheidmodulus gebruikt. De stijfheidmodulus heeft dezelfde dimensie als spanning, namelijk (kN/m^2). De waarde is moeilijk te bepalen voor gronden, doordat het materiaal een niet-lineair verband weergeeft. Om toch tot een goede benadering van E te komen is er een E_{50} ingevoerd. E_{50} is de modulus bij 50 procent van de sterkte en wordt berekend voor het trekken van een raaklijn door het punt, waarbij de sterkte 50 procent is. E_{50} is geen echte materiaalparameter, maar een soort gemiddelde waarde voor de E -modulus. Het model gaat uit van een E die gekozen wordt en gelijk blijft, maar er kan ook gekozen worden voor een speciale optie, waarbij de E waarde toeneemt bij de diepte. In figuur 4.29 die hiernaast is weergegeven, is te zien hoe de E_0 en E_{50} zich verhouden in het σ - ϵ diagram en ten opzichte van elkaar (verschil).

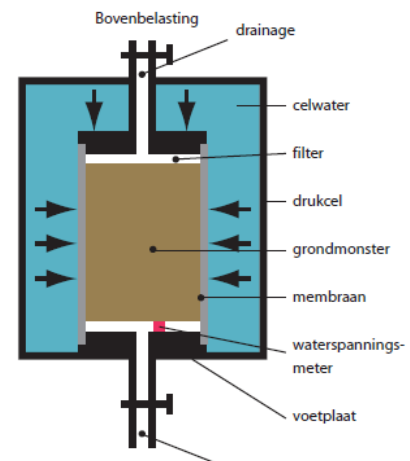


Figuur 4.28 σ - ϵ diagram Hardening-Soil

- E_{50} de 'gemiddelde' waarde van de stijfheidmodulus bij 50 procent van de sterkte (secant modulus).
- E_0 de E -waarde van het grondmonster met een standaard belasting en geeft de waarde van de beginstijfheid van het te onderzoeken grondmonster (tangent modulus).

Dwarscontractie coëfficiënt (Poisson's ratio) (ν)

De dwarscontractiecoëfficiënt is de verhouding tussen de vervorming in twee richtingen. Deze waarde kan worden gevonden door het uitvoeren van een triaxiaal proef (zie figuur 4.29). Hierbij wordt het monster van onder en boven horizontaal belast, waardoor het monster een zijdelingse uitzetting zal ondervinden. Bij het Mohr-Coulomb model is het gebruikelijk om waarden te nemen tussen de 0,3 en 0,4. Voor onbelaste situaties ligt de waarde gemiddeld tussen de 0,15 en 0,25.



Figuur 4.29 Triaxiaal proef

$$K = \frac{\nu}{1 - \nu} \quad (4.64)$$

Waarbij geldt:

- K gronddrukcoëfficiënt [-];
- ν dwarscontractiecoëfficiënt (poisson's ratio) [-].

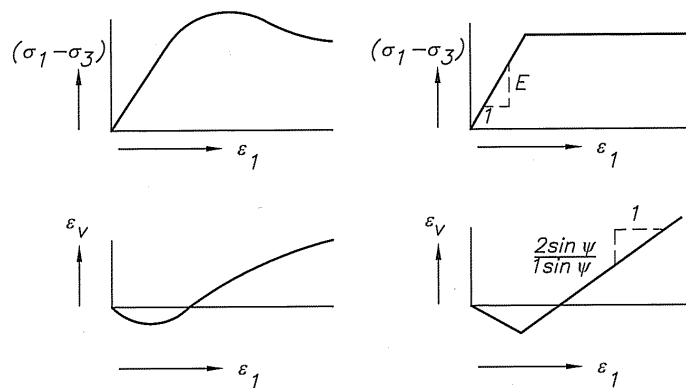
Dilatantiehoeek (ψ)

Dilatantie is de volumevergroting ten gevolge van afschuiving. Bij de meeste materialen is het zo, als het materiaal isotroop is, een alzijdige normaalspanning leidt tot volumeverandering, en dat een belasting door zuivere schuifspanning alleen een verandering van vorm ten gevolge heeft, en geen volumeverandering. De dilatantiehoeek is te bepalen uit een bepaalde verhouding die hieronder is weergegeven in formule 4.65. Zoals in deze formules te zien is, is de dilatantiehoeek bij een φ -hoeek kleiner dan 30° gelijk aan nul. Hieruit valt te concluderen dat alleen bepaalde zandtypen dilatantie kunnen ondervinden.

$$\psi = \varphi - 30^\circ \quad (4.65)$$

Waarin geldt:

- ψ dilatantie hoeek [$^\circ$];
- φ hoeek van inwendige wrijving [$^\circ$].



Figuur 4.31 Spanningsfiguren Hardening-Soil en Mohr-Coulomb

Hardening Soil Model

Het Hardening Soil model maakt gebruik van drie spannings- en rekafhankelijke stijfheidsparameters die representatief zijn voor drie spanningspaden. Een aantal kenmerken die specifiek zijn voor het Hardening Soil model worden hieronder opgesomd:

- variabele spanningsafhankelijke stijfheid;
- plastische rek ten gevolge van primaire deviatorische belasting;
- plastische rek ten gevolge van primaire samendrukking;
- de mogelijk eerder voorbelasting in het verleden;
- onafhankelijke definitie van elastische gedrag in ontlasting en herbelasting;
- bezwijkgedrag volgens het Mohr-Coulomb bezwijkcriterium.

Het model bestaat uit twee soorten Hardening, namelijk shear hardening en compression hardening. Er wordt onderscheid gemaakt in elastische rekken en plastische blijvende vervormde rekken. Shear hardening in combinatie met spanning met betrekking tot stijfheidgedrag is een geschikt model voor de weergave van zand, grind en stijve kleisoorten. Het compression hardening model vindt zijn toepassing ook meer bij slappere grondsoorten, als geconsolideerde klei en veen. Het basis idee achter het Hardening Soil model is een hyperbolische relatie tussen verticale rek en spanning bij een triaxiale belasting. Het blijkt dat bij grond de stijfheid afneemt en de onontkeerbare plastische vervorming treedt op.

Zoals hierboven beschreven gaat het Hardening Soil model uit van het bezwijken volgens de vergelijking van Mohr-Coulomb. Hierbij spelen dezelfde parameters een rol als bij het Mohr-Coulomb model. Het verschil tussen de twee afzonderlijke modellen is voornamelijk de mate van het toepassen van parameters, waardoor er dus een realistischer beeld naar voren komt, doordat er meer voorwaarden en aspecten in rekening worden gebracht.

Het Hardening Soil model is een model dat ontwikkeld is uit allerlei andere theorieën. Het model is opgebouwd uit een dubbel stijfheidsmodel gecombineerd met een isotrope rek 'hardening' model. Het Hardening Soil model is geformuleerd door Vermeer, Schanz en Bonnier omstreeks 1999 en is daarna aangepast door Benz in 2006.

Parameters

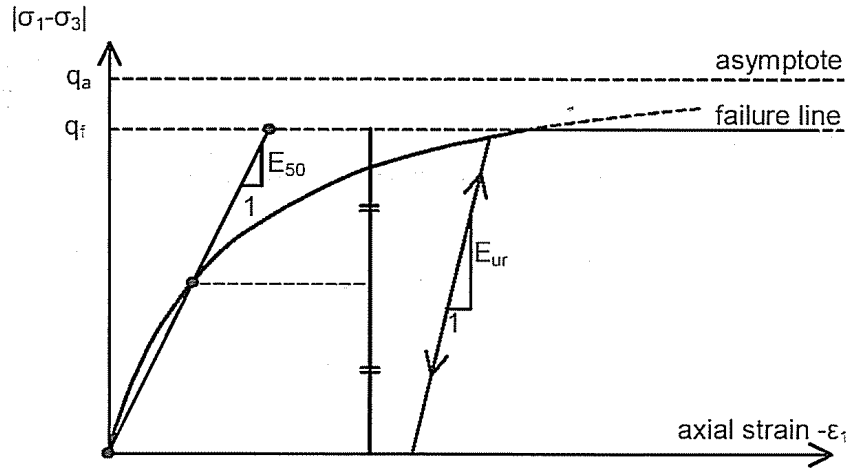
Overeenkomstige parameters met het Mohr-Coulomb model zijn het volumiek gewicht (γ_{sat} en γ_{sat}) en de grondsterkte parameters (c' , Φ' , ψ'). Deze kunnen bepaald worden met laboratorium proeven. Zoals hierboven uiteengezet, onderscheid het Hardening Soil model zich ten opzichte van het Mohr-Coulomb model op het gebied van de volgende parameters:

- E_{ref}^{50} secant stijfheidmodulus bij een standaard gedraineerde triaxiaal proef [kN/m^2];
- $E_{\text{ref}}^{\text{ur}}$ ontlast/herbelast stijfheidmodulus [kN/m^2];
- $E_{\text{ref}}^{\text{oed}}$ tangent stijfheidmodulus bij een oedometer proef [kN/m^2];
- m macht voor spanningsniveau afhankelijk van de stijfheid [-];
- $v_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ dwarscontractiecoëfficiënt voor onbelast/herbelaste situatie [-];
- p_{ref} referentiespanning voor de stijfheid (100 kN/m^2) [kN/m^2];
- K_0^{nc} K_0 waarde voor een normale consolidatie [-];
- σ_{tension} spanningssterkte [kN/m^2];
- $c_{\text{increment}}$ cohesie waarde die toeneemt met de diepte [kN/m^3];
- γ_{sat} de ongedraineerde waarde van het volumieke gewicht [kN/m^3];
- γ_{dry} de gedraineerde waarde van het volumieke gewicht [kN/m^3].

E_{ref}^{50} , E_{ref}^{oed} en E_{ref}^{ur}

De stijfheid is spanningsafhankelijk. De secans-stijfheid E_{ref}^{50} geeft de secant-stijfheid weer halverwege het bezwijken in een triaxiaalproef. In het Hardening Soil model is deze parameter afhankelijk van de effectieve spanning en de referentiespanning.

deviatoric stress



Figuur 4.32 Spanning-rek relatie Hardening-Soil

E_{ref}^{ur} heeft betrekking op een situatie van een ontgraving. Deze factor beschrijft het ontlasten van de grond, waarna de grond weer belast zal worden. Deze waarde is te halen uit een samendrukkingproef of een triaxiaalproef met ontlastingstak.

De stijfheidparameter E_{ref}^{oed} , komt voort uit een eendimensionale samendrukking door een verticale spanning. De waarde kan worden bepaald uit een celproef of een samendrukkingproef.

De verschillende stijfheidsparemeters in het Hardening-Soil model zijn als volgt gedefinieerd:

$$E_{50}^{ref} = E_{50} \cdot \left(\frac{p^{ref}}{\sigma'_v} \right)^m \quad (4.66)$$

Waarbij geldt:

- E_{ref}^{50} secant stijfheidmodulus bij een standaard gedraineerde triaxiaal proef [kN/m²];
- σ'_v verticale korrelspanning [kPa];
- p^{ref} referentiespanning voor de stijfheid (100 kN/m²) [kN/m²];
- m macht voor spanningsniveau afhankelijk van de stijfheid [-].

$$E_{oed} = \frac{E_m}{\alpha} = \frac{\beta \cdot q_c}{\alpha} \quad (4.67)$$

$$E_{ur}^{ref} \approx 4 \cdot E_{50}^{ref} \quad (4.68)$$

Waarbij geldt:

- E_{oed} oedometrische stijfheidmodulus [kPa];
- E_m stijfheidsmodulus volgens Menard [kPa];
- α rheologische coefficient [-];
- q_c conusweerstand [kPa];
- β samendrukkingscoefficient [-];
- E_{ref}^{ur} ontlast/herbelast stijfheidmodulus [kN/m²];
- E_{ref}^{50} secant stijfheidmodulus bij een standaard gedraineerde triaxiaal proef [kN/m²].

De parameter m is een dimensieloze parameter die staat voor de macht van het spanningsniveau - afhankelijk voor de stijfheid. Voor zand- en grindgronden bedraagt deze factor circa 0,5 en voor klei- en veengronden ligt deze waarde op circa 0,8 a 1,0.

v_{ur} staat voor de dwarscontractiecoëfficiënt (zie vorige paragraaf). Deze coëfficiënt geeft aan hoe een materiaal reageert op trek- en drukbelastingen. Eveneens wordt aangegeven dat de uitzetting van een grondmonster dat vanuit horizontale richting wordt samengedrukt en daardoor verticaal gaat uitzetten. De v_{ur} geeft in dit verband aan dat deze parameter geldt bij de ontlast-herbelaste situatie.

p^{ref} ; de referentiespanning waarbij verschillende parameters bepaald worden. Deze wordt in het Hardening-Soil model gesteld op 100 kPa.

R_f ; de bezwijkfactor die de verhouding tussen de bezwijklijn en de asymptoot $\left(\frac{q_f}{q_a}\right)$ weergeeft (zie figuur 4.32).

K_0^{nc} ; de K_0 waarde bij normale consolidatie die volgens de normaal berekeningsformules bepaald dient te worden, namelijk $K_0 = 1 - \sin\phi$.

5. Gevoeligheidsanalyses grondparameters

5.1 Inleiding

De onderzoeksvraag die centraal staat tijdens dit onderzoek, luidt als volgt:

Wat zijn de horizontale invloeden van de geotechnische- en geometrische parameters op het damwandontwerp en wat zijn daarbij de verschillen tussen de berekeningsmethodes?

Het afstudeeronderzoek start met de gevoeligheidsanalyse, welke een variant met twee verschillende geotechnische parameters omvat. Het doel is het verkrijgen van gedetailleerde informatie van de invloed van de geotechnische parameters (variatie φ en c –waarden) op onder andere vervorming, moment en dwarskracht. Onderscheid wordt gemaakt in twee situaties, namelijk de onverankerde en verankerde situatie, welke opvolgend zijn in de uitvoeringsfase/fasering.

Gekeken wordt naar de verschillen en trends in momenten, vervormingen en dwarskrachten die optreden in de damwand bij bepaalde ontgravingniveaus. Gekozen is voor een theoretisch model, dat een redelijk realistische weergave geeft van een in de praktijk veel toegepaste of voorkomende situatie van een damwandconstructie. Door te kiezen voor een onverankerde en verankerde fase, wordt de reikwijdte van het onderzoek vergroot en de invloed van hulpelementen (anker) wordt zo beter zichtbaar in de resultaten door middel van vergelijkingen tussen de uitkomsten. Waarden zoals φ en c zijn sterkteparameters van de grond, waardoor te verwachten is dat krachten en momenten beter opgenomen kunnen worden door het materiaal zelf naar mate deze toenemen. Dit soort hypothesen komen in de voorfase steeds naar voren en zullen ook ‘getoetst’ worden door middel van dit onderzoek. Verder is de gevoeligheid, een instrument waarmee de eigenschappen en het gedrag van een materiaal, zoals grond voorspeld kan worden.

De gevoeligheidsanalyse ligt als vervolglijn in het onderzoek na de afronding van de literatuurstudie (hoofdstuk 4). De in de literatuurstudie besproken theorieën komen weer terug in de theoretische toetsing/weergave van de gevoeligheidsanalyse. Alle resultaten en uitkomsten van dit onderzoek zullen weergegeven worden in de desbetreffende bijlage. De meest relevante uitkomsten zullen besproken worden in dit hoofdstuk zelf. De opbouw zal bestaan uit een korte beschrijving per situatie, een uiteenzetting van de randvoorwaarden en de weergave van de uitkomsten.

5.2 Hypothese variatie parameters

5.2.1 Hoek van inwendige wrijving (φ)

De hoek van inwendige wrijving is afhankelijk van de grondsoort, verzadigingsgraad en de mate van optredende vervorming. Door de optredende vervormingen wordt de schuifsterkte gemobiliseerd, bij vaste kleien en zand (hoge ϕ - waarde), geschiedt dit al bij kleinere vervormingen.

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (5.1)$$

$$K_p = \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (5.2)$$

De bovenstaande formules zijn vereenvoudigde versies van degene die in de literatuurstudie zijn weergegeven bij het onderdeel Coulomb (literatuurstudie, figuur 4.18). Ze gaan uit van enkele aannames voor α , β en δ . Formules 5.1 en 5.2 beschrijven de gronddruk coëfficiënten waarbij alleen de hoek van inwendige wrijving een variabele rol speelt. Een φ toename levert een toename van de ‘eigen’ sterkte van de grond. Dit is te verklaren uit de Cirkel van Mohr en het daarbij geldende bezwijkcriterium. De hoek van inwendige wrijving komt in de Cirkel van Mohr terug als de hellingcoëfficiënt van de bezwijklijn. Bij een toename van φ , neemt de helling van de lijn dus toe, waardoor er meer spanningen opgenomen kunnen worden. Uit vergelijking 5.3 volgt dat, een toename van φ leidt tot een toename van τ_f (kritische schuifspanning).

$$\tau_f = c + \sigma' \tan \varphi \quad (5.3)$$

Uit formules 5.1 en 5.2, blijkt dat K_a afneemt naarmate de hoek van inwendige wrijving toeneemt. K_p neemt daarentegen toe bij een toenemende hoek van inwendige wrijving.

$$\sigma_{kh} = K_a \cdot \sigma_{kv} \quad (5.4.1)$$

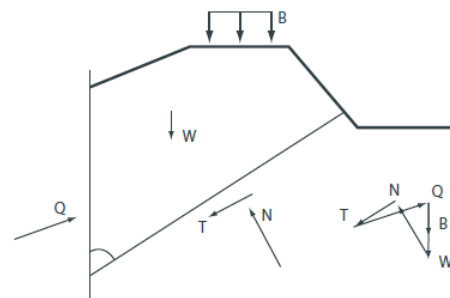
$$\sigma_{kh} = K_p \cdot \sigma_{kv} \quad (5.4.2)$$

Als aan de actieve zijde de spanning afneemt, zal ook het optredende moment. Door de tegengestelde en toenemende passieve horizontale gronddruk, zal ook het optredende moment afnemen. Door de tegengestelde en toenemende passieve horizontale gronddruk, zal bij toename van φ de tegendruk in de passieve zone eveneens positief werken. De optredende krachten nemen af, waardoor de verplaatsing ook gereduceerd zal worden. Dit onderzoek zal ook hier meer inzicht in geven, door de relatie tussen krachten en vervormingen beter weer te geven. Ook kan doordat er verschillende grondsoorten onderzocht worden, gekeken worden wat per grondsoort de specifieke relatie tussen deze twee aspecten is.

5.2.2 Cohesie (c)

Dit is tevens een sterkte parameter van grond en kan ook afgeleid worden uit triaxiaal proeven en dus uit de Cirkel van Mohr. Cohesie is de mate van schuifspanning die de grond kan verdragen bij geen horizontale en inwendige spanningen. Cohesie komt terug in het bezwijkcriterium van Mohr als constante. In de Cirkel van Mohr komt hij terug op de y-as, waar die een deel van de opneembare schuifspanning vertegenwoordigd. Door de cohesie te verhogen tijdens het onderzoek, zal de opneembare schuifspanning toenemen. Dit leidt tot grotere grondstabiliteit (beter bestand tegen afschuiven) en de 'eigen' sterkte neemt toe.

In Msheet wordt de invloed van cohesie meegenomen door een gronddrukfactor voor de cohesie. Op basis van deze gronddrukfactor dient de in Msheet toegepaste cohesie gecorrigeerd te worden naar c_{corr} . De onderstaande formule 5.5 geeft de waarde aan voor de gecorrigeerde cohesie. De waardes voor K_c en K_q zijn terug te vinden in figuur 4.23 van de literatuurstudie onder de theorie van Brinch-Hansen.



Figuur 5.1 Evenwichtsvergelijking Culmann

$$c_{corr} = \frac{K_c \cdot c}{2 \cdot \sqrt{K_q}} \quad (5.5)$$

Ook komt de c-waarde terug in de toegepaste rekenmethodiek in Msheet, die gebaseerd is op de methode Culmann. Deze gaat uit van een grondwig achter de horizontale grondkerende constructie, die in evenwicht dient te zijn (zie figuur hierboven). Schuifkracht T levert de invloed van cohesie (zie formule 5.6)

$$T_c = c' \cdot \frac{l}{\cos \theta} \quad (5.6)$$

Waarbij geldt:

- c' = de effectieve cohesie van de grond [kPa];
- l = de lengte van de damwandplank [m];
- φ = de hoek tussen glijvlak en wand [°];
- K_c = gronddruk coëfficiënt voor invloed cohesie [-];
- K_q = gronddruk coefficient voor invloed hoek van inwendige wrijving [-];
- c_{corr} = gecorrigeerde cohesie [kPa].

5.3 Uitgangspunten gevoeligheidsanalyses.

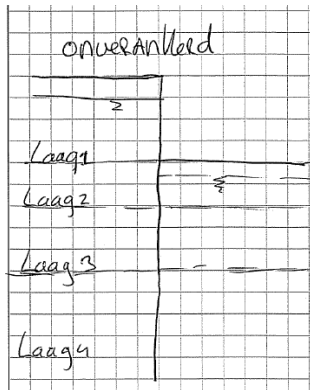
5.3.1 Ontgravingsfasering (onverankerde en verankerde situatie)

In de gevoeligheidsanalyse van de grondparameter in de damwandberekening is uitgegaan van zowel een onverankerde als een verankerde bouwfase:

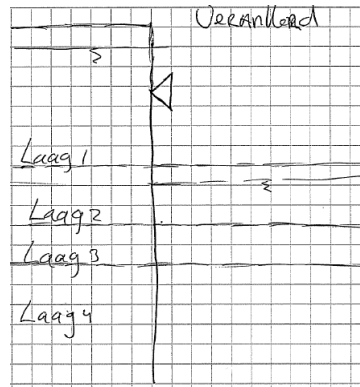
Fase 1: Ontgraven tot 3 m – maaiveld en verlagen grondwaterstand tot 3,5 m – maaiveld.

Fase 2: Aanbrengen verankering op 2,5 m – maaiveld en vervolgens ontgraven tot 5 m – maaiveld en Verlagen grondwaterstand tot 5,5 m – maaiveld.

De situaties zijn berekend met het computerprogramma Msheet (versie 7.9.1).



Figuur 5.2 Fase 2 (onverankerd)



Figuur 5.3 Fase 3 (verankerd)

5.3.2 bodemopbouw en geohydrologische situatie

De bodemopbouw en de geohydrologische situatie zijn zodanig opgesteld, dat de ontgraving kan worden uitgevoerd als polderprincipe, waarbij een afsluitende kleilaag onder het ontgravingsniveau aanwezig blijft waarmee voldoende veiligheid tegen opbarsten kan worden behouden. Bij de variaties van de verschillende parameters wordt steeds uitgegaan van de gedraineerde situatie. De damwandlengtes en stijfheden zijn in dit onderzoek van ondergeschikt belang, doordat de horizontale drukken en invloeden alleen worden beschouwd. Getracht is standaard damwandlengtes en profielen toe te passen, die representatief zijn. De variaties zullen betrekking hebben op de eerste twee grondlagen van het Msheet model (zie hieronder afbeelding en uitleg) en er wordt gekeken naar bepaalde typen zand- en kleigronden. De waardes waarmee gerekend wordt zijn allemaal representatieve waardes.

Voor de bepaling van de grondparameters is uitgegaan van de representatieve waardes voor grondparameters uit tabel 1 van NEN 6740 (zie bijlage 1). De aangehouden grondparameters die als invoer dienen in de MSheet berekeningen zijn weergegeven in tabel 5.1.

Tabel 5.1 Representatieve waarden geotechnische parameters

Grondsoort	γ_d [kN/m ³]	γ_n [kN/m ³]	c' [kPa]	ϕ' [°]	δ' [°]	ψ' [°]	k_h [kN/m ³]
zand (30°)	18	20	0	30	20	0	20.000
klei (22,5°)	15	15	0	22,5	15	0	4.000
klei, afsluiting	18	18	2	25	16,7	0	6.000
zand, inklemming	18	20	0	35	23,3	5	40.000

Waarbij geldt:

γ_d veldvochtig volumegewicht;

γ_n nat volumegewicht;

c' effectieve cohesie;

ϕ' effectieve hoek van inwendige wrijving;

ψ' effectieve dilatatiehoek;

δ' effectieve wandwrijvingshoek;

k_h horizontale beddingconstante.

Tabel 5.2 Representatieve waarden geotechnische parameter variatie

Grondsoort	γ_d [kN/m ³]	γ_n [kN/m ³]	c' [kPa]	c' [kPa]	c' [kPa]	ϕ' [°]	δ [°]	k_h [kN/m ³]
zand (30°)	18	20	0	-	-	30.0	20.0	20.000
zand (32,5°, vast)	18	20	0	-	-	32.5	21.7	20.000
zand (35°)	18	20	0	-	-	35.0	23.3	20.000
zand (37,5°)	18	20	0	-	-	37.5	25.0	20.000
zand (40°)	18	20	0	-	-	40.0	26.7	20.000
klei (17,5°)	15	15	0	2.5	5.0	17.5	11.7	4.000
klei (20.0°)	15	15	0	2.5	5.0	20.0	13.3	4.000
klei (22,5°, vast)	15	15	0	2.5	5.0	22.5	15.0	4.000
klei (25.0°)	15	15	0	2.5	5.0	25.0	16.7	4.000
klei (27,5°)	15	15	0	2.5	5.0	27.5	18.3	4.000
klei, afsluiting	18	18	2	-	-	25	16,7	6.000
zand, inklemming	18	20	0	-	-	35	23,3	40.000

Waarbij geldt:

- γ_d veldvochtig volumegewicht;
- γ_n nat volumegewicht;
- c' effectieve cohesie;
- ϕ' effectieve hoek van inwendige wrijving;
- ψ' effectieve dilatantiehoek;
- δ' effectieve wandwrijvingshoek;
- k_h horizontale beddingconstante.

De variatie zal bestaan uit een variatie met de ϕ' en c' bij klei en met de ϕ' bij zand (cohesieloos zand). Het interval waartussen gevarieerd wordt bij de zandlaag bedraagt voor de ϕ' -waardes 30° tot 40°, met stappen van 2,5°. Bij de zandgrond wordt een c' -waarde aangehouden van nul kPa. Voor de kleilagen zal de c' gevarieerd worden met 0; 2,5 en 5 kPa. Voor de ϕ' -waardes zal een interval tussen de 17,5° en 27,5° aangehouden worden, met daar bij een stapsgewijze verhoging van 2,5°. De keuzes voor deze intervalwaardes en variaties komen voort uit tabel 1 uit de NEN 6740 (zie bijlage). Msheet wordt als rekenprogramma gebruikt bij deze parametervariatie. Bij dit onderzoek rekent het model volgens de c , ϕ en δ methodiek. Dit rekenmodel gaat uit van een lineair verloop van het σ - ϵ diagram. Het berekenen van de rechte glijvlakken geschied volgens de formules geformuleerd door Muller-Breslau.

Tabel 5.3 Variaties grondlagen (onverankerd & verankerd)

Onverankerd	Laag 1	Laag 2	Verankerd		
Variatie 1	zand	zand	Variatie 1	zand	zand
Variatie 2	klei	klei	Variatie 2	klei	klei
Variatie 3.1	zand	vast	Variatie 3.1	zand	vast
Variatie 3.2	vast	zand	Variatie 3.2	vast	zand
Variatie 4.1	klei	vast	Variatie 4.1	klei	vast
Variatie 4.2	vast	klei	Variatie 4.2	vast	klei

Bij deze verschillende variaties zullen bepaalde resultaten in de vorm van getallen naar voren komen, welke uiteindelijk worden vertaald naar grafieken. Deze grafieken zullen dan de basis vormen voor de conclusie. Gekozen is een aantal specifieke waarden uit te kiezen, welke het meeste relevant waren op de te onderzoeken onderzoeksvraag. Gekeken is naar:

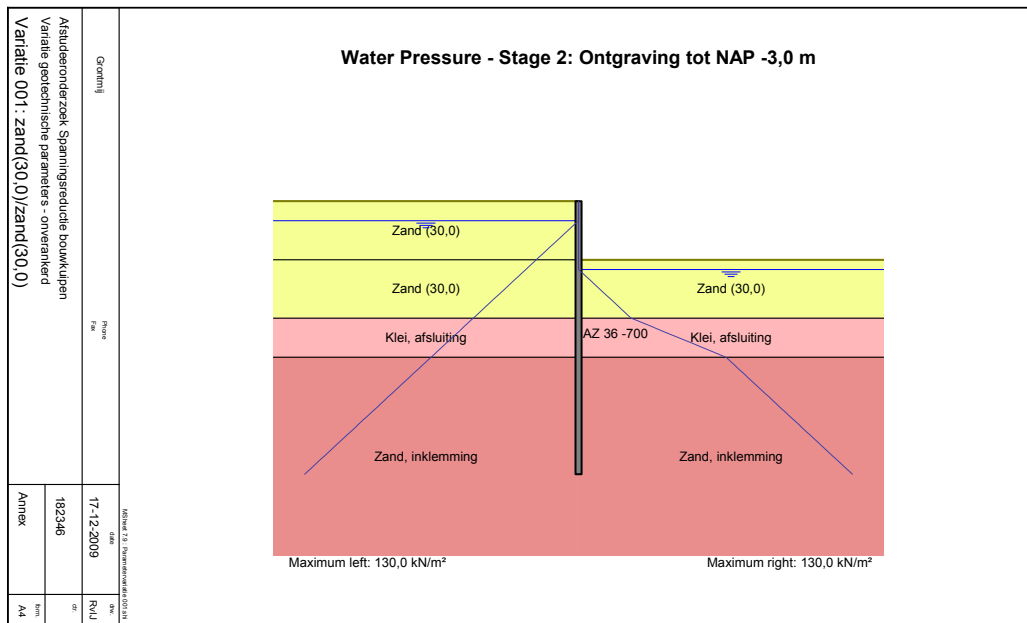
- veldmoment (M_{veld});
- verplaatsing/vervorming (U);
- mobilisatie grond in de passieve zone (m_{pas});
- veiligheidsfactor met betrekking tot totaal stabiliteitsverlies (F_s).

Bij de variatie met betrekking tot de verankerde situatie zullen de hierboven genoemde zaken eveneens belicht worden, maar ook de invloed van de ankerkracht. Dit zijn:

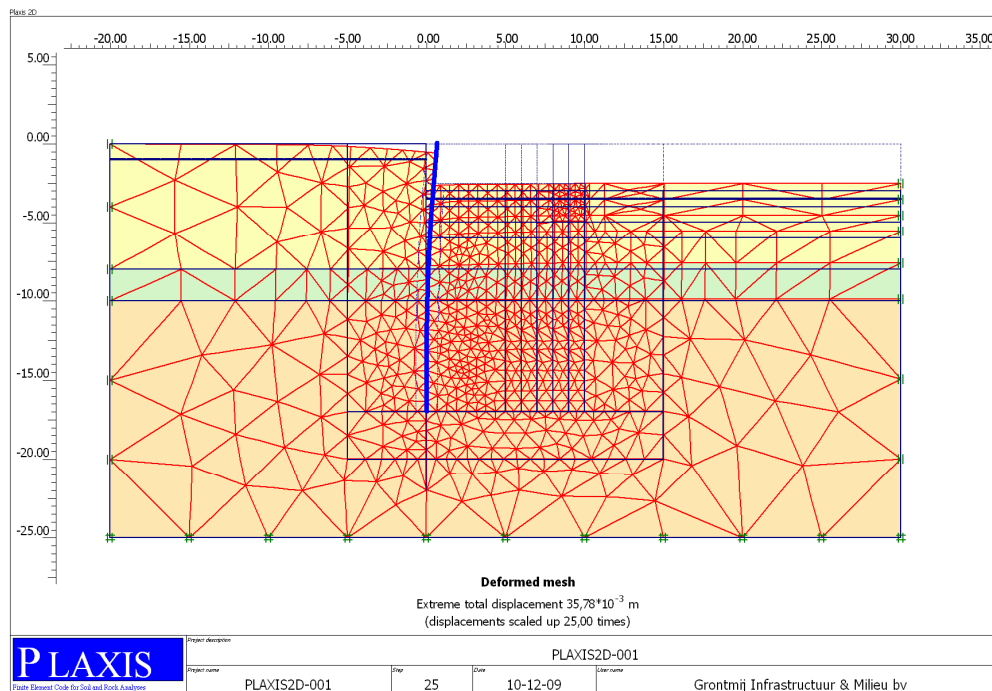
- de kracht bij de oplegging (F_{anker});
- het moment ter hoogte van de oplegging (M_{anker}).

5.3.3 Uitgangspunten dimensies onverankerde en verankerde bouwphase.

De dimensies, ontgravings- en bemalingsniveau's zijn weergegeven in figuren 5.4 en 5.5 en tabel 5.4 voor de onverankerde bouwphase. In figuur 5.6 en tabel 5.5 zijn deze waarden gegeven voor de verankerde bouwphase.



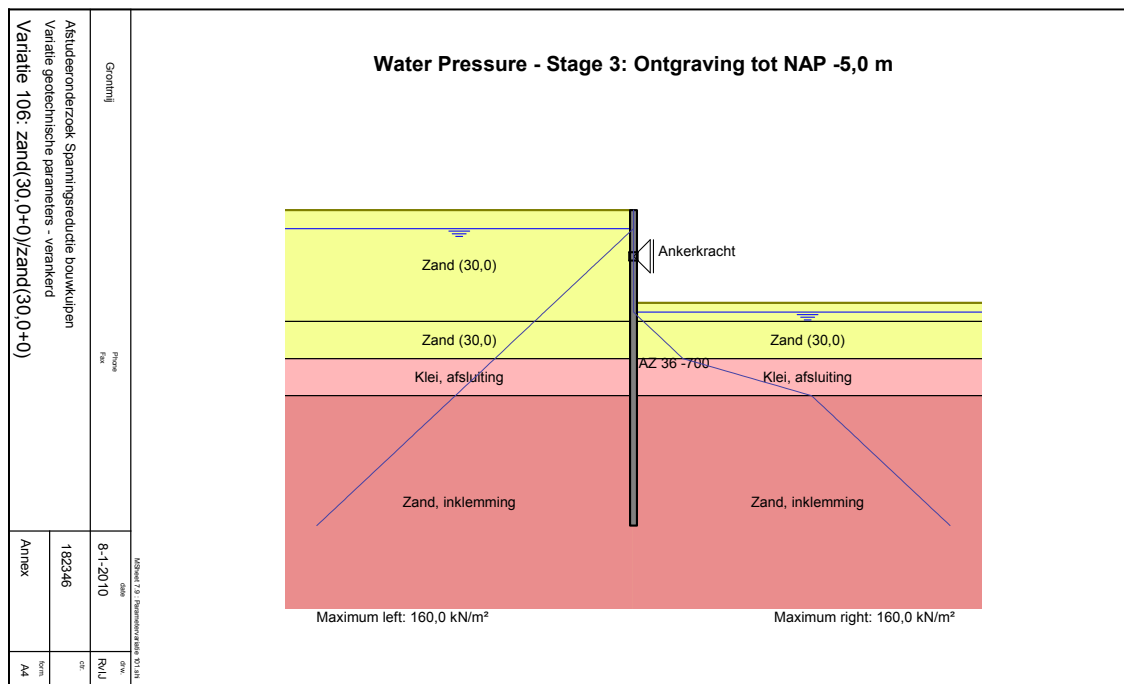
Figuur 5.4 Onverankerd bouwphase (Msheet model)



Figuur 5.5 Onverankerde bouwphase (PLAXIS model)

Tabel 5.4 Dimensie theoretisch model (onverankerd)

Grondsoort	D	GWS	O
	[m]	[m + NAP]	[m + NAP]
Laag 1 (zand, klei)	3	-1	0
Laag 2 (zand, klei)	3	-3,5	-3
Laag 3 (klei, afsluitend)	2	-	-
Laag 4 (zand, inklemming)	∞	-	-



Figuur 5.6 Verankerde bouwphase (Msheet model)

Tabel 5.5 Dimensie theoretisch model (verankerd)

Grondsoort	D	GWS	O
	[m]	[m + NAP]	[m + NAP]
Laag 1 (zand, klei)	5	-1	0
Laag 2 (zand, klei)	3	-5,5	-5
Laag 3 (klei, afsluitend)	2	-	-
Laag 4 (zand, inklemming)	∞	-	-
Oplegging	-	-	-2,5

Waarbij geldt:

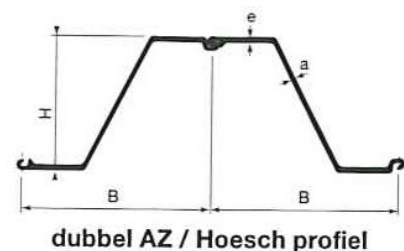
D dikte desbetreffende laag;

GWS grondwaterstand per laag;

O ontgravingniveau aan zowel linker als rechterkant van de damwand.

5.3.4 Overige materiaaleigenschappen

Het damwandprofiel, is een AZ36-700 profiel met een staalkwaliteit van S240. De gekozen damwandlengte/inheidiepte bedraagt NAP – 14,0m. Dit is een overdimensionering, maar in dit model onbelangrijk doordat alleen de horizontale effecten worden beschouwd. In figuur 5.7 is een bovenaanzicht van dit profiel weergegeven.



Figuur 5.7 AZ 36-700 Damwandprofiel

5.4 Beschouwing veiligheid tegen opbarsten

5.4.1 Verticaal evenwicht in de onverankerde bouwphase

Voldoende veiligheid tegen opbarsten conform NEN 6740 indien $F_s \geq 1,10$ op referentieniveau NAP -10,0 m (onderkant afdeklaag):

$$\sigma_{\text{neerwaarts}} = (0,5 * 18) + (4,5 * 20) + (2 * 18) = 138,0 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{\text{opwaarts}} = ((10 * 1) * 9,81) = 88,3 \text{ kPa}$$

$$F_s = \frac{\sigma_{\text{neerwaarts}}}{\sigma_{\text{opwaarts}}} = \frac{135,0}{88,3} = 1,53 \quad 1,53 \geq 1,10 \quad (\text{voldoet})$$

5.4.2 Verticaal evenwicht in de verankerde bouwphase

Evenals voor de onverankerde bouwphase is voor de verankerde bouwphase met ontgravingsniveau op NAP – 5,0 m:

$$\sigma_{\text{neerwaarts}} = (0,5 * 18) + (2,5 * 20) + (2 * 18) = 95,0 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{\text{opwaarts}} = ((10 * 1) * 9,81) = 88,3 \text{ kPa}$$

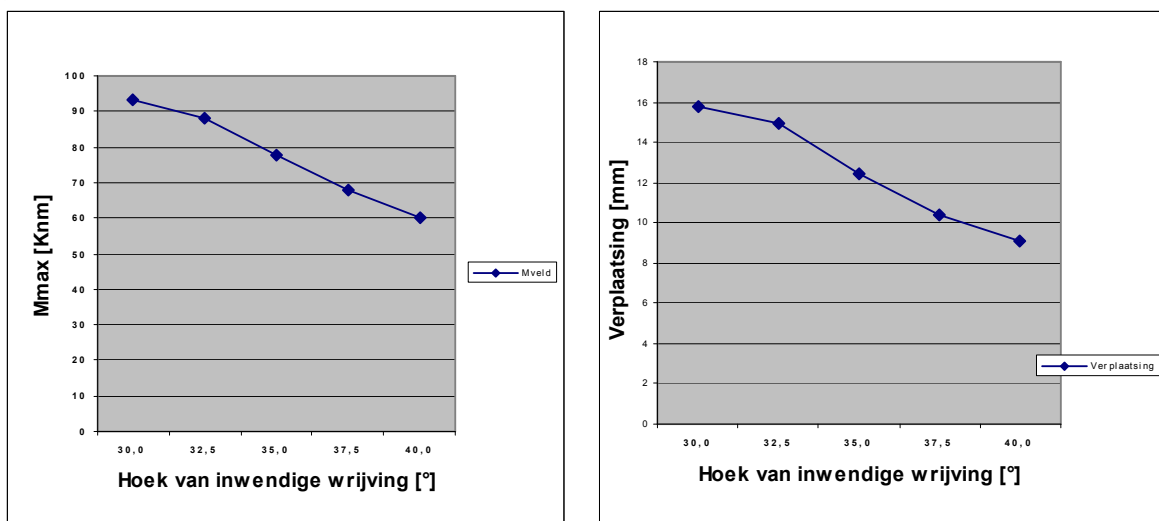
$$F_s = \frac{\sigma_{\text{neerwaarts}}}{\sigma_{\text{opwaarts}}} = \frac{95,0}{88,3} = 1,08 \quad 1,08 \geq 1,10 \quad (\text{Voldoet, zie uitleg})$$

Hoewel strikt genomen de berekende veiligheid lager is dan de norm vereist, maar toch hoger is dan 1,0, is in de gevoeligheidsanalyse dit geringe tekort verder buiten beschouwing gelaten.

5.5 Resultaten onverankerde damwand (ontgraving tot NAP – 3,0m)

5.5.1 Variatie 1 Msheet model (zand variatie)

In deze variatie zullen de lagen 1 en 2 beide gesitueerd zijn als zandlagen, waarbij de φ variatie van toepassing is. In de grafieken van figuur 5.8 zijn de resultaten te zien van elke individuele waarde voor moment en verplaatsing, gekoppeld aan een verhoging van φ . De blauwe lijn geeft in elke grafiek de resultaten weer die gevonden zijn uit het hierboven beschreven Msheet model.



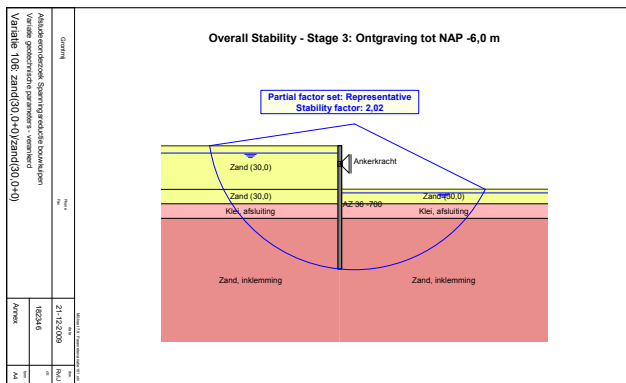
Figuur 5.8 Weergave M_{max} en Verplaatsing tov Hoek van inwendige wrijving

M_{max} en Verplaatsing

In de bovenstaande grafieken zijn het moment en de verplaatsing weergegeven ten opzichte van een toename van φ (hoek van inwendige wrijving). De standaard zandsoorten hebben φ -hoeken die variëren tussen de 30 en 40° (zie uitleg). In de linker figuur is te zien dat het maximale moment afneemt bij een toename van de hoek van inwendige wrijving. Dit is een logisch te verklaren verschijnsel, omdat de sterkte van de grond toeneemt en dus ook de opname van moment. Hieruit volgt dat het maximale moment op de damwand afneemt. Deze trend is tevens weer terug te zien in de rechter grafiek, waarin de verplaatsing is uitgezet ten opzichte van de φ -toename. Deze waarden nemen redelijk gelijkwaardig af in vergelijking met het moment. Tussen het interval 32,5° en 37,5° is de afname van het moment groter dan bij de waarden daarbuiten. Hieruit kan geconcludeerd worden dat tussen deze waarden de sterkte van de grond relatief gezien wat sneller toeneemt dan daarbuiten.

Gemobiliseerde grond en Veiligheidsfactor

In bijlage 9.3 zijn de grafieken met betrekking tot gemobiliseerde grond en veiligheidsfactor voor de totale stabiliteit weergegeven. De veiligheidsfactor heeft een bijna verwaarloosbare toename, dit komt doordat de φ -waarde hier weinig invloed op heeft. Dit doordat alle andere parameters gelijk blijven en de φ -waarde alleen betrekking heeft op wrijving in de desbetreffende lagen (lagen 1 en 2 zie figuur 5.9). De grond kan de spanningen en belastingen zelf blijven opnemen, waardoor de belasting op de damwand kleiner wordt en dus de gemobiliseerde weerstand afneemt. Deze weerstand wordt geactiveerd door de actieve gronddruk, die ondervindt een reductie wat uiteindelijk leidt tot een afname van het percentage gemobiliseerde grond.



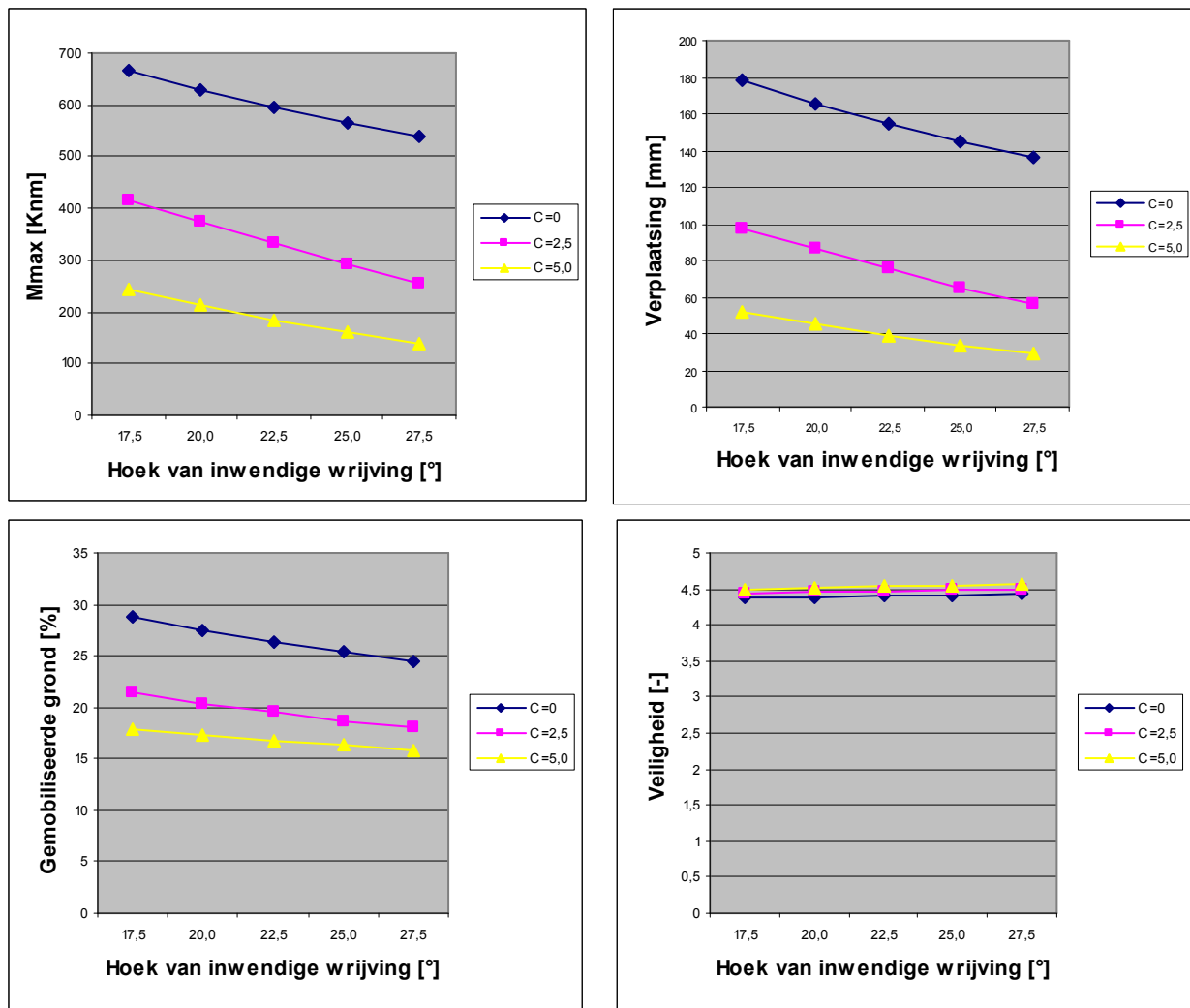
Figuur 5.9

Glijvlak totaal stabiliteitsverlies

5.5.2 Variatie 2 Msheet model (klei variatie)

In deze variatie zullen de lagen 1 en 2 beide gesitueerd zijn als kleilagen, waarbij tevens de variatie van φ van toepassing is. In de onderstaande grafieken (figuur 5.10) zijn de resultaten te zien van elke individuele waarde, gekoppeld aan een verhoging van φ . In de onderstaande grafieken zijn de c' -waarden weergegeven in drie verschillende lijnen per grafiek, namelijk:

- blauwe lijn: $c' = 0,0$;
- paarse lijn: $c' = 2,5$;
- gele lijn: $c' = 5,0$.



Figuur 5.10 Weergave van M_{max} , Verplaatsing, Gemobiliseerde grond en Veiligheid ten opzichte van de Hoek van inwendige wrijving

M_{max} en verplaatsing

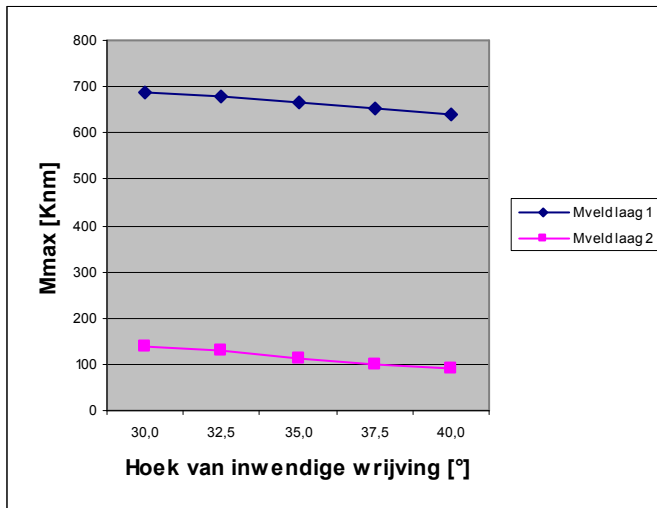
In deze variatie zijn de eerste en tweede laag geheel als kleilaag beschouwt. De drie variaties per c-waarde zijn weergegeven in een grafiek. Ook is hier bij zowel moment als verplaatsing te zien, die naarmate de hoek van inwendige wrijving en ook cohesie toenemen de waarden van moment en verplaatsing afnemen. Te zien is tevens dat bij een toename van de cohesie, het maximum moment afneemt in steeds kleiner wordende stappen. Het verschil tussen een cohesie van 0 kPa en 2,5 kPa is beduidend groter dan tussen 2,5 kPa en 5,0 kPa. Hieruit volgt dat de invloed van cohesie beduidend groter is op moment en verplaatsing dan de hoek van inwendige wrijving. Cohesie is daarom een parameter waarmee voorzichtig dient te worden omgegaan, omdat deze snel een te positieve situatie laat zien. Zo is bijvoorbeeld te zien bij een hoek van inwendige wrijving van 25,0° en een c van 0 kPa, dat het moment veel hoger is dan bij φ van 20,0° en c = 2,5 kPa. Verder nemen moment en verplaatsing redelijk identiek en lineair af, waarbij te zien is dat bij hogere φ waarden de afname zich uiteindelijk consolideert. Cohesie bepaalt in deze grafieken het 'start' getal van de verschillende lijnen, zoals dat tevens het geval is in het bezwijkcriterium van Mohr-Coulomb.

Gemobiliseerde grond en Veiligheid

Voor de gemobiliseerde grond aan de passieve zijde van de damwand zien we het verschijnsel terug dat ook bij moment en verplaatsing naar voren komt. Dit verschijnsel komt voort uit de toename van de sterkte van de grond en de daardoor kleinere optredende actieve horizontale gronddruk. De percentages liggen in deze grafiek relatief gezien dicht bij elkaar, doordat de actieve gronddruk een bepaalde grote bereikt waarop de passieve gronddruk geen reactie meer levert. De veiligheidsfactor heeft betrekking op kleine veranderingen in de wrijving in de kleilagen en het eigen gewicht van de grond blijft gelijk (γ verandert niet). Dit zijn twee redeneringen die de horizontale grafiek lijnen verklaren (gelijkblijvende veiligheidsfactor).

5.5.3 Variatie 3 Msheet (zand variatie laag 1 en laag 2)

In deze variatie wordt een onderscheid gemaakt tussen de grondsoorten in laag 1 en laag 2. Eerst zal de variatie plaats vinden in laag 1 (blauwe lijn), waarbij laag 2 geen verandering ondervindt (dus 'constant' blijft). De kleilaag (laag 2) die vastgehouden wordt heeft de eigenschappen van klei met een $\varphi = 22,5^\circ$, zoals te zien is in tabel 5.2 (klei, $\varphi = 22,5^\circ$, vast). Met laag 1 geschiedt dezelfde variatie qua parameters als bij variatie 1, φ neemt toe en daarbij zijn de resultaten uiteengezet. Het omgekeerde proces, waarbij laag 1 'vastgezet' wordt en de variatie plaats vindt bij laag 2 (paarse lijn), is tevens onderzocht. De beide resultaten zijn weergegeven in de grafiek (figuur 5.11). Voor de resultaten omtrent verplaatsing, mobilisatie grond en totale stabiliteit wordt verwezen naar bijlage 9.4.



Figuur 5.11 Veldmoment variatiezand laag 1 en 2

$M_{\max}$

Uit het verschil van de lijnen uit figuur 5.11, is duidelijk te zien dat bij zand in laag 1 de momenten veel groter zijn dan bij zand in laag 2. Het verschilt ongeveer een factor 4 à 4,5 met elkaar. Dit heeft verschillende oorzaken, waaronder:

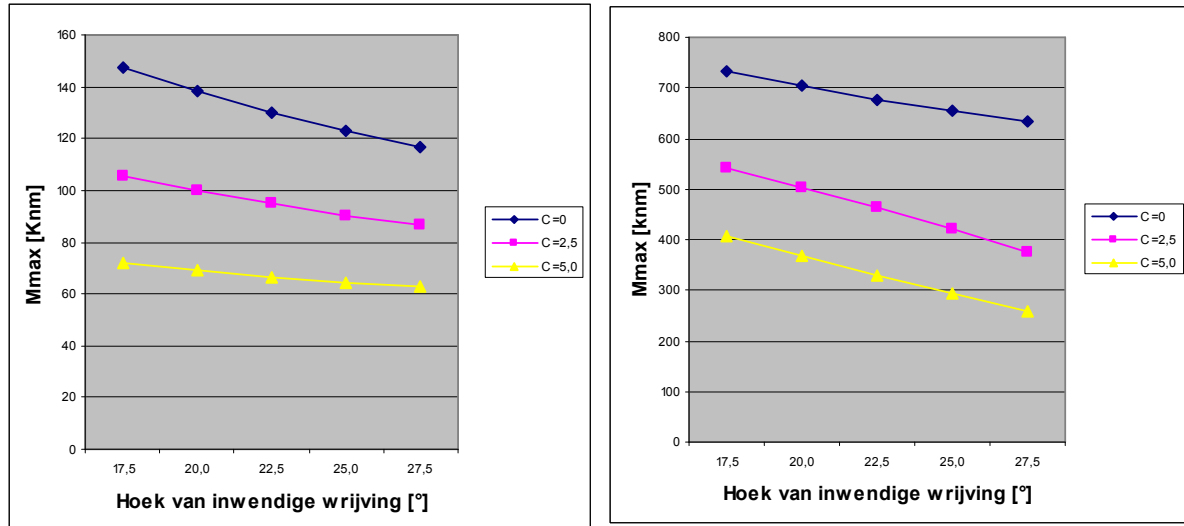
- Zand in laag 1 heeft een iets hoger eigen gewicht dan klei, wat leidt tot een grotere horizontale gronddruk op het damwandprofiel, dus grotere momenten en verplaatsingen.
- Zand in 2^{de} laag levert een stijvere inklemming om het damwandprofiel, waardoor de verplaatsingen en momenten dus afnemen. Ook levert de passieve gronddruk bij zand een sterkere reactie op de actieve druk. Deze oorzaak is ten opzichte van de 1^{ste} oorzaak aanzienlijk signifikanter.

Verplaatsing, stabiliteit en mobilisatie

Dergelijk grote verschillen zijn ook te zien bij verplaatsing, stabiliteit en mobilisatie (zie bijlage 9.4). Het blijkt dat een kleilaag op ontgravingniveau een vrij negatieve werking (toename) heeft op de reacties van de geplaatste damwandprofielen. Dit is een te verwachten conclusie, maar het blijkt dat deze invloed toch groter is dan gedacht.

5.5.4 Variatie 4 Msheet (klei variatie laag 1 en laag 2)

Deze fase betreft de parametervariatie voor klei, waarbij met laag 1 gestart wordt. Laag 2 wordt nu als 'constant' verondersteld. Deze zandlaag komt voort uit de hierboven gegeven tabel 5.2, namelijk (zand, $\varphi = 32,5^\circ$, vast). Hiernaast wordt ook gekeken naar de omgekeerde situatie. In de linker grafiek van figuur 5.12, is het maximum moment weergegeven voor de variatie van klei in laag 1 en de rechter grafiek geeft deze waarden voor de variatie van kleigrond in laag 2.



Figuur 5.12 Weergave M_{max} variatie klei laag 1 en 2

M_{max} verplaatsing

De invloed van de cohesie wordt weer duidelijk zichtbaar in de twee gegeven grafieken. Net als bij de zandvariatie in de twee lagen zie je hier de factor 4 a 5 terugkomen tussen de twee kleivariaties. Ook is hier de invloed van cohesie op het momentgedrag bepalend ten opzichte van de hoek van inwendige wrijving. Verder is te zien dat de afname van het moment per interval verhoging van $2,5^\circ$ groter is bij klei in laag 2 en dat de invloed van cohesie in laag 2 ook tot grote verschillen leidt. Dit verschijnsel is af te leiden, doordat de damwand eerst in de meest slappe ondergrond geplaast wordt en bij een toename van φ en c de grond steeds meer eigen sterkte krijgt. Bij cohesieloze klei daalt het moment in vergelijking met cohesieve klei veel langzamer. Dit komt doordat de eigen sterkte snel bereikt is en dus het maximum moment zich snel stabiliseert naar een bepaald niveau.

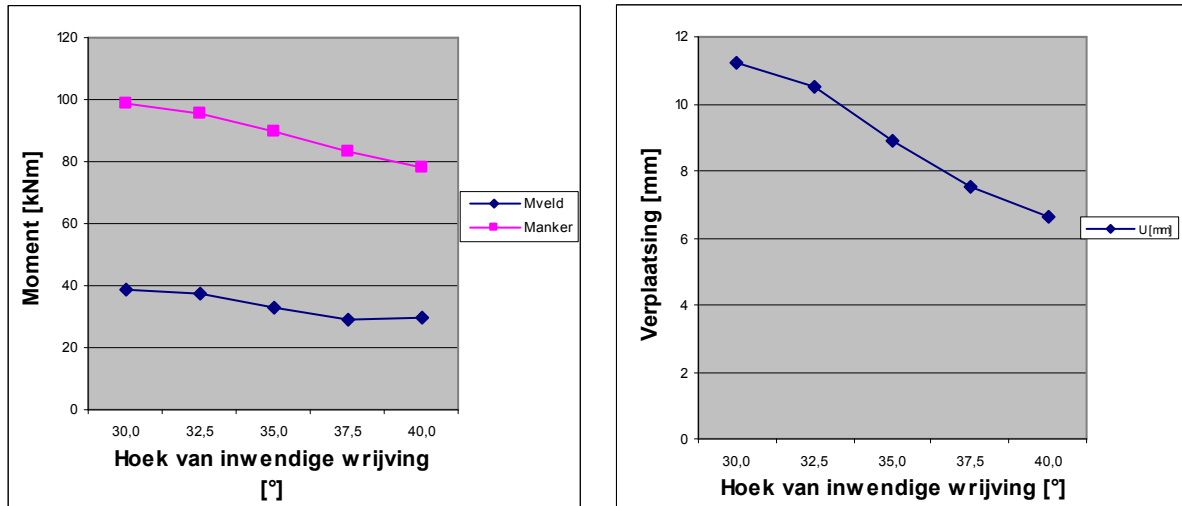
Gemobiliseerde weerstand en veiligheid

Klei met een φ van $27,5^\circ$ en $c' = 0$ kPa zit in een overgangsgebied tussen zware klei en zand. Als de blauwe lijn van de rechtergrafiek naast de grafiek van variatie 3 wordt geplaatst, is te zien dat de momenten redelijk overeenkomen qua trend en grootte. Verplaatsing neemt zoals verwacht ook af bij toename van φ en c' en daaruit volgt weer een daling die je ook terug ziet in het momentverloop.

5.6 Resultaten verankerde damwand (ontgraving tot NAP – 5,0 m)

5.6.1 Variatie 1 Msheet model (zand variatie)

In deze variatie zullen de lagen 1 en 2 beide gesitueerd zijn als zandlagen, waarbij de φ variatie van toepassing is. De randvoorwaarden en eisen die bij deze verankerde situatie van toepassing zijn, zijn genoemd in paragraaf 5.3. De variaties met betrekking tot de parameters zijn identiek als bij de onverankerde situatie, alleen het toepaste model verschilt qua ontgraving (NAP – 5,0 m in plaats van -3,0 m) en verankering. In dit hoofdstuk worden de resultaten gepresenteerd.



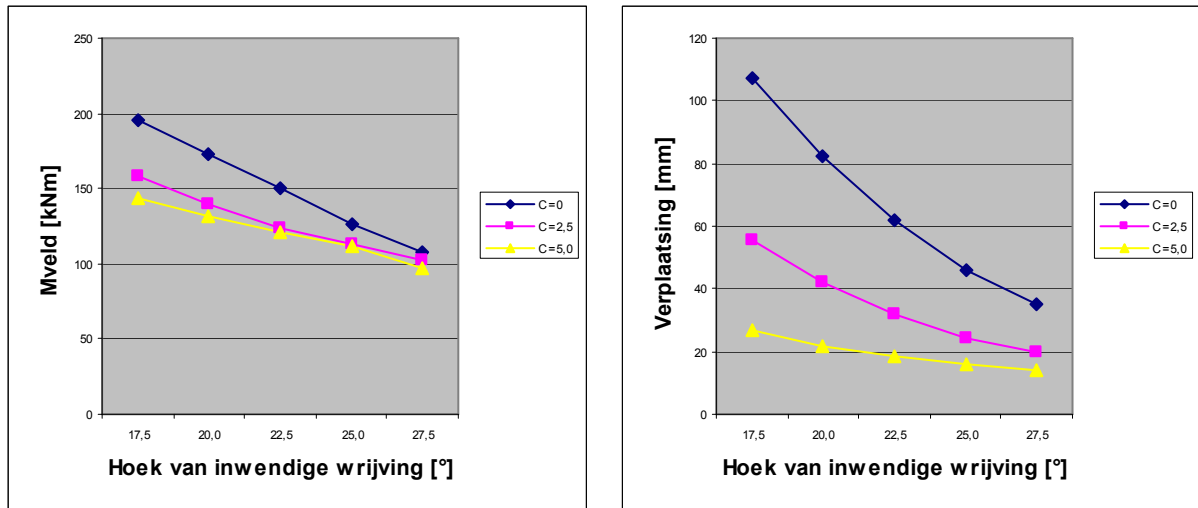
Figuur 5.13 Weergave Moment en Verplaatsing

Verklaring resultaten

In de grafieken in figuur 5.13 zijn zowel het veldmoment als het optredende moment bij het anker te zien. In de rechter grafiek is de verplaatsing weergegeven. Bij een toename van φ , nemen het veldmoment en het moment bij het anker in een vergelijkbare trend af. Het moment ter hoogte van het anker neemt meer af, dit is te verklaren doordat het voornamelijk afhankelijk is van het optredende/drukkende gewicht van de grond en horizontale gronddruk en deze factoren nemen toe bij een toename van de hoek van inwendige wrijving. Hierbij neemt de ankerkracht naarmate φ toeneemt, ook gedeeltelijk af. De afname van het veldmoment bedraagt ongeveer 25% en is te verklaren doordat de grond zelf sterker wordt en dus meer belasting kan opnemen. De verplaatsing neemt af met ongeveer 50 %, wat extremer is dan te verwachten, doordat het moment minder afneemt. De waarden voor gemobiliseerde grond aan de passieve zijde nemen licht af, wat tevens te verklaren is door de sterkte toename van de zandgrond. Andere resultaten zullen in de bijlage 9.5 terug te vinden zijn.

5.6.2 Variatie 2 Msheet model (klei variatie)

Dit betreft de variatie in zowel laag 1 als laag 2 met klei, waarbij gekeken wordt naar de invloed van cohesie en hoek van inwendige wrijving. De drie gekleurde lijnen geven elk de verschillende uitkomsten bij een andere c -waarde, zoals weergegeven in de legenda. De toename van φ staat op de horizontale as en de verticale as beschrijft de verschillende variabele (M_{veld} , Verplaatsing en $M_{\text{inklemming}}$):



Figuur 5.14

Weergave M_{veld} en Verplaatsing

M_{veld} en Verplaatsing

De gegeven resultaten uit figuur 5.14 geven het veldmoment en de verplaatsing bij variatie 2 (kleigrond). De drie lijnen zijn representatief voor de drie verschillen cohesie waarden (zie legenda). Het veldmoment neemt ongeveer 50 procent af voor een cohesie van 0 kPa. Bij hogere cohesie waarden is te zien dat de afname van veldmoment kleiner is. Uit de grafiek dat de invloed van de hoek van inwendige wrijving groter is dan de invloed van cohesie op moment. Een toename φ van 50 %, levert een reductie die ligt tussen de 40 a 50 %. Bij cohesie levert het verschil in waarde tussen de 0 en 5,0 kPa een reductie van ongeveer 25 % van het moment. Te zien is dat bij hoge φ -waarden de drie lijnen elkaar benadering qua resultaten (eindigen in rond hetzelfde punt). Zoals wederom verwacht neemt het moment bij kleilagen sterk toe, ten opzichte van de twee zandlagen. Bij cohesieve klei ($c = 2,5$ en $5,0$ kPa), is te zien dat voor een hoge waarde van φ de uitkomsten en trendverloop elkaar benaderen.

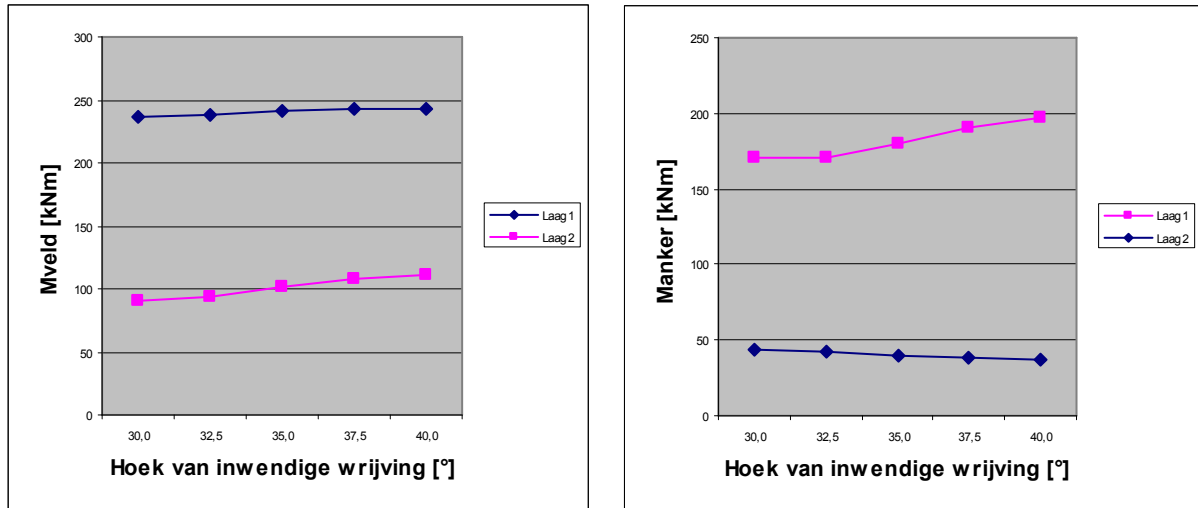
Verplaatsing neemt in vergelijking met het veldmoment veel sterker af en volgt meer een parabolische verloop. Als de resultaten van het inklemmingsmoment vergeleken worden met de verplaatsing, blijkt er een overeenkomstig trendverloop. Te zien is dat de cohesie een grotere invloed heeft op verplaatsing dan moment. De afname van de blauwe lijn ($c = 0$ kPa) is het grootste, met een reductie van 2/3 van de startwaarde. De gele lijn loopt bij de φ toename steeds meer naar een asymptoot, waarbij de verplaatsing niet meer zal toenemen.

M_{anker} en F_{anker} , Gemobiliseerde grond en Veiligheid

De stabiliteitsveiligheid is erg afgenomen ten opzichte van de onverankerde situatie. Dit komt doordat het ontgravingniveau sterk is toegenomen, de grondwaterstand is verlaagd en er is een veel grotere percentage grond gemobiliseerd. De waarde bedraagt nu ongeveer 2,50, terwijl dit bij de onverankerde situatie rond de 4,50 ligt. De ankerkracht blijft per toename van φ steeds ongeveer gelijk. Een cohesie toename verlaagt de ankerkracht nauwelijks, waardoor geconcludeerd kan worden dat deze geen significante invloed hierop heeft.

5.6.3 Variatie 3 Msheet model (zand variatie laag 1 en laag 2)

Met zand wordt gevarieerd in eerst laag 1 en daarna in laag 2. Telkens wordt hierbij laag 1 of 2 als constant aangehouden en verondersteld als vaste kleilaag (klei, $\varphi = 22,5^\circ$, vast zie tabel 5.2). In de grafieken van figuur 5.15 staan de resultaten van variatie 1 aangeven met de blauwe lijn en de resultaten van variatie 2 met een paarse lijn (laag 1 en laag 2).

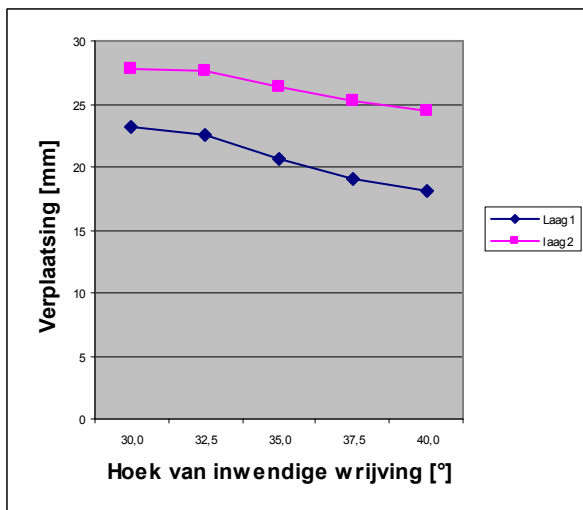


Figuur 5.15 Weergave M_{veld} en M_{anker} bij variatie 3

Verklaring resultaten M_{veld} en M_{anker}

Te zien is dat door de toename van de hoek van inwendige wrijving, de veldmomenten licht toenemen. Net als bij de onverankerde situatie is het verschil tussen de aanwezigheid van de zandlaag in laag 1 of 2 erg van invloed op de grootte van het optredende veldmoment. De verhoudingsfactor tussen de twee momenten blijft redelijk identiek (verloop is overeenkomstig). De invloed van de kleilaag ter hoogte van het ontgravingsniveau komt tevens weer terug in de resultaten van het veldmoment. Te zien is dat de waarden bij zo'n kleilaag ongeveer een factor 2,5 groter zijn. De eigen sterkte van de grond neemt toe, maar de veldmomenten nemen ook toe. Dit is te verklaren doordat in fase 1, de onverankerde situatie de reacties veel bijdragen met betrekking tot het veldmoment.

Bij de rechter figuur, is het verloop van het optreden moment ter hoogte van het anker weergegeven. Te zien is dat de twee waardes divergerend lopen, waarbij de toename van laag 1 sterker is dan de afname bij laag 2. Dit verschijnsel is te verklaren, doordat in laag 1 de actieve gronddruk toeneemt op de damwand, door een toename van φ . Dit levert een groter 'werkend' moment ter hoogte van de verankering, waardoor dit moment toeneemt. Bij een zandlaag variatie in laag 2 blijft de horizontale gronddruk van de klei op de damwand gelijk, waardoor er bijna geen fluctuaties in deze lijn te zien zijn.



Figuur 5.16

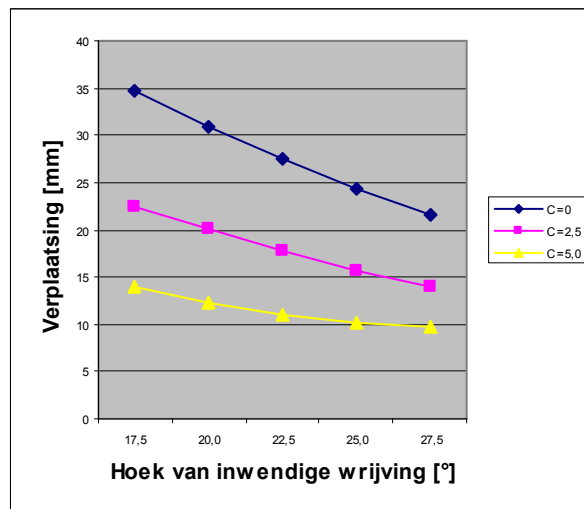
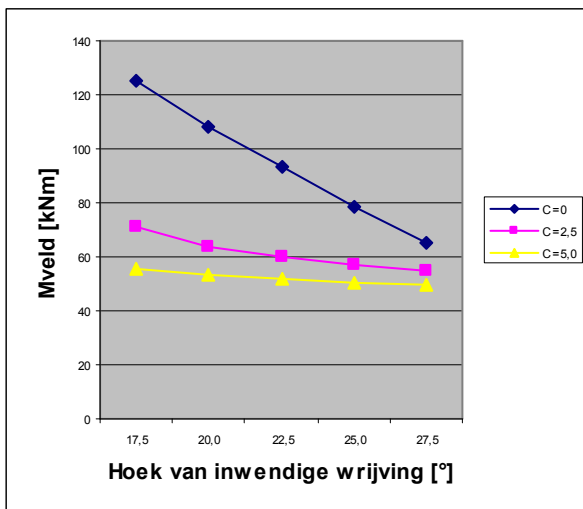
Verplaatsing variatie 3

Verplaatsing, Gemobiliseerde grond en Veiligheidsfactor

De verplaatsingen uit figuur 5.16 lopen beide vrijwel identiek in dezelfde trend. De afname van verplaatsing is vrij minimaal. Zoals te zien is in de figuur neemt de verplaatsing in laag 1 sterker af, doordat de 'drukkende' grond meer eigen sterkte ontwikkelt, wat een positief effect heeft op de optredende verplaatsing (afname). De hier gegeven verplaatsing zijn als vrij marginaal (max. verplaatsing 28mm) te beschouwen bij het ontwerp van een grondkerende constructie. De mobilisatie van de passieve gronddruk is hoger bij zand in laag 1 dan bij zand in laag 2. Dit is te verklaren doordat zand in laag 1 qua gewicht en hoek van inwendige wrijving meer van invloed is op actieve horizontale gronddruk, waaruit een grotere passieve reactie volgt. Een lichtere laag in laag 1 (bijvoorbeeld klei) zorgt voor een hogere stabiliteitsveiligheid. Dit lijkt logisch, omdat de horizontale druk over het verticale ontgravingniveau van 6 meter beduidend kleiner is, dan bijvoorbeeld bij zand. Een andere rede hiervoor is dat de damwand een stijvere inklemming heeft, doordat het omgeven is door twee zandmassa's tot het ontgravingniveau.

5.6.4 Variatie 4 Msheet model (Klei variatie laag 1 en laag 2)

Kleivariatie, betreffende laag 1 en 2. Er wordt in deze variatie gekeken naar elke laag individueel, waarbij de andere laag geschematiseerd wordt als zandlaag (zand, $\varphi = 32,5^\circ$, vast). De kleivariatie heeft ten opzichte van de zandvariatie tevens een variatie met verschillende cohesiewaarden (0, 2,5 en 5,0 kPa). In figuur 5.17 zijn de twee grafieken voor moment en verplaatsing bij kleivariatie in laag 1 gegeven, met daarbij een verklaring bij de gepresenteerde resultaten. Vervolgens is in figuur 5.18 hetzelfde weergegeven voor kleivariatie in laag 2.

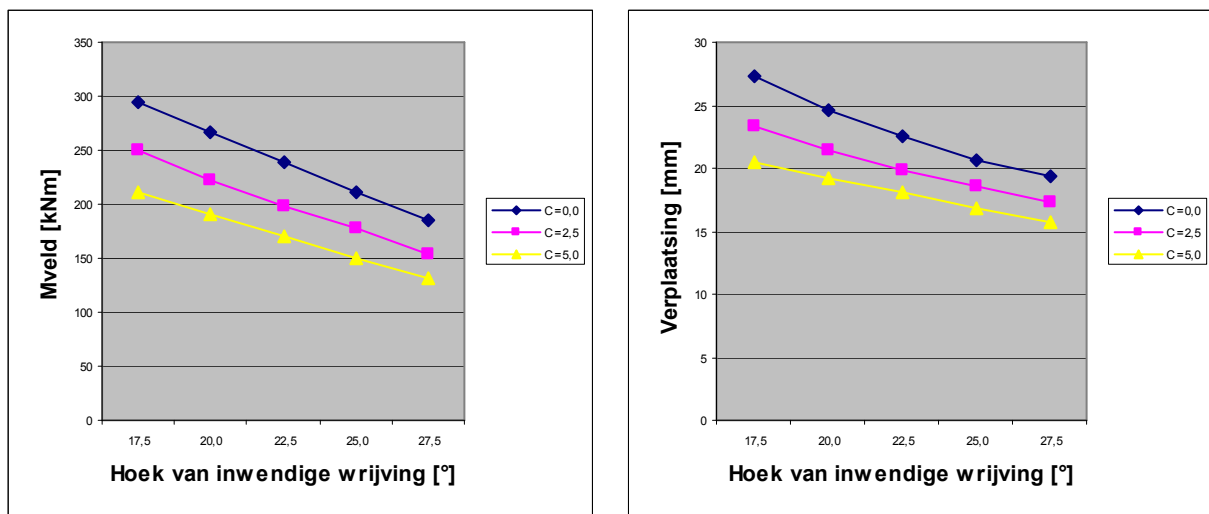


Figuur 5.17

Weergave M_{veld} en Verplaatsing variatie 4.1

M_{veld} en verplaatsingen

De afname van veldmoment is voor de blauwe lijn vrij groot, maar voor de paarse en gele lijn ($c = 2,5$ en $5,0$ kPa) is deze afname relatief gezien klein. Te zien is dat het cohesie hierbij de grootste invloed vertegenwoordigt bij het optreden veldmoment. De waarde van $\varphi = 27,5^\circ$ en $c = 0,0$ kPa liggen ongeveer gelijk met de waarde van $\varphi = 17,5^\circ$ en $c = 2,5$ kPa. Hieruit valt te concluderen dat bij ontwerp de invloed van cohesie niet onderschat dient te worden en er conservatieve waarde voor aan te nemen (toename van cohesie levert al snel een te positieve waarde/uitkomst met betrekking tot eigen sterkte van de grondmassa). De uitkomsten bij $c = 2,5$ en $5,0$ kPa liggen dicht bij elkaar en volgen een vergelijkbaar verloop. De afname van de gele lijn stopt na het bereiken van $\varphi = 22,5^\circ$ en geeft hierna een horizontaal verloop. Bij de verplaatsing is te zien dat de waarde van gele en blauwe lijn de verlopen van het bijbehorende veldmoment redelijk volgen. Ook het afname percentage is overeenkomstig. De paarse lijn laat een lineair afnemend verband zien. De verschillen tussen de lijnen wat betreft cohesie is groter bij de verplaatsing dan bij het veldmoment.



Figuur 5.18 Weergave m_{veld} en Verplaatsing variatie 4.2

M_{veld} en verplaatsing

Te zien is in figuur 5.18 dat het momenten ten opzichte van klei laag 1 toenemen (ongeveer een factor 2,5 a 3). Dit is te verklaren doordat het gewicht en gronddruk aan de actieve gronddruk kant toenemen over het verticale ontgravingniveau van 5 meter. Ook neemt de reactie mogelijkheid, betreffende de passieve gronddruk capaciteit enigszins af. De drie lijnen volgen een identiek lineair afnemend verloop, waarbij de onderliggende afstanden gelijk blijven. Een kleilaag op ontgravingniveau is als negatief aan te merken met betrekking tot de optredende reactie (toename). In figuur 5.18 is mooi te zien dat bij een toename van de eigen grondsterkte (verhoging c en φ) de reacties in de vorm van veldmoment en verplaatsing sterk afnemen. Het lineaire verloop is te verklaren door de kleilaag is ingesloten door twee zandlagen, waardoor de laag geïsoleerd is. Door een verandering van de parameters, is nu een specifieke afname te zien. Ook spelen er weinig andere factoren mee die dit verloop kunnen beïnvloeden. De verplaatsing neemt meer parabolisch af, omdat hierbij meer invloeden een rol spelen. Wel zijn de tussenliggende afstanden en afname in verhouding te vergelijken met het veldmoment.

Veiligheid, Gemobiliseerde grond en ankerbelastingen

Variatie in laag 1 en laag 2 hebben bijna geen invloed en/of wisselingen op een van deze gebieden. De optredende verschillen zijn marginaal en als verwaarloosbaar te beschouwen als er gekeken wordt naar de invloed ervan voor bijvoorbeeld een damwandontwerp. De sterkte van de klei neemt toe bij deze variatie, maar dit heeft echter weinig invloed op deze factoren.

6. Invloed van de geometrie van de ontgraving

6.1 Inleiding

Na de gevoeligheidsanalyse van de grondparameters is in dit hoofdstuk de invloed van de geometrie van de ontgraving op de damwand onderzocht. Daarbij zijn de volgende situaties beschouwd:

- invloed van de ontgravingsbreedte (bouwkuip) op de damwand;
- invloed van de ontgravingsdiepte op de damwand.

Hoofdstuk 6 beperkt zich tot de ontgravingsbreedte – en diepte. De hellingen komen aan de orde in hoofdstuk 7. De analyses zijn uitgevoerd met zowel Msheet als met PLAXIS. De uitkomsten van de rekenmodellen en de vergelijkingen ertussen zullen hieronder per onderdeel gepresenteerd worden. Er is een selectie gemaakt van welke grafieken het meeste waardevol en de meeste informatie geven die van belang zijn. Voor andere resultaten wordt verwezen naar de bijlage, waar alle grafieken en tabellen met uitkomsten terug te vinden zijn.

6.2 Uitgangspunten

6.2.1 Geometrische variaties

Het eerste onderdeel omvat de ontgravingdiepte en bouwkuip breedte en hun invloeden (horizontaal) op de damwand. Hierbij worden het ontgravingsniveau en de 'bouwkuip' breedte gevarieerd. Dezelfde bodemopbouw is aangehouden als bij de gevoeligheidsanalyse uit hoofdstuk 5. Tevens is de ontgraving gefaseerd ingevoerd in de modellen. De bouwkuip is als symmetrisch gemodelleerd.

De resultaten zullen besproken worden in twee aparte delen. Als eerste wordt het totale scala aan invloedsbreedte en ontgravingsniveaus beschouwd. Hierbij worden per onderdeel de overeenkomsten en verschillen uit Msheet en PLAXIS aangegeven en besproken. Mogelijke oorzaken zullen tevens aan bod komen. Het tweede deel is een meer individuele kijk op de resultaten. Zo worden voor verschillende situaties de resultaten tussen PLAXIS en Msheet vergeleken met behulp van een M-lijn vergelijking. Aan het einde zullen de overall conclusies te lezen zijn, die hieruit volgen.

De variatie van dit onderzoek is vastgesteld in een bepaald stramien met daarbij verschillende intervallen waarmee gevarieerd is. Voor de bouwkuip breedte is een reikwijdte aangehouden van 5 tot 10 meter, met daarbij een stapsgewijze interval van 1 meter. Voor de ontgraving worden 3 niveaus beschouwd, NAP - 4,0m, - 4,5m en - 5,0m met een grondwaterstand van NAP -5,5m. Voor het ontgravingniveau tot NAP – 3,0m (voorfase met betrekking tot uitvoering) is een grondwaterstand van NAP – 3,5m gekozen. Bij dit geometrische model zal steeds een van de te onderzoeken parameters (ontgraving of breedte) "constant" worden verondersteld, waarbij de andere dimensie kan worden gevarieerd. Uiteindelijk zullen de resultaten zo uitvallen, dat elke variatie in ieder geval terugkomt. De grondwaterstand aan de rechterkant (binnen de bouwkuip), zal tijdens de verhoging van het ontgravingniveau op hetzelfde niveau blijven. Bij de weergave van de resultaten komen dezelfde waarden terug als bij de gevoeligheidsanalyse. Dat zijn:

- maximum moment ($M_{\max}$);
- verplaatsing/vervorming (u);
- mobilisatie grond in de passieve zone (m_{pas});
- veiligheidsfactor met betrekking tot totaal stabiliteitsverlies (F_s);
- de kracht bij de oplegging (F_{anker}).

Gekozen wordt voor de c , ϕ , δ rekenmethodiek.

6.2.2 Grondparameters

Voor de bepaling van de grondparameters is uitgegaan van de representatieve waarden voor grondparameters uit tabel 1 van NEN 6740 (zie bijlage 1). De aangehouden grondparameters die als invoer dienen in de MSheet berekeningen en de PLAXIS analyses zijn weergegeven in tabel 6.1.

Tabel 6.1 Representatieve waarden geotechnische parameters (Hardening Soil)

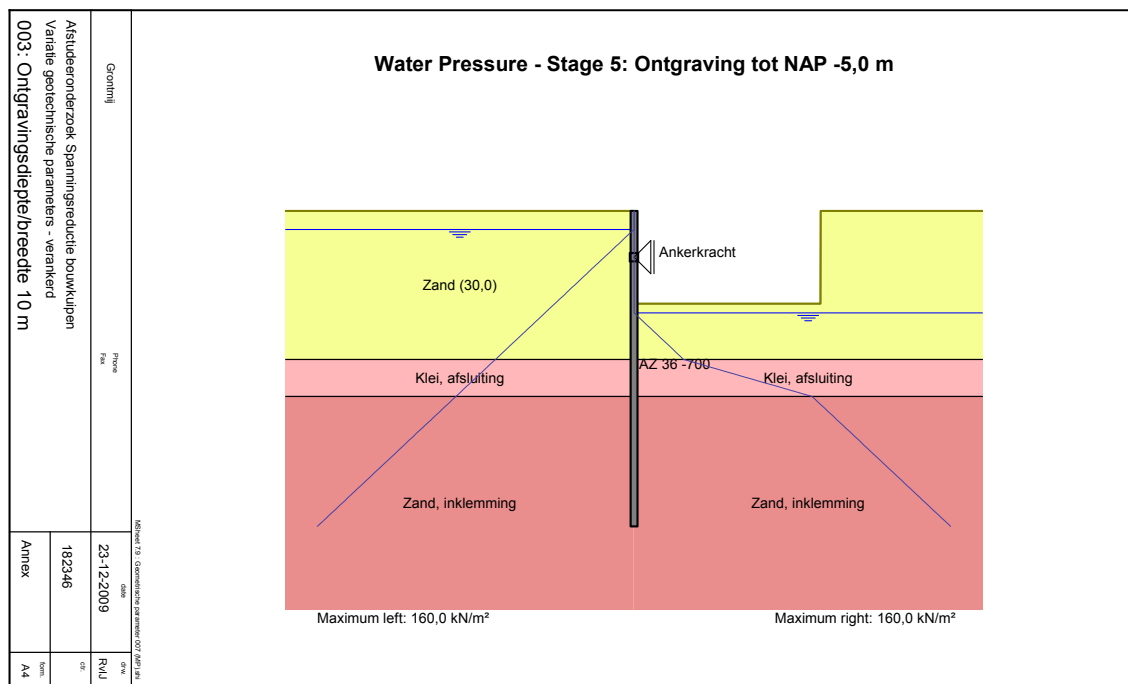
Grondsoort	γ_d [kN/m ³]	γ_n [kN/m ³]	c' [kPa]	ϕ' [°]	δ' [°]	Ψ' [°]	k_h [kN/m ³]	E_{50}^{ref} [kPa]	E_{ur}^{et} [kPa]	m [-]
zand (30°)	18	20	0	30	20	0	20.000	30.000	120.000	0,5
klei, afsluiting	18	18	2	25	16,7	0	6.000	3.000	12.000	0,8
zand, inklemming	18	20	0	35	23,3	5	40.000	50.000	200.000	0,5

Waarbij geldt:

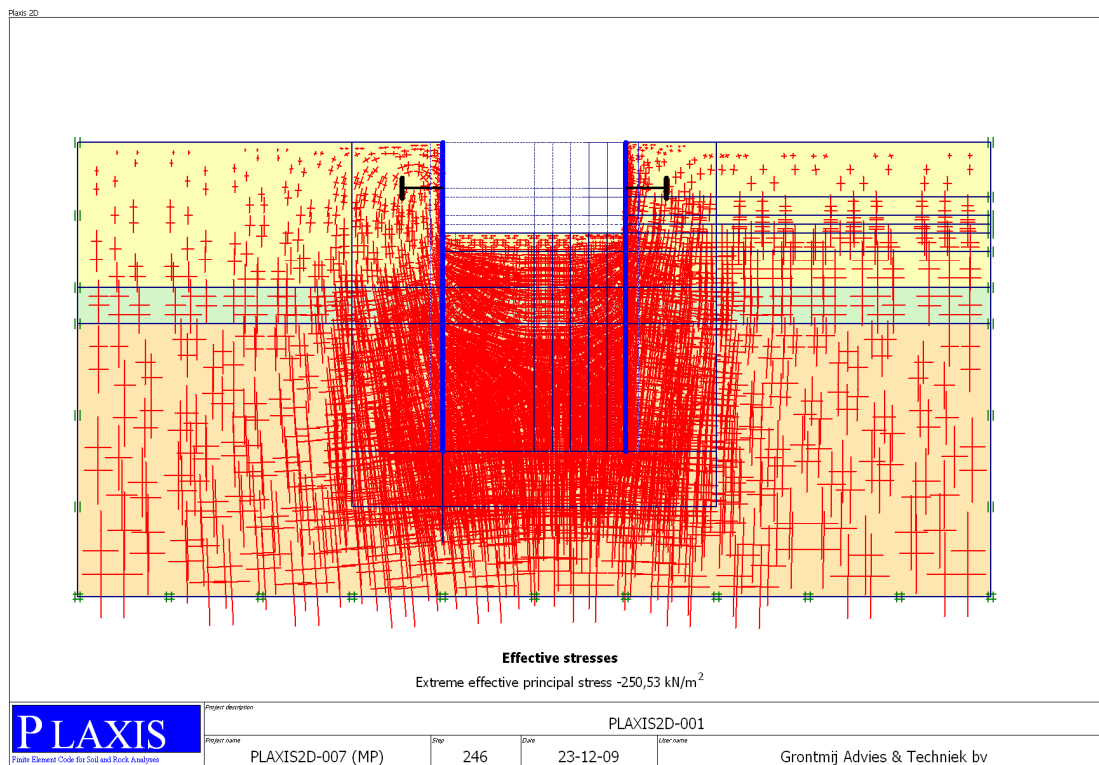
- γ_d veldvochtig volumegewicht;
- γ_n nat volumegewicht;
- c' effectieve cohesie;
- ϕ' effectieve hoek van inwendige wrijving;
- Ψ' effectieve dilatatiehoek;
- δ' effectieve wandwrijvingshoek;
- k_h horizontale beddingsconstante;
- E_{50}^{ref} secant elasticiteitsmodulus op basis van een referentiespanning p^{ref} ;
- E_{ur}^{ref} ontlasting-herbelastings elasticiteitsmodulus op basis van een referentiespanning p^{ref} ;
- m machtsfactor spanningsafhankelijkheid
- p^{ref} referentiespanning, $p^{ref} = 100$ kPa.

6.2.3 Dimensies ontgravingen

De dimensies van de ontgravingsgeometrie zijn weergegeven in figuur 6.1 en 6.2 en in tabel 6.3 en 6.3.



Figuur 6.1 Theoretisch model ontgraving, bouwkuip breedte (MSheet)



Figuur 6.2 Theoretische model ontgraving, bouwkuip breedte (PLAXIS)

Tabel 6.2 Dimensie theoretisch model (Msheet & PLAXIS)

Grondsoort	D	GWS	O
	[m]	[m + NAP]	[m + NAP]
Laag 1 (zand, klei)	8	-1	0
Laag 2 (klei, afsluitend)	2	-	-
Laag 3 (zand, inklemming)	∞	-	-

Tabel 6.3 Variaties geometrie (Msheet & PLAXIS)

Grondsoort	O	GWS	B	B	B	B	B	B
	[m + NAP]	[m + NAP]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
	-5,0	-5,5	10,0	9,0	8,0	7,0	6,0	5,0
	-4,5	-5,5	10,0	9,0	8,0	7,0	6,0	5,0
	-4,0	-5,5	10,0	9,0	8,0	7,0	6,0	5,0
	-3,0	-3,5	10,0	9,0	8,0	7,0	6,0	5,0

Waarbij geldt:

D dikte desbetreffende laag;

GWS grondwaterstand per laag;

O ontgravingniveau aan zowel linkerkant als binnen de bouwkuip;

B breedte bouwkuip (afstand tussen damwandprofielen).

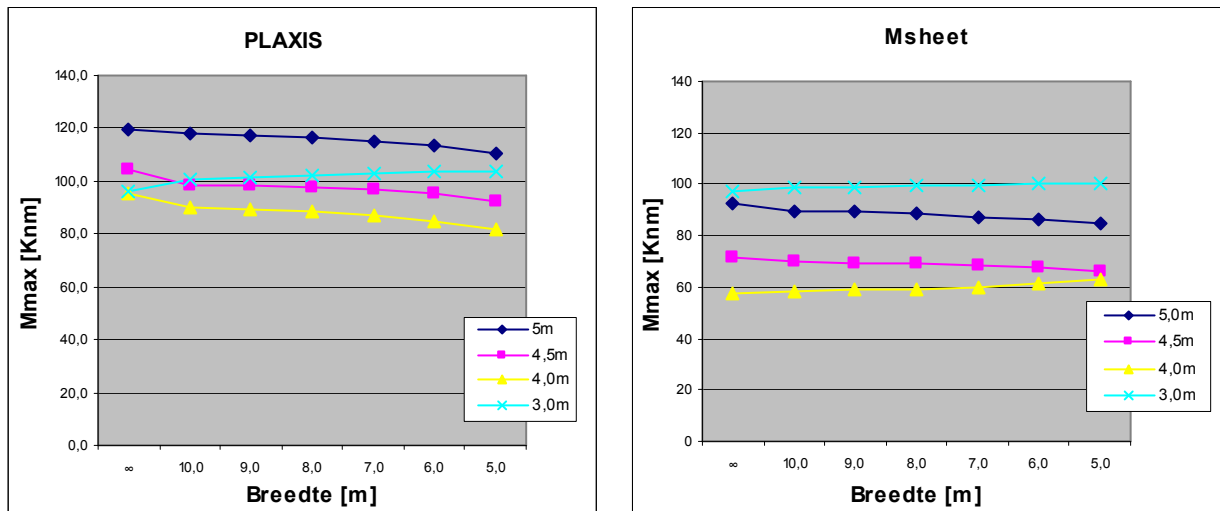
6.2.4 Overige materiaaleigenschappen

Het damwandprofiel waarvoor gekozen is in dit Msheet model, is een AZ36-700 model met een staalkwaliteit van S355. In het model is gekozen voor een damwandlengte/inheidiepte van NAP – 17,0m. Dit is een overdimensionering, maar in dit model onbelangrijk doordat alleen de horizontale effecten worden beschouwd. Het ankerpunt in het Msheet model is gemodelleerd als een scharnierende oplegging op een hoogte van NAP – 2,5m. In het PLAXIS model wordt de ankerkracht, gemodelleerd als een stijfanker ($EA = 9 \cdot 10^9$ kN/m).

6.3 Resultaten uit Msheet en PLAXIS-analyses

6.3.1 Resultaten variatie ontgravingsgeometrie

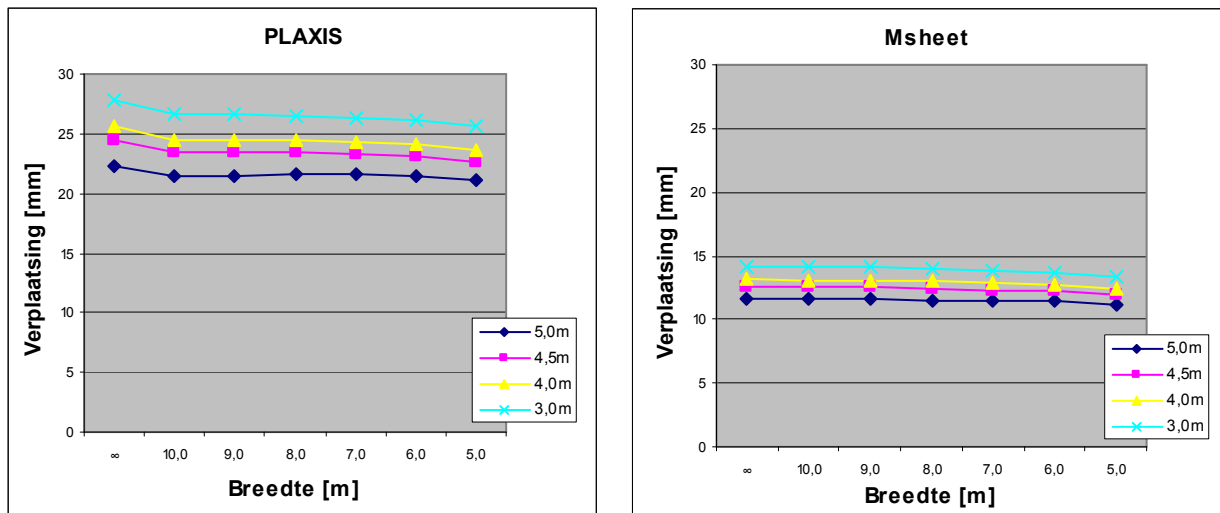
In deze paragraaf worden de resultaten per onderdeel zoals moment, verplaatsing en ankerkracht met elkaar vergeleken over het gehele resultaten interval. Hierna zullen in paragraaf 6.3.2 individuele vergelijkingen tussen PLAXIS en Msheet behandeld worden. Er is gekeken vanuit de horizontale as naar de breedte van de bouwkuip (de afstand tussen de damwandprofielen) en op de verticale as is daarbij het maximaal optredend moment uitgezet. De vier lijnen vertegenwoordigen ieder een bepaald ontgravingniveau (zie legenda).



Figuur 6.3 Weergave M_{max} bij bouwkuip breedte (PLAXIS en Msheet)

Verklaring resultaten M_{max}

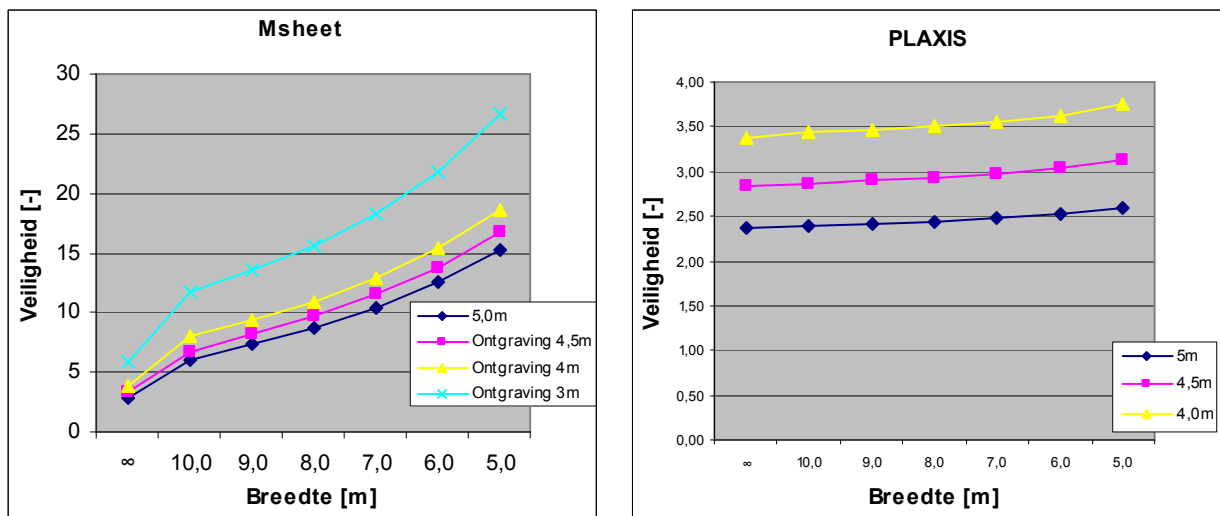
In de grafiek links in figuur 6.3 waarin de resultaten van het PLAXIS model voor het maximum moment zijn weergegeven, is te zien dat de lijnen van de verschillende ontgravingniveaus dezelfde trend volgen, wat ook logisch te verklaren is, doordat hier hetzelfde grondwaterstand niveau geldt. Bij een ontgraving van 3 meter is te zien dat het moment eigenlijk niet verandert, alleen bij een enkel toegepaste damwandprofiel. De waarden van het moment nemen relatief gezien met de breedte van de bouwkuip vrij minimaal af. De invloed van het ontgravingniveau speelt een grotere rol, maar deze is toch minder dan dat vooraf bedacht was. Bij een "oneindige" breedte blijkt het moment maximaal te zijn. Een kleinere ontgravingsbreedte heeft een kleinere positieve bijdrage in momentreductie. De verschillende geometrische variaties volgen dezelfde trend bij PLAXIS en Msheet, alleen Msheet geeft een waarde die ongeveer een 25 % lager ligt dan het resultaat uit PLAXIS. De veranderingen bij Msheet zijn kleiner dan bij PLAXIS. Overeenkomstig gedrag is te zien bij een ontgraving van 3 meter (onverankerd). De trendlijnen bij een ontgravingniveau van NAP – 5,0m zijn ongeveer gelijk bij zowel PLAXIS als Msheet. Voor 4,5 en 4,0m verschillen de trends iets, maar lopen redelijk gelijk. De afname bij PLAXIS is iets groter dan bij Msheet. Vanaf een breedte van 8 meter blijkt een asymptoot te ontstaan. Dit geeft aan dat de waarden vrijwel gelijk blijven bij een (oneindige) toename van de breedte. Uit de grafieken komt ook naar voren dat de invloed van ontgraving groter is op maximum moment dan de breedte van de bouwkuip.



Figuur 6.4 Weergave Verplaatsing bij bouwkuip breedte (PLAXIS en Msheet)

Verklaring resultaten Verplaatsing

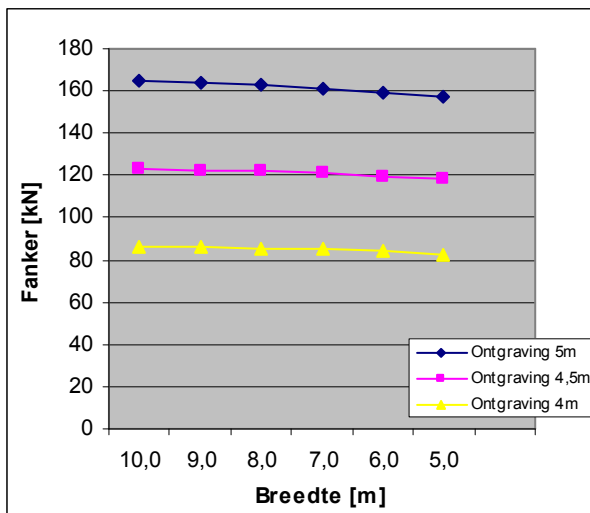
Door de grafieken voor zowel de x- als y-as in dezelfde schaalverdeling weer te geven, zijn overeenkomsten en verschillen goed te zien tussen Msheet en PLAXIS. Zoals opvalt in de uitkomsten, zit er een factor 2 in de uitkomsten bij PLAXIS ten opzichte van Msheet, waarbij PLAXIS een 2 maal zo grote verplaatsing levert. De trendverlopen komen aardig overeen met elkaar. Voor de verplaatsing kan gezegd worden dat de invloed van breedte hierop erg marginaal en niet noemenswaardig is (breedte speelt geen rol).



Figuur 6.5 Weergave Veiligheid bouwkuip breedte (PLAXIS en Msheet)

Verklaring resultaten (Veiligheid)

De invloed van de bouwkuip breedte is in figuur 6.5 weergegeven en deze laten in tegenstelling tot moment en verplaatsing wel degelijk een (grote) invloed zien. Het verschil in verloop tussen de twee rekenmodellen is te verklaren, doordat de bepaling van de veiligheid tegen totaal stabiliteitsverlies bij beide modellen anders uitgevoerd wordt. Msheet berekent de minimale glijcirkel die door de damwand opneembaar is, maar deze cirkel loopt altijd ten opzichte van de damwandprofiel punt in de grond. Bij PLAXIS wordt de berekening uitgevoerd aan de hand van een ϕ -c reductie, waarbij in stappen de waarden van ϕ en c steeds verder worden gereduceerd tot het moment dat een bepaald bezwijkmechanisme is opgetreden of een aanzienlijke vervorming is opgetreden.



Figuur 6.6 F_{anker} bij bouwkuip breedte (Msheet)

Verklaring resultaten F_{anker}

De optredende ankerkracht neemt vrij weinig af ten opzichte van de breedte. De invloed van de ontgraving is veel duidelijker terug te zien in de grafiek van figuur 6.6. Het is logisch te verklaren dat de ankerkracht vrijwel niet afneemt bij een afnemende bouwkuipbreedte. De grootte hiervan is eigenlijk alleen afhankelijk van de actieve gronddrukzijde en het gewicht. Deze veranderen niet bij een toe- of afname van de breedte.

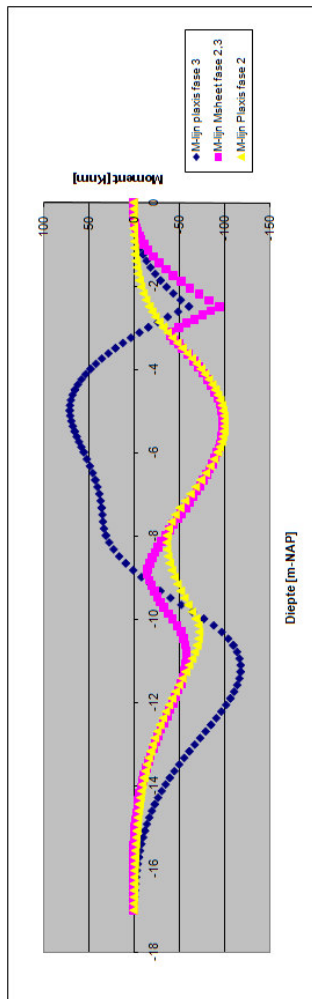
6.3.2 Vergelijking M-, D-, en u-lijnen

In vergelijking tot de resultaten uit paragraaf 6.3.1 zijn de resultaten in deze paragraaf 6.3.2 individueel vergeleken. Vergelijkingen zijn gemaakt tussen PLAXIS en Msheet met behulp van de M-lijn, D-lijn en de verplaatsing lijn (u-lijn) over de lengte van het toegepaste damwandprofiel. Het doel hiervan is de overeenkomsten en verschillen per situatie tussen de twee modellen met de eigen achterliggende methodiek in beeld te brengen. Ook worden de individuele belasting- en vervorminglijnen onder de loop genomen en vergeleken. De volgende situaties worden beschouwt:

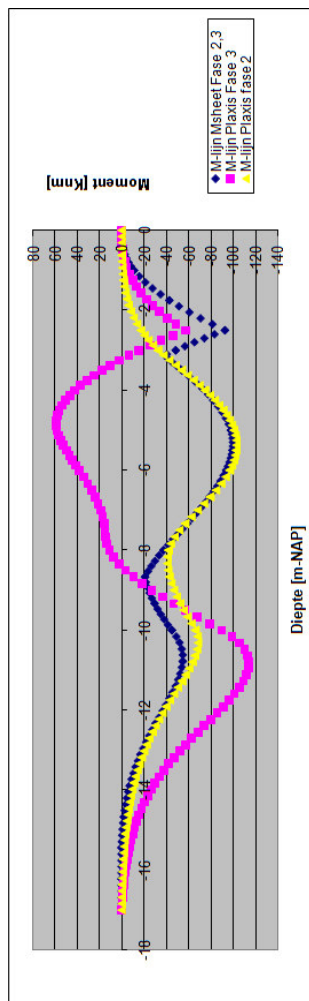
- Bouwkuipbreedte van 10 meter, ontgravingniveau NAP – 5,0m;
- Bouwkuipbreedte van 7 meter, ontgravingniveau NAP – 5,0m;
- Bouwkuipbreedte van 5 meter, ontgravingniveau NAP – 4,0m.

Bouwkuipbreedte 10 meter, ontgravingniveau NAP – 5,0m

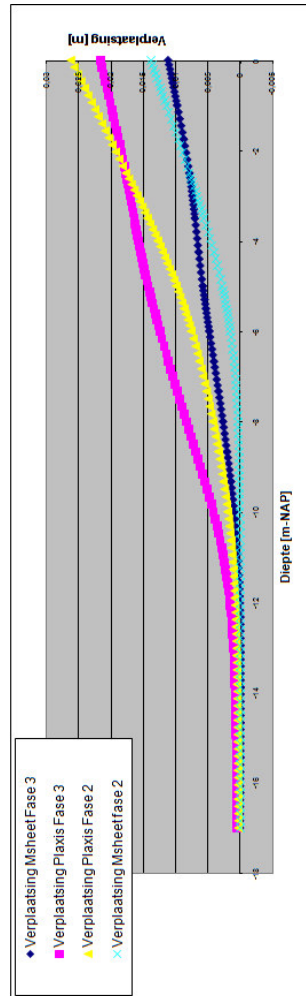
In de grafiek in figuur 6.7 is een uiteenzetting te zien van de resultaten vanuit de modellen Msheet en PLAXIS bij het onderzoek naar de invloeden van bouwkuip breedtes en ontgravingen. De lengte van de damwand is 17 meter en loopt vanaf 0 NAP tot NAP – 17,0 m zoals te zien is in de grafiek. Er zijn drie M-lijnen gegeven, waarvan er twee uit PLAXIS voortkomen en een uit Msheet. De momentenlijn uit Msheet kan gezien worden als een resultante momentenlijn die de weergave is van de twee momentlijnen die optreden in de 2 uitvoeringsfasen (onverankerde tussenfase en verankerde eindfase). Om de twee uitkomsten te vergelijken moet de resultante van PLAXIS visueel gevonden worden uit de twee momentlijnen van de 2 bouwfasen. Te zien is dat het optredende moment op ankerniveau bij de resultaten uit Msheet groter is doordat de invloed van de onverankerde fase bij PLAXIS groter is op het later toegepaste anker. Het moment rond het ontgravingniveau (NAP – 5,0m) is bij de PLAXIS model in de twee fase tegen gesteld, dit levert een resultante die uiteindelijk naar links gericht is, maar wederom kleiner dan Msheet. Het moment bij de inklemming is bij PLAXIS ongeveer twee keer zo groot, dit is mede het gevolg van het spanningsafhankelijke stijfheidsgedrag van het Hardening-Soil model. Wel is op te merken dat het Msheet model wat minder nauwkeurig is gemodelleerd, maar wel degelijk een goede weerspiegeling geeft van de ‘werkelijke’ optredende situatie. De verschillen in moment zijn tot en met 10 meter onder NAP relatief gezien vrij marginaal. Daaronder is het verschil aanzienlijker, maar de relevantie met betrekking tot dimensionering van het damwandprofiel wordt daarbij kleiner.



Figuur 6.7 M-lijnen

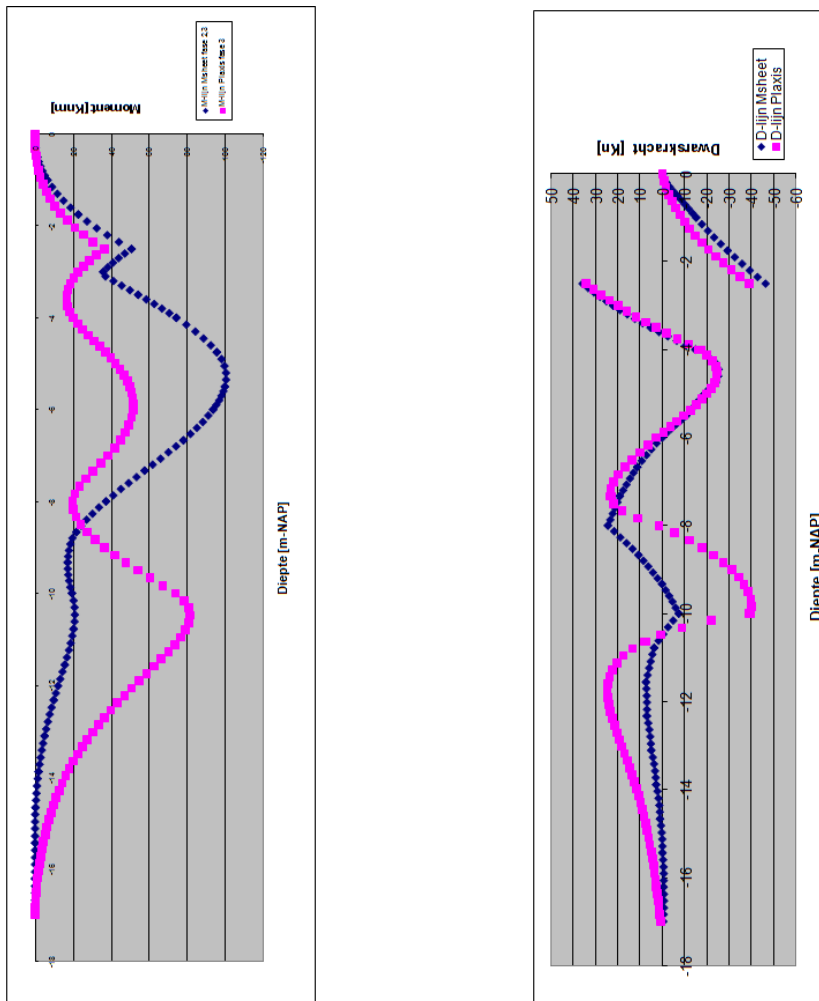


Figuur 6.8 M-lijnen en u-lijnen



Bouwkuip breedte 7 meter, ontgravingniveau NAP – 5,0m

Zoals te verwachten verschillen de M-lijnen voor deze situatie erg weinig met de situatie bij 10 m ontgravingsbreedte. Dit verschijnsel kwam tevens terug in de trendvergelijkingen van figuur 6.3.



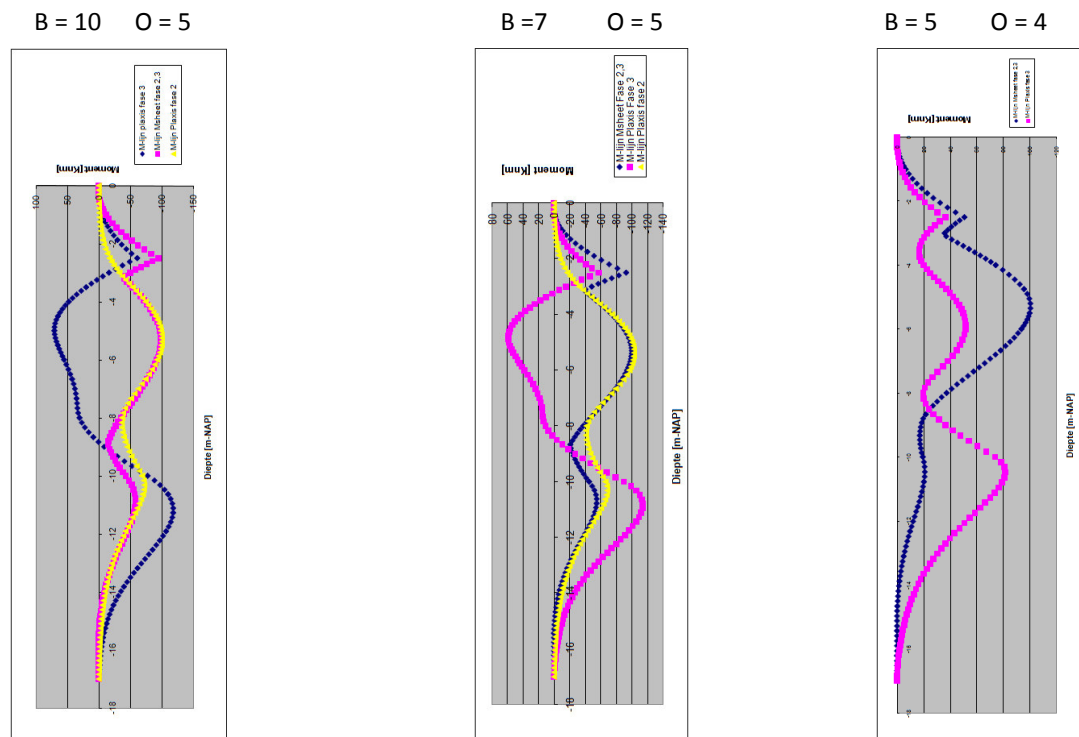
Figuur 6.9 M- en D-lijnen

Bouwkuip breedte 5 meter, ontgravingniveau NAP – 4,0m

Zoals te verwachten was, is er een moment reductie opgetreden, doordat de breedte ten opzichte van situatie 1 is gehalveerd en de ontgraving met 20 % is afgenomen. Dit is ten eerste te zien in het moment bij het anker. Bij Msheet is de waarde ongeveer 50 kNm/m en bij PLAXIS 40 kNm/m. Deze waarden liggen nu erg dicht bij elkaar, omdat de ontgraving klein geworden is en dus de invloed tussen de twee modellen afneemt. De ontgraving speelt in verhouding met bouwkuip breedte een grotere rol met betrekking tot belasting fluctuaties. De waarden uit Msheet en PLAXIS verschillen nu extreem doordat in deze situatie (onverankerde ontgravingsfase op NAP – 3,0m) de grootste momenten en vervormingen optreden. Deze zijn meegenomen in de resultante momenten- lijnen uit Msheet, maar niet in die van PLAXIS. Opmerkelijk is het extreme verschil in momenten na de afdichtende kleilaag. Dit is mogelijk weer een gevolg van het spanningsafhankelijke stijfheidsgedrag in het Hardening-Soil model. Op ongeveer NAP – 10,0m ligt een omslagpunt voor zowel moment als dwarskracht.

De dwarskrachten lijn voor de ontgravingfase van NAP – 4,0m is ook weergegeven. De modellen geven zoals te zien is dezelfde waarde weer tot ongeveer NAP – 7,0m. Na dit punt treden significante verschillen op. Msheet geeft vanaf dit punt een vrij kleine dwarskrachtvariatie om de nullijn. PLAXIS daar in tegen, geeft grote fluctuaties vanaf dit niveau en loopt daarmee uit de trend met Msheet. Ook is mooi in de grafiek van figuur 6.9 te zien hoe de dwarskracht ter hoogte van het anker omslaat en daarmee dus de grote ervan weergeeft. Bij de maximum momenten is de dwarskracht altijd gelijk aan nul, zoals dat ook terug komt in de resultaten.

Op basis van de drie beschouwde situaties kan het volgende geconcludeerd worden:



Figuur 6.10 Vergelijking M-lijnen besproken situaties

- Het moment ter hoogte van het anker neemt in het Msheet model bijna niet af bij reductie van de bouwkuip breedte. De invloed van een afname van het ontgravingniveau heeft meer invloed hierop. Een halvering van de breedte (marginale invloed) en een reductie van het ontgravingniveau met 20 procent, levert tevens een halvering op van het moment ter hoogte van het anker.
- Een afname van de breedte levert in PLAXIS een veldmoment reductie op ter hoogte van het ontgravingniveau. Neemt de breedte verder af tot 5 meter en het ontgravingniveau ook dan blijkt het moment in de verankerde fase extreem te veranderen en tegengesteld te gaan werken.
- Het verschil in inklemmingsmomenten tussen Msheet en PLAXIS is erg groot te noemen. Dit verschil in waarden neemt toe bij een afname van breedte en ontgraving. De grote van de waarden neemt hierbij ook af. Mogelijk speelt hierbij het spanningsafhankelijke stijfheidsgedrag in het Hardening-Soil model een evidente rol.
- Bij een gelijkblijvend ontgravingniveau (hier bijvoorbeeld NAP – 5,0m) en een afnemende breedte, geven de modellen Msheet en PLAXIS tot ongeveer NAP – 10,0m redelijk overeenkomstige waarden met betrekking tot het moment. Daaronder nemen de verschillen steeds meer toe, naarmate de breedte afneemt.
- Bouwkuipbreedtes kunnen met Msheet in vergelijking met PLAXIS relatief goed worden benaderd als het gaat om belastingen en vervormingen. Daarbij speelt ontgraving een grote rol, maar als deze parameter varieert blijkt Msheet steeds minder realistische waarden op te leveren (te conservatief, dus te grote foutmarge).

6.3.3 Samenvatting resultaten vergelijking rekenmodellen

Om de resultaten te vergelijken, wordt met behulp van formule 6.2 en tabel 6.4 een correctiefactor tussen de twee verschillende uitkomsten van de rekenmodellen berekend. Komen deze waarde overeen met elkaar bij verschillende situaties dan kunnen er bepaalde uitspraken gedaan worden omtrent de te verwachten uitkomsten bij elk model.

De correctiefactor is als volgt bepaald:

$$correctie = \frac{X_{Msheet}}{X_{Plaxis}} \quad (6.2)$$

De resultaten uit de vergelijkende analyses van MSheet en Plaxis zijn weergegeven in tabel 6.4. De volgende situatie zijn vergeleken met elkaar:

- Breedte oneindig, ontgraving 5 meter – NAP;
- Breedte 10 meter, ontgraving 5 meter – NAP;
- Breedte 8 meter, ontgraving 4,5 meter – NAP;
- Breedte 6 meter, ontgraving 4,0 meter – NAP;
- Breedte 5 meter, ontgraving 4,0 meter – NAP.

Tabel 6.4 Resultaten vergelijking PLAXIS - Msheet

parameter	eenheid	MSheet	Plaxis	correctiefactor
maximum moment $M_{s,max}$	kNm/m	92,7	119,8	0,77
maximum horizontale verplaatsing $u_{x,max}$	mm	11,6	22,3	0,52
Veiligheidsfactor f_s	-	2,82	2,36	1,19
maximum moment $M_{s,max}$	kNm/m	89,7	118,1	0,76
maximum horizontale verplaatsing $u_{x,max}$	mm	11,6	21,4	0,54
Veiligheidsfactor f_s	-	5,97	2,40	2,49
maximum moment $M_{s,max}$	kNm/m	69,2	97,6	0,71
maximum horizontale verplaatsing $u_{x,max}$	mm	12,4	23,5	0,52
Veiligheidsfactor f_s	-	9,76	2,93	3,33
maximum moment $M_{s,max}$	kNm/m	61,5	85,1	0,72
maximum horizontale verplaatsing $u_{x,max}$	mm	12,7	24,1	0,53
Veiligheidsfactor f_s	-	15,35	3,63	4,22
maximum moment $M_{s,max}$	kNm/m	62,9	81,4	0,77
maximum horizontale verplaatsing $u_{x,max}$	mm	12,4	23,7	0,52
Veiligheidsfactor f_s	-	18,58	3,75	4,95

Geconcludeerd kan worden dat voor het maximum moment en verplaatsing de trends uit Msheet en PLAXIS redelijk overeenkomstig zijn. De wijze van berekening van de overall-veiligheid verschilt in beide rekenmodellen en zijn daarom niet onderling vergelijkbaar.

7. Invloeden van hellingen aan passieve en actieve zijde

7.1 Leiding

Het laatste onderdeel van het onderzoek beschouwt de invloed van hellingen aan de actieve zijde en de invloed van een ontgravinghelling aan de ontgravingszijde (passieve zijde damwand). De invloeden van hellingen nabij een damwandprofiel kunnen door middel van drie methodieken belicht worden. De eerste methodiek is de berekening van de horizontale gronddruk coëfficiënt voor zowel de actieve als passieve zijde (aan welke kant de helling wordt beschouwd) met behulp van een handberekening met de formules die gebaseerd zijn op de theorie van Coulomb. Deze waarden worden in Msheet handmatig ingevuld, en het model wordt doorgerekend met de K_a , K_p en K_0 rekenmethodiek aan de hand van de formules uit paragraaf 4.3.3 (literatuurstudie). Tevens wordt er gelijktijdig bij een verandering van K_a of K_p , de horizontale beddingconstante meegevarieerd (k_h). Bij deze gronddrukcoëfficiënt variatie blijven het maaiveld en ontgravingniveau in het model horizontaal.

De tweede methodiek is het modelleren van 'echte' hellingen in het Msheet model waarbij de c , φ en δ methodiek gekozen is. Als derde optie zijn de hellingen ook in PLAXIS berekend. Door de verschillende methodieken met elkaar te vergelijken kunnen de onzekerheden bepaald worden bij de handberekening en Msheet berekening ervan uitgaande, dat PLAXIS de werkelijkheid als beste weergeeft.

7.2 Uitgangspunten

7.2.1 Geometrische variaties

Het hellingsbereik aan de actieve kant achter het damwandprofiel loopt van 0° tot aan 20° met een stapsgewijs interval omhoogwerkend van $2,5^\circ$. Dit interval wordt tevens toegepast aan de passieve zijde, waar het hellingsbereik alleen reikt van 0° tot en met 10° . De volgende resultaten worden beschouwd in dit onderdeel:

- veldmoment (M_{veld});
- verplaatsing/vervorming (u);
- mobilisatie grond in de passieve zone (m_{pas});
- veiligheidsfactor met betrekking tot totaal stabiliteitsverlies (F_s);
- actieve gronddrukcoëfficiënt (k_a);
- passieve gronddrukcoëfficiënt (k_p);
- horizontale beddingconstante (k_h);
- maximum moment PLAXIS (M_{max}).

7.2.2 Bodemschematisatie en grondparameters

Voor het grondprofiel is uitgegaan van een onverankerde damwand en ontgraving tot NAP – 3,0m met een grondwaterstandverlaging tot NAP -5,5m bij passieve hellingen en een grondwaterstand van NAP – 3,5m bij actieve hellingen beide volgens het polderprincipe. Voor de bepaling van de grondparameters is uitgegaan van de representatieve waarden voor grondparameters uit tabel 1 van NEN 6740 (zie bijlage 1). De aangehouden grondparameters die als invoer dienen in de MSheet berekeningen en de PLAXIS analyses en zijn weergegeven in tabel 7.1.

Tabel 7.1 Representatieve waarden geotechnische parameters (Hardening Soil)

Grondsoort	γ_d [kN/m ³]	γ_n [kN/m ³]	c' [kPa]	ϕ' [°]	δ' [°]	ψ' [°]	k_h [kN/m ³]	E_{50}^{ref} [kPa]	$E_{\text{ur}}^{\text{ef}}$ [kPa]	m [-]
zand (30°)	18	20	0	30	20	0	Var.	30.000	120.000	0,5
klei, afsluiting	20	20	2	25	16,7	0	6.000	3.000	12.000	0,8
zand, inklemming	18	20	0	35	23,3	5	40.000	50.000	200.000	0,5

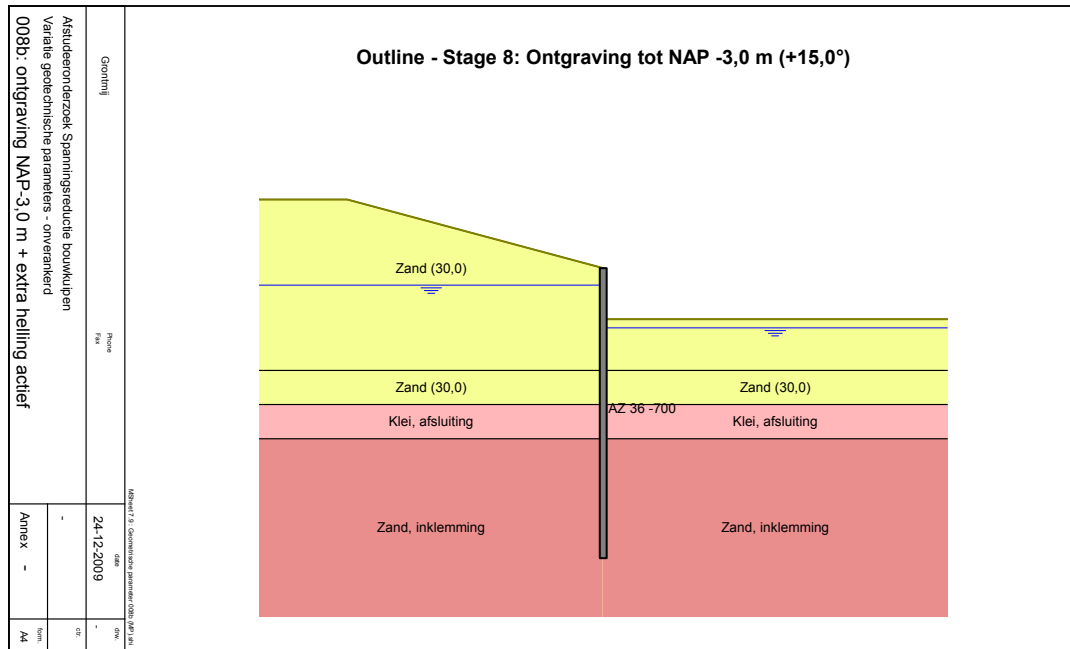
Waarbij geldt:

- γ_d veldvochtig volumegewicht;
- γ_n nat volumegewicht;
- c' effectieve cohesie;
- ϕ' effectieve hoek van inwendige wrijving;
- ψ' effectieve dilatatiehoek;
- δ' effectieve wandwrijvingshoek;
- k_h horizontale beddingsconstante;

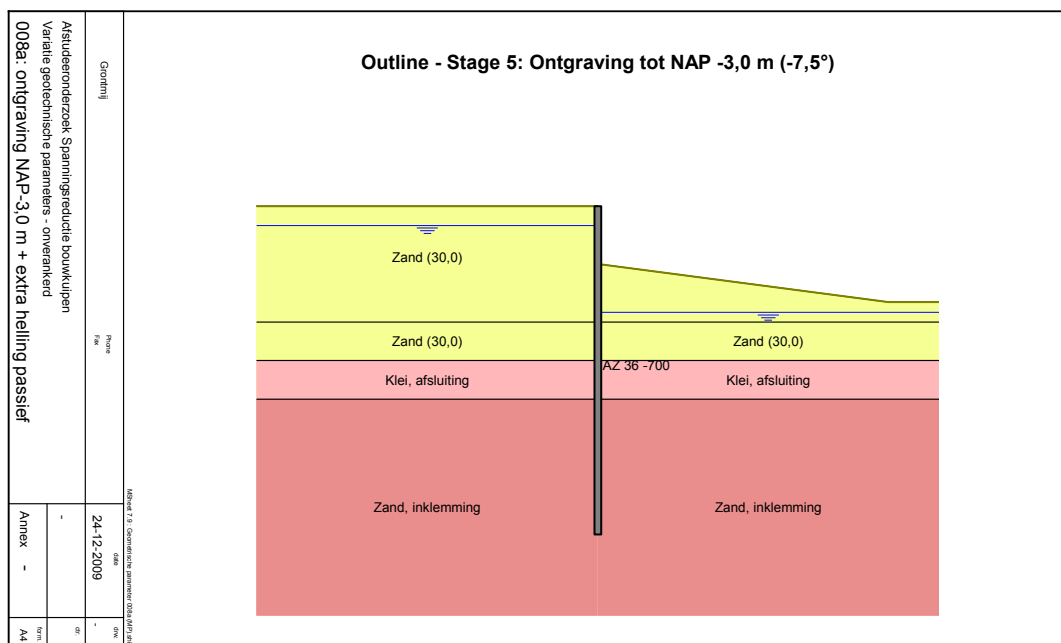
E_{50}^{ref} secant elasticiteitsmodulus op basis van een referentiespanning p^{ref} ;
 E_{ur}^{ref} ontlasting-herbelastings elasticiteitsmodulus op basis van een referentiespanning p^{ref} ;
 m machtsfactor spanningsafhankelijkheid
 p^{ref} referentiespanning, $p^{ref} = 100$ kPa.

7.2.3 Dimensies hellingen

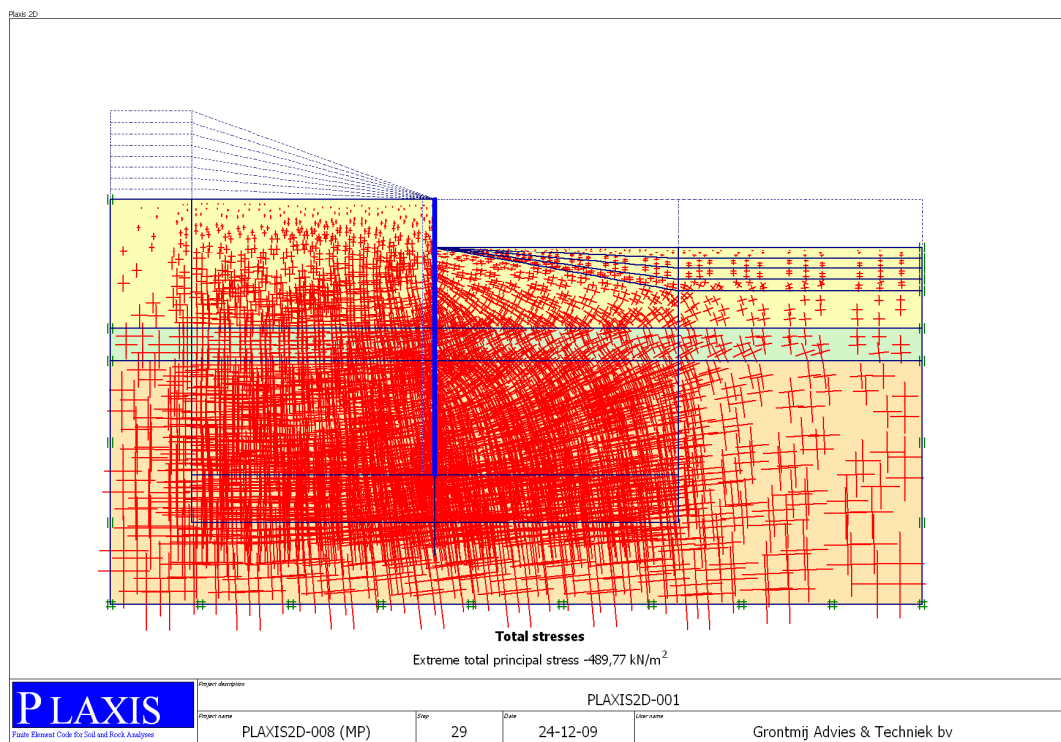
De hellingen en hellingshoeken zijn weergegeven in figuur 7.1 tot en met figuur 7.3 en in tabel 7.2 en 7.3.



Figuur 7.1 Dimensie theoretisch model hellingen actieve zijde (Msheet)



Figuur 7.2 Dimensie theoretisch model hellingen passieve zijde (Msheet)



Figuur 7.3 Theoretische model hellingen actieve- en passieve zijde (PLAXIS)

Tabel 7.2 Dimensie theoretisch model (Msheet & PLAXIS)

Grondsoort	D [m]	GWS actief [m + NAP]	GWS passief [m + NAP]	O [m-NAP]
Laag 1 (zand, klei)	8	-1,0	-3,5 -5,5	-3,0
Laag 2 (klei, afsluitend)	2	-	-	
Laag 3 (zand, inklemming)	∞	-	-	-

Tabel 7.3 Variaties helling Msheet-PLAXIS

Helling [°]	K_a [-]	k_h [kN/m3]	K_p [-]	k_h [kN/m3]	Lengte [m]	Hoogte [m]
0,0	0,279	14900	5,74	14900	∞	0,00
2,5	0,288	17100	5,03	13100	15,00	0,65
5,0	0,297	19600	4,42	11500	15,00	1,31
7,5	0,308	22800	3,89	10100	15,00	1,98
10,0	0,319	26600	3,43	8900	15,00	2,65
12,5	0,330	31400	-	-	15,00	3,33
15,0	0,350	37600	-	-	15,00	4,02
17,5	0,370	45800	-	-	15,00	4,73
20,0	0,390	57000	-	-	15,00	5,46

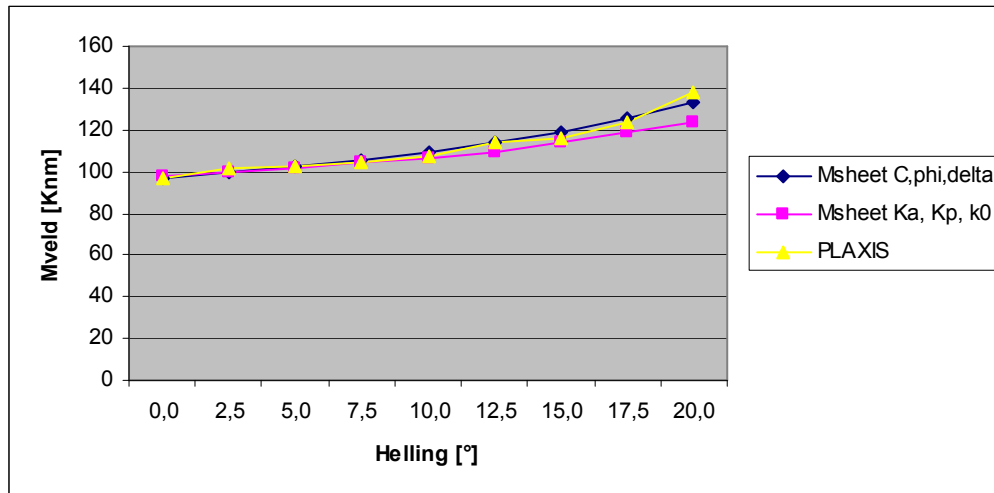
Waarbij geldt:

D dikte desbetreffende laag;
 GWS grondwaterstand per laag;
 O ontgravingniveau;
 K_a actieve gronddrukcoëfficiënt;
 K_p passieve gronddrukcoëfficiënt;
 k_h horizontale beddingconstante.

7.3 Resultaten uit Msheet en PLAXIS - analyses

7.3.1 Resultaten actieve hellingen

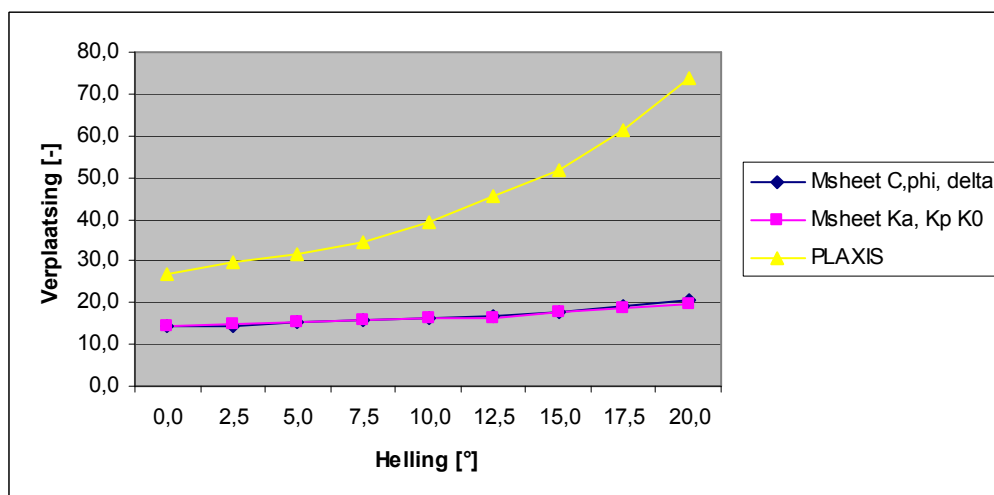
Het eerste onderdeel wat besproken wordt zijn de hellingen aan de actieve kant van de damwand. Het onderzoek beschouwt de drie verschillende methodieken die hierboven uiteengezet zijn. De blauwe lijn representeert de helling gemodelleerd in Msheet, de gele lijn deze in PLAXIS en de roze lijn geeft de resultaten die volgen uit de formules. Op de horizontale as is de toename in helling weergegeven, welke uitgezet is ten opzichte van het veldmoment.



Figuur 7.4 Weergave M_{veld} actieve hellingen

Verklaring resultaten M_{veld}

In de grafiek van figuur 7.4 is het verloop van het veldmoment te zien bij een toename van maaiveld hellingen (actieve zijde). In de grafiek is duidelijk te zien dat de drie verschillende methodieken dezelfde waarden opleveren en dat de trends ook vrijwel identiek verlopen. Tot aan een helling van 10,0° lopen de grafieken identiek, na deze waarde nemen de verschillen iets toe, maar deze zijn eigenlijk ook te verwaarlozen. De uitkomsten van het model met K_a/K_p berekening geven de kleinste waarden over dit interval. Te zien is dat de resultaten uit PLAXIS bij een helling van 17,5° en 20,0° steeds sterker beginnen toe te nemen ten opzichte van de andere twee lijnen.

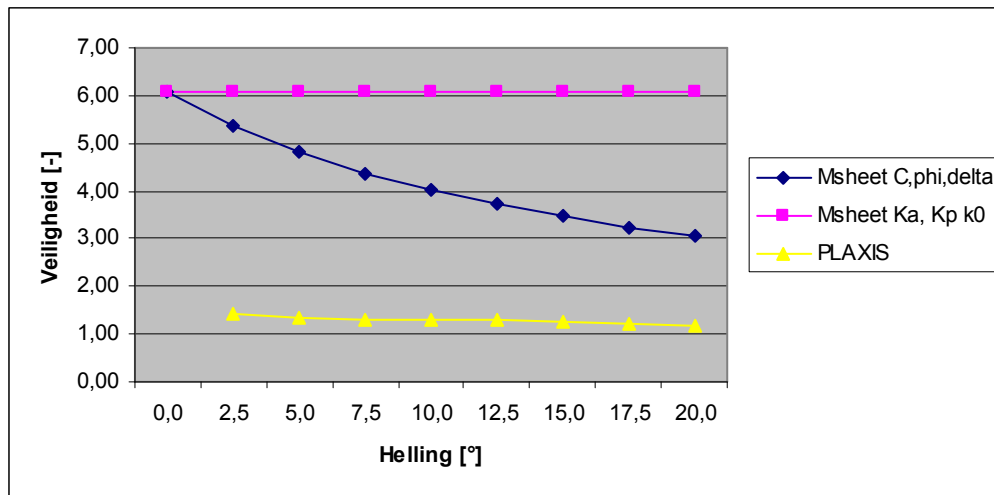


Figuur 7.5 Weergave verplaatsing actieve hellingen

Verklaring resultaten verplaatsingen

Uit figuur 7.5 is in vergelijking met het veldmoment een redelijk verschil te zien tussen de uitkomsten van Msheet en PLAXIS resultaten. De waarden van Msheet identiek en nemen bij een toename van de helling toe met ongeveer een factor 1,25. Dit is redelijk vergelijkbaar met het veldmoment, wat logisch te verklaren is

doordat deze twee parameters vaak aan elkaar gerelateerd zijn en soms enigszins evenredig zijn met elkaar. PLAXIS daartegen wijkt hier af van de twee andere gevonden waarden uit Msheet. Zo is te zien dat de waarden bij PLAXIS naarmate de hellingen toenemen ook steeds meer toenemen. Dit is te verklaren uit het feit dat PLAXIS zowel de horizontale- als verticale deformaties beter kan modelleren voor een situatie met taluds, waarbij spanningen en rekken over de geometrie steeds verschillen en opnieuw in een bepaalde evenwichtssituatie worden bepaald.



Figuur 7.6 Veiligheid actieve hellingen

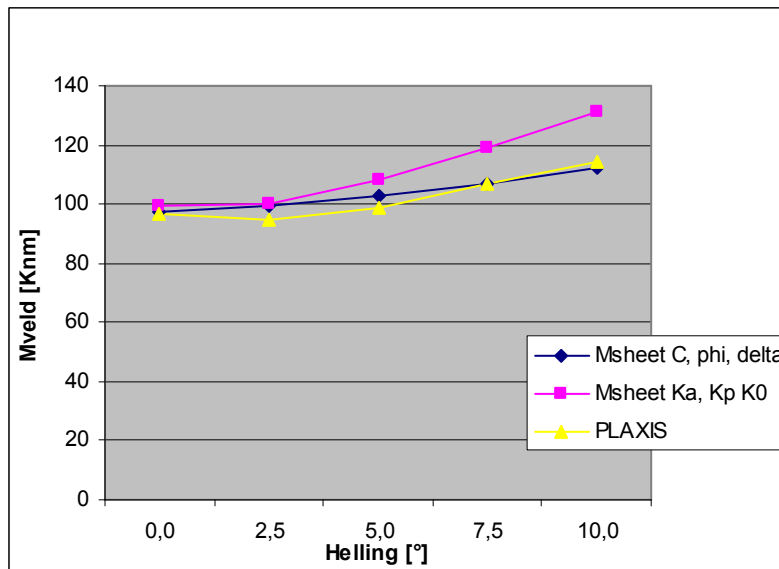
Verklaring resultaten veiligheidsfactor

De veiligheid met betrekking tot totaal stabiliteitsverlies heeft ook interessante resultaten opgeleverd, doordat de waarden van de drie methodes erg van elkaar verschillen. Te zien is dat de veiligheidsfactor bij de K_a , K_p en K_0 methode in Msheet bij een verandering van de gronddruk coëfficiënten geen enkele verandering levert bij een toename van K_a . Dit is apart verschijnsel doordat de horizontale gronddruk toeneemt, lijkt het logisch dat het veiligheidsniveau af moet nemen. Het aandrijvend moment in de glijcirkel blijft dus constant, net zoals de verticale spanningen overigens.

Het c , φ en δ model uit Msheet laat in tegenstelling tot het $K_a - K_p$ model wel een variatie zien, aangezien hier wel de verticale korrelspanning toeneemt en hierdoor dan ook het aandrijvend moment in de glijcirkel groter wordt. PLAXIS laat nauwelijks enige invloed zien van de toegepaste $\varphi - c$ reducties. Blijkbaar is een ander bezwijkmechanisme hier maatgevend. Tevens blijft het erg lastig om de verschillende veiligheidsbenaderingen onderling goed te kunnen vergelijken.

7.3.2 Resultaten Passieve hellingen

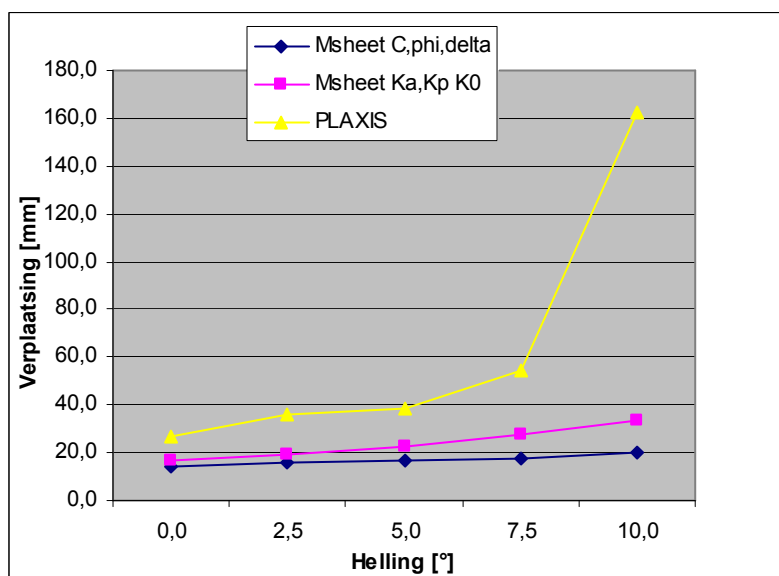
Aan de passieve zijde kan is eveneens gevarieerd met de helling (ontgravingstalud). Ook wordt hier eerst de invloed van het veldmoment bij een hellingstoename bekeken. Hierbij is te zien dat het helling interval de helft kleiner is dan aan de actieve zijde, doordat de invloed van deze helling op de stabiliteit en bezwijkmechanisme veel groter is. Ook zijn de drie methodieken onderzocht en worden ze in de grafiek van figuur 7.7 met elkaar vergeleken.



Figuur 7.7 M_{veld} passieve hellingen

Verklaring resultaten M_{veld}

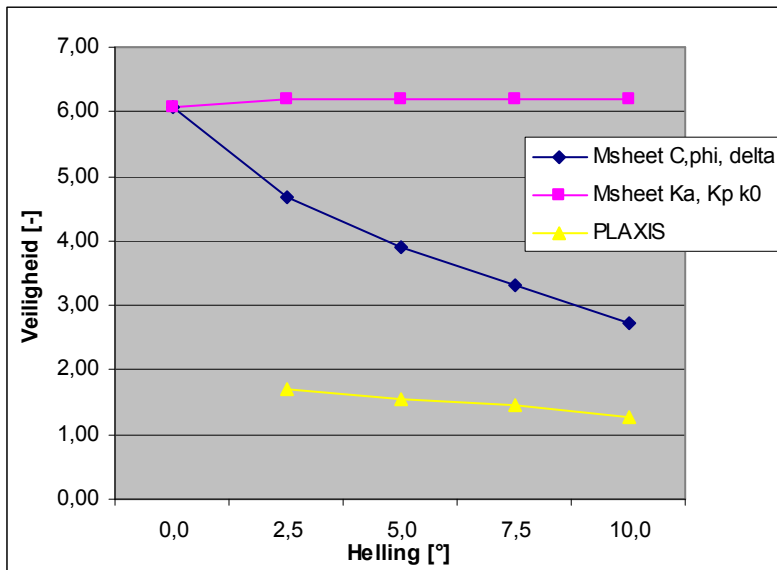
Gekeken is, wat de invloed is van het toepassen van een helling (negatieve helling) aan de passieve zijde van de damwand. De drie lijnen volgen hier weer ongeveer hetzelfde patroon. Alleen is te zien dat de waardes die volgen uit de formules hier een te positieve waarden laten zien, wat volgt uit het niet meenemen van de invloed van grondwaterdruk, gekromde glijvlakken en een realistische wandwrijvingshoek. Msheet (c , ϕ en δ) en PLAXIS volgen hier bijna identiek hetzelfde patroon. Uit vergelijkingen tussen hellingen aan passieve- en actieve zijde blijkt, dat het moment gevoeliger is voor toename van de helling aan passieve zijde. Opvallende is, dat dit beeld verder is versterkt bij de Msheet K_a/K_p benadering



Figuur 7.8 Verplaatsing passieve hellingen

Verklaring resultaten verplaatsing

Uit figuur 5.8 valt het omslagpunt uit de PLAXIS analyses bij hellingen $> 7,5^\circ$ op. Hierbij is sprake van een ontwikkeling van een bezwijkmechanisme, dat gepaard gaat met toenemende vervormingen.



Figuur 7.9

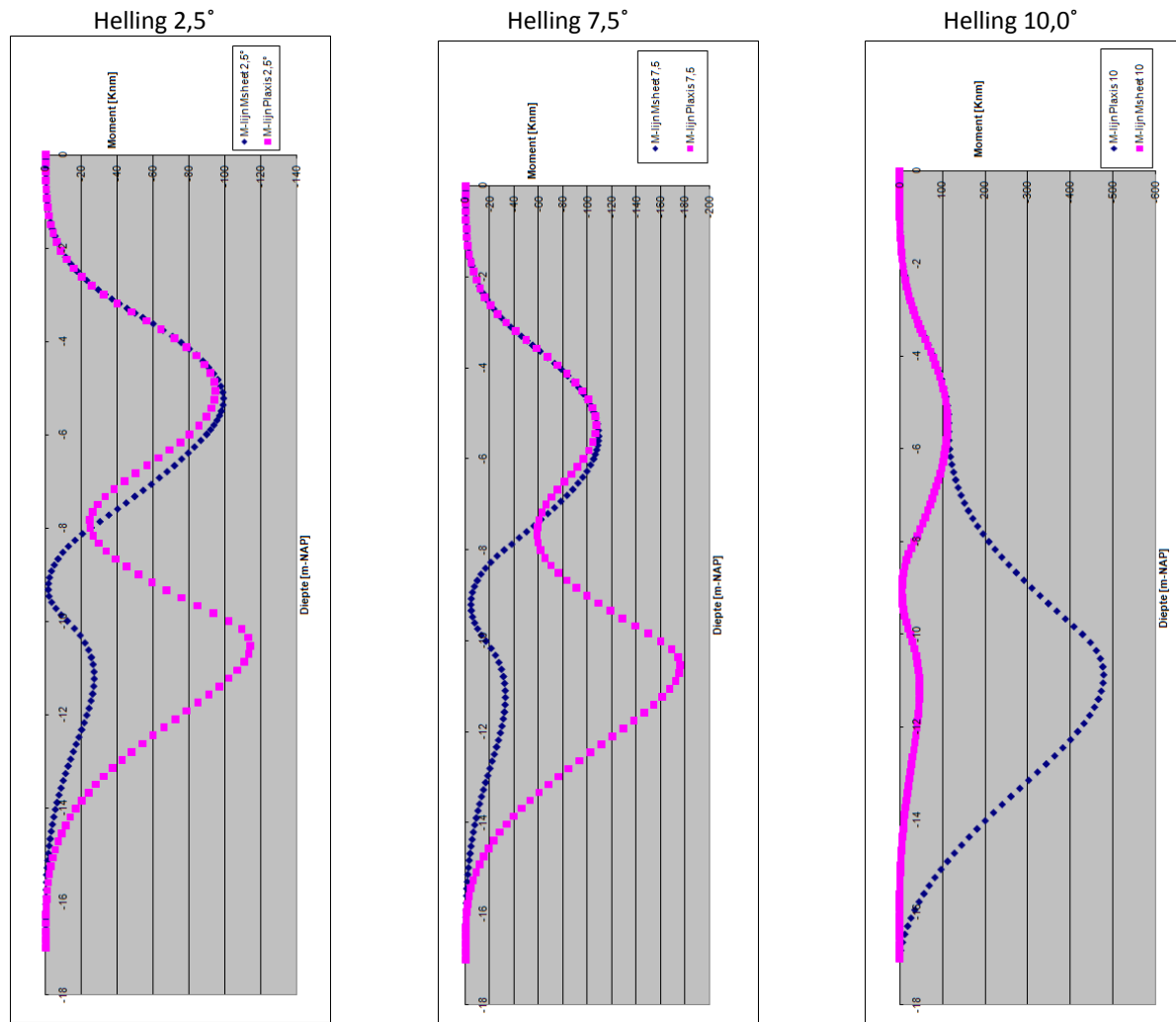
Veiligheid passieve hellingen

Verklaring resultaten veiligheid

In deze grafiek is een overeenkomst te zien met de grafiek voor de veiligheid aan de actieve zijde. Voor een verklaring van de resultaten wordt verwezen naar hetgeen dat gesteld is bij de hellingen aan de actieve, maaiveldzijde (paragraaf 7.3.1)

7.3.3 Vergelijking hellingen individuele M-lijnen passieve zijde

Deze vergelijking heeft betrekking op de momentlijnen die voortkomen bij (negatieve) helling in de bouwputbodem. Gekozen is om drie passieve hellingen te vergelijken, namelijk hellingen van 2,5° 7,5° en 10,0°. Hieronder zijn de drie grafieken voor het moment verloop gegeven in figuur 7.10. Op de horizontale as is het moment te vinden en de verticale as is de diepte in meters – NAP (maaiveld = 0 NAP).

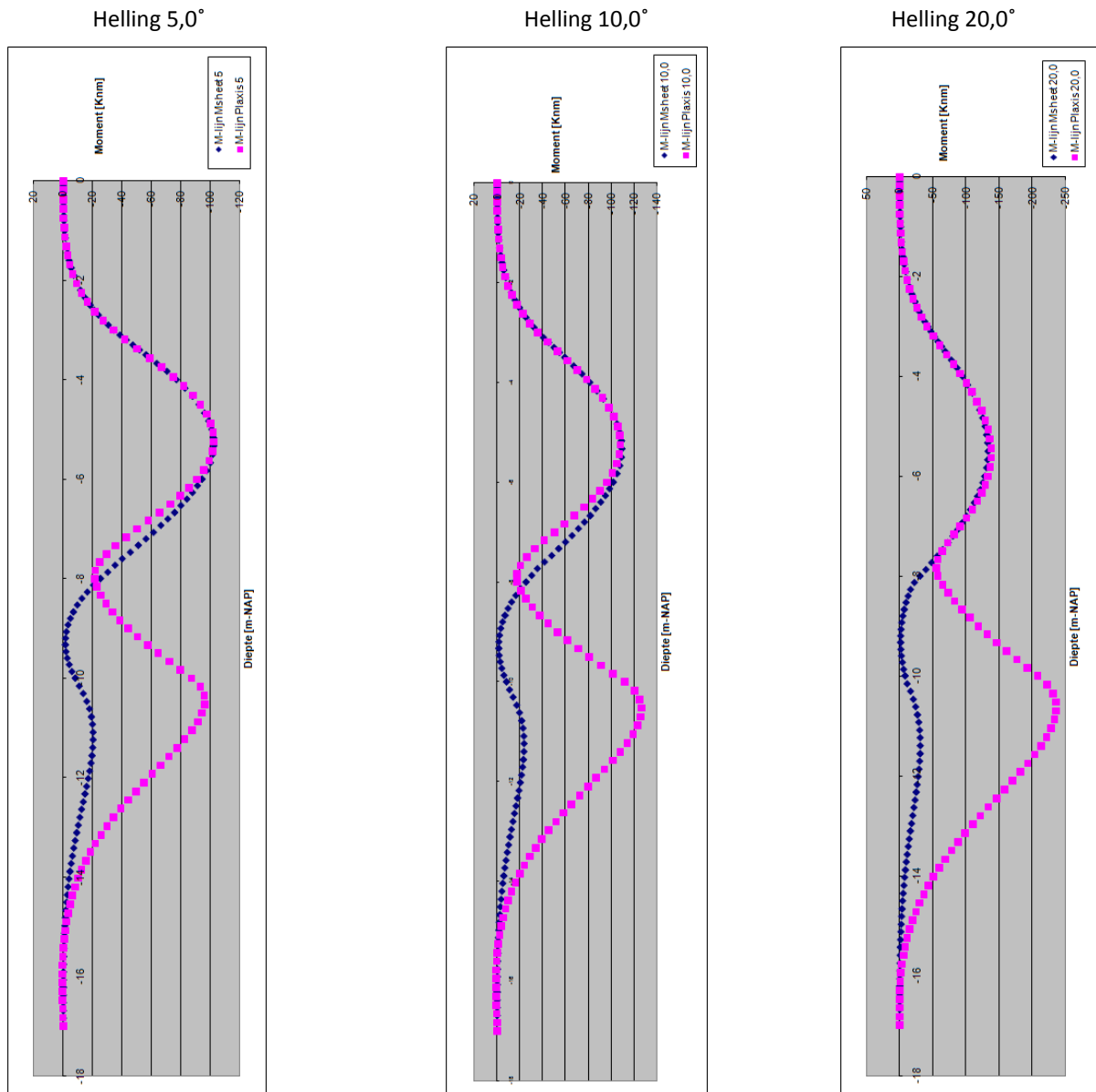


Figuur 7.10 Vergelijking M-lijnen passieve hellingen

Door het naast elkaar presenteren van de drie afzonderlijke momentlijnen, zijn de overeenkomsten en verschillen heel duidelijk te zien naarmate de passieve helling toeneemt. De twee lijnen in de grafieken zijn de momentlijnen die als resultaat volgen uit de rekenmodellen. Zoals te zien is bij de momentlijnen zijn de waarden tot ongeveer NAP – 8,0m redelijk gelijkwaardig en volgen dezelfde trend. In de hierboven staande grafieken met betrekking tot de verschillende parameters blijkt net als deze drie individuele grafieken dat het veldmoment (ter hoogte van de ontgraving) bijna identiek zijn aan elkaar. De grote verschillen in de gevonden waarden liggen in het inklemmingmoment (PLAXIS, maximum moment).

7.3.4 Vergelijking hellingen individuele M-lijnen actieve zijde

Aan de actieve gronddruk zijde zijn maaiveldhelling gesitueerd en onderzocht met de modellen Msheet en PLAXIS. Gekeken is naar een bereik van $0,0^\circ$ tot en met $20,0^\circ$. Voor deze individuele vergelijking zijn afzonderlijk hellingen vergeleken in de vorm van de optredende momenten die in figuur 5.11 zijn uitgezet. Gekozen is voor hellingen van $5,0^\circ$, $10,0^\circ$ en $20,0^\circ$. Hieronder zijn de resultaten weergegeven.



Figuur 7.11 Vergelijking M-lijnen actieve hellingen

Uit figuur 7.11 blijkt dat het veldmoment ter hoogte van het ontgravingniveau vrijwel identiek qua resultaten uit Msheet en PLAXIS ligt toeneemt naarmate de hellingshoek achter de damwand groter wordt (het gewicht neemt toe). Net als de passieve zone nemen de verschillen in resultaten tussen Msheet en PLAXIS toe na het bereiken van NAP – 8,0m.

7.3.5 Samenvatting resultaten vergelijking rekenmodellen

Door de uitkomsten van de drie modellen in de onderstaande formules te plaatsen krijgt je een correctiefactor die een uitspraak doet over het verschil hiertussen. Uit de correctiefactor kan uiteindelijk ook het afwijkende percentage berekend worden, waardoor je deze kunt toetsen aan een gestelde randvoorwaarden. Vaak wordt hiervoor aangehouden een verschil of foutmarge van ongeveer 5 %.

De correctiefactor is als volgt bepaald:

$$\text{correctie} = \frac{X_{\text{Msheet}}}{X_{\text{Plaxis}}} \quad \text{correctie} = \frac{X_{\text{formule}}}{X_{\text{Msheet}}} \quad (7.1)$$

Waarbij geldt:

- X_{Msheet} resultaatwaarde uit Msheet [-];
- X_{PLAXIS} resultaatwaarde uit PLAXIS [-];
- X_{formule} resultaatwaarde uit Msheet (K_a/K_p) [-];
- Correctie correctiefactor tussen uitkomsten van Msheet en PLAXIS, (formule 7.1) [-].

De resultaten uit de vergelijkende analyses van Msheet met PLAXIS en K_a/K_p met Msheet zijn weergegeven in tabellen 7.4 tot en met 7.7:

Tabel 7.4 Correctietabel passieve hellingen Msheet - PLAXIS

parameter	eenheid	Helling	MSheet	Plaxis	correctiefactor
maximum veldmoment $M_{s;\text{max};\text{veld}}$	kNm/m	0,0	97,3	96,4	1,01
veiligheid $F_{s;}$	-	0,0	6,07	-	-
horizontale verplaatsing $u_{x;\text{max}}$	mm	0,0	14,3	27,0	0,53
maximum veldmoment $M_{s;\text{max};\text{veld}}$	kNm/m	2,5	99,3	94,9	1,05
veiligheid $F_{s;\text{anker}}$	-	2,5	4,68	1,71	2,74
horizontale verplaatsing $u_{x;\text{max}}$	mm	2,5	15,9	35,7	0,45
maximum veldmoment $M_{s;\text{max};\text{veld}}$	kNm/m	5,0	102,9	98,5	1,05
veiligheid $F_{s;\text{anker}}$	-	5,0	3,91	1,54	2,54
horizontale verplaatsing $u_{x;\text{max}}$	mm	5,0	16,9	38,5	0,44
maximum veldmoment $M_{s;\text{max};\text{veld}}$	kNm/m	7,5	106,6	107,0	1,00
veiligheid $F_{s;\text{anker}}$	-	7,5	3,31	1,46	2,27
horizontale verplaatsing $u_{x;\text{max}}$	mm	7,5	18,0	54,4	0,33
maximum veldmoment $M_{s;\text{max};\text{veld}}$	kNm/m	10,0	112,2	114,6	0,98
veiligheid $F_{s;\text{anker}}$	-	10,0	2,72	1,28	2,13
horizontale verplaatsing $u_{x;\text{max}}$	mm	10,0	19,7	162,1	0,12

Tabel 7.5 Correctietabel passieve hellingen K_a/K_p - Msheet

parameter	eenheid	Helling	Formule	MSheet	correctiefactor
maximum veldmoment $M_{s;\text{max};\text{veld}}$	kNm/m	0,0	99,5	97,3	1,02
veiligheid $F_{s;}$	-	0,0	6,07	6,07	1,00
horizontale verplaatsing $u_{x;\text{max}}$	mm	0,0	16,7	14,3	1,17
maximum veldmoment $M_{s;\text{max};\text{veld}}$	kNm/m	2,5	99,8	99,3	1,01
veiligheid $F_{s;\text{anker}}$	-	2,5	6,20	4,68	1,32
horizontale verplaatsing $u_{x;\text{max}}$	mm	2,5	11,4	15,9	0,72
maximum veldmoment $M_{s;\text{max};\text{veld}}$	kNm/m	5,0	108,5	102,9	1,05
veiligheid $F_{s;\text{anker}}$	-	5,0	6,20	3,91	1,59
horizontale verplaatsing $u_{x;\text{max}}$	mm	5,0	11,6	16,9	0,69
maximum veldmoment $M_{s;\text{max};\text{veld}}$	kNm/m	7,5	118,7	106,6	1,11
veiligheid $F_{s;\text{anker}}$	-	7,5	6,20	3,31	1,87
horizontale verplaatsing $u_{x;\text{max}}$	mm	7,5	11,8	18,0	0,66
maximum veldmoment $M_{s;\text{max};\text{veld}}$	kNm/m	10,0	131,2	112,2	1,17
veiligheid $F_{s;\text{anker}}$	-	10,0	6,20	2,72	2,28
horizontale verplaatsing $u_{x;\text{max}}$	mm	10,0	11,9	19,7	0,60

Tabel 7.6 Correctietabel actieve hellingen Msheet - PLAXIS

parameter	eenheid	Helling	MSheet	Plaxis	correctiefactor
maximum veldmoment $M_{s;max;veld}$	kNm/m	0,0	97,2	96,4	1,01
veiligheid $F_{s;}$	-	0,0	6,07	-	-
horizontale verplaatsing $u_{x;max}$	mm	0,0	14,3	27,0	0,53
maximum veldmoment $M_{s;max;veld}$	kNm/m	2,5	99,7	101,6	0,98
veiligheid $F_{s;anker}$	-	2,5	5,36	1,42	3,77
horizontale verplaatsing $u_{x;max}$	mm	2,5	14,6	29,6	0,46
maximum veldmoment $M_{s;max;veld}$	kNm/m	5,0	102,5	102,3	0,98
veiligheid $F_{s;anker}$	-	5,0	4,81	1,36	3,54
horizontale verplaatsing $u_{x;max}$	mm	5,0	15,1	31,6	0,44
maximum veldmoment $M_{s;max;veld}$	kNm/m	7,5	105,7	104,5	1,01
veiligheid $F_{s;anker}$	-	7,5	4,37	1,32	3,31
horizontale verplaatsing $u_{x;max}$	mm	7,5	15,3	34,7	0,44
maximum veldmoment $M_{s;max;veld}$	kNm/m	10,0	109,4	107,4	1,02
veiligheid $F_{s;anker}$	-	10,0	4,01	1,31	3,06
horizontale verplaatsing $u_{x;max}$	mm	10,0	16,2	39,2	0,41
maximum veldmoment $M_{s;max;veld}$	kNm/m	12,5	113,7	114,0	1,00
veiligheid $F_{s;anker}$	-	12,5	3,71	1,30	2,85
horizontale verplaatsing $u_{x;max}$	mm	12,5	16,5	45,6	0,36
maximum veldmoment $M_{s;max;veld}$	kNm/m	15,0	118,7	115,8	1,03
veiligheid $F_{s;anker}$	-	15,0	3,47	1,26	2,75
horizontale verplaatsing $u_{x;max}$	mm	15,0	17,1	51,8	0,33
maximum veldmoment $M_{s;max;veld}$	kNm/m	17,5	125,1	123,9	1,01
veiligheid $F_{s;anker}$	-	17,5	3,24	1,20	2,70
horizontale verplaatsing $u_{x;max}$	mm	17,5	17,8	61,4	0,29
maximum veldmoment $M_{s;max;veld}$	kNm/m	20,0	132,7	137,8	0,96
veiligheid $F_{s;anker}$	-	20,0	3,06	1,18	2,59
horizontale verplaatsing $u_{x;max}$	mm	20,0	20,7	73,7	0,28

Tabel 7.7 Correctietabel actieve hellingen K_a/K_p - PLAXIS

parameter	eenheid	Helling	Formule	MSheet	correctiefactor
maximum veldmoment $M_{s;max;veld}$	kNm/m	0,0	97,4	97,2	1,00
veiligheid $F_{s;}$	-	0,0	6,07	6,07	1,00
horizontale verplaatsing $u_{x;max}$	mm	0,0	14,3	14,3	1,00
maximum veldmoment $M_{s;max;veld}$	kNm/m	2,5	99,7	99,7	1,00
veiligheid $F_{s;anker}$	-	2,5	6,07	5,36	1,13
horizontale verplaatsing $u_{x;max}$	mm	2,5	14,7	14,6	1,01
maximum veldmoment $M_{s;max;veld}$	kNm/m	5,0	102,0	102,5	1,00
veiligheid $F_{s;anker}$	-	5,0	6,07	4,81	1,26
horizontale verplaatsing $u_{x;max}$	mm	5,0	15,2	15,1	1,01
maximum veldmoment $M_{s;max;veld}$	kNm/m	7,5	104,3	105,7	0,99
veiligheid $F_{s;anker}$	-	7,5	6,07	4,37	1,39
horizontale verplaatsing $u_{x;max}$	mm	7,5	15,6	15,3	1,02
maximum veldmoment $M_{s;max;veld}$	kNm/m	10,0	106,6	109,4	0,97
veiligheid $F_{s;anker}$	-	10,0	6,07	4,01	1,51
horizontale verplaatsing $u_{x;max}$	mm	10,0	16,1	16,2	1,00
maximum veldmoment $M_{s;max;veld}$	kNm/m	12,5	109,0	113,7	0,96
veiligheid $F_{s;anker}$	-	12,5	6,07	3,71	1,64
horizontale verplaatsing $u_{x;max}$	mm	12,5	16,5	16,5	1,00
maximum veldmoment $M_{s;max;veld}$	kNm/m	15,0	113,7	118,7	0,96
veiligheid $F_{s;anker}$	-	15,0	6,07	3,47	1,75
horizontale verplaatsing $u_{x;max}$	mm	15,0	17,5	17,1	1,02
maximum veldmoment $M_{s;max;veld}$	kNm/m	17,5	118,5	125,1	0,95
veiligheid $F_{s;anker}$	-	17,5	6,07	3,24	1,87
horizontale verplaatsing $u_{x;max}$	mm	17,5	18,5	17,8	1,04
maximum veldmoment $M_{s;max;veld}$	kNm/m	20,0	123,4	132,7	0,93
veiligheid $F_{s;anker}$	-	20,0	6,07	3,06	1,98
horizontale verplaatsing $u_{x;max}$	mm	20,0	19,5	20,7	0,94

8. Conclusies en aanbevelingen

8.1 Gevoeligheidsanalyse

In gevoeligheidsanalyse zijn de invloeden van de hoek van inwendige wrijving en cohesie op de damwandconstructie onderzocht. De volgende bevinden en conclusie zijn hieruit voortgekomen:

- Het trendverloop bij het optredende veldmoment en verplaatsing, zijn in dit onderzoek vrijwel altijd identiek aan elkaar. Momenten en verplaatsingen verlopen immers evenredig in het liggermodel.
- Bij een variatie met kleigronden blijkt de invloed van cohesieverhoging op momenten en verplaatsingen significant groter is dan de hoek van inwendige wrijving.
- In Msheet spelen de verhoging van cohesie en hoek van inwendige wrijving een marginale rol met betrekking tot de berekening van de veiligheidsfactor voor totaal stabiliteitsverlies.
- De uitkomsten van de waarden van het inklemmingsmoment tussen Msheet en PLAXIS zijn relatief gezien groot. Dit verschil in waarden neemt toe bij een afname van breedte en ontgraving. De grote van de waarden neemt hierbij ook af. Mogelijk speelt hierbij het spanningsafhankelijke stijfheidsgedrag in het Hardening-Soil model een evidente rol.
- Zoals te verwachten blijkt dat een kleilaag rond het ontgravingniveau (in het onderzoek laag 2) een zeer nadelige invloed heeft op de optredende reactie door een lagere bedding. Een sterke toename van momenten en verplaatsingen is het gevolg.
- Tevens naar verwachting nemen de optredende veldmomenten en maximum moment af bij een toename van de hoek van inwendige wrijving. Dit doordat de eigen sterkte van de grond toeneemt en dus ook de eigen belastingsopname capaciteit. Dit verschijnsel was tevens al in de hypothese benoemd als een mogelijke uitkomst.

8.2 Invloed van ontgravingsbreedte en- diepte

Gekeken is naar de invloed van geometrie op de damwandreacties en naar de verschillen en overeenkomsten tussen de toegepaste rekenmodellen. De volgende bevinden en conclusies zijn naar voren gekomen:

- De invloeden van ontgravingsniveau en grondwaterstand op damwandreacties in vergelijking tot de breedte, zijn groter en leveren hierbij een positieve bijdrage. De optredende reactie op de damwand nemen hierdoor af.
- De verhouding in uitkomsten bij de breedte- en diepteanalyse tussen Msheet en PLAXIS voor het maximum moment bedraagt in de uitgevoerde analyses een factor 0,75.
- Voor de verplaatsing in de breedte- en lengteanalyse, volgt uit de analyses een verhoudingsfactor van 2.
- Uit de geometrische variatie met betrekking tot ontgravingsdieptes en bouwkuipbreedte blijken Msheet en PLAXIS redelijk met elkaar overeen te komen qua resultaten.

8.3 Invloed van hellingen aan passieve- en actieve zijde

Gekeken is naar de invloed van geometrie op de damwandreacties en naar de verschillen en overeenkomsten tussen de toegepaste rekenmodellen. De volgende bevinden en conclusies zijn naar voren gekomen:

- PLAXIS laat over het algemeen grotere verplaatsingen zien dan Msheet bij gelijktrekken van de momenten en dwarskrachten.
- In het geval van hellingen aan actieve en/of passieve zijde is benadering met Msheet K_a/K_p (handmatig aangepast aan de hand van de formules uit paragraaf 4.3.3) twijfelachtig, ook gelet op het feit dat de verticale korrelspanningen niet goed worden gemodelleerd.
- Alleen hellingen qua veldmoment aan zowel de actieve- en passieve zijde kunnen met Msheet K_a/K_p en Msheet c , φ en δ redelijk worden benaderd. Dit doordat de waardes met elkaar overeenkomen en dezelfde trend volgen als de uitkomsten bij PLAXIS.
- Tot NAP – 8,0m laten Msheet (c , φ en δ) en PLAXIS identiek waardes en trendverlopen zien voor het optredende moment. Dit punt kan gezien worden als een omslagpunt, waarna de waardes snel uiteenlopen. Het verschil na dit punt is te verklaren door het spanningsafhankelijke stijfheidsgedrag in het Hardening-Soil model.
- Voor maaiveld (actieve zijde) is Msheet (c , φ en δ) toepasbaar voor hellingen toe circa 20,0°, uitgaande van zand. Voor grondsoorten met $\varphi < 30,0^\circ$ zal deze grens lager zijn.
- Voor ontgravingshellingen (passieve zijde) is benadering met Msheet (c , φ en δ) mogelijk voor hellingen tot 7,5° a 10,0°, uitgaande van zand. De grens ligt lager voor grondsoorten waarbij $\varphi < 30,0^\circ$. Dit omslagpunt is in de uitkomsten van PLAXIS te zien, waardoor deze maximaal reikwijdte voor Msheet te bepalen is.
- Bij hellingen zal modellering met PLAXIS tot de meest realistische spanningssituatie leiden, en daarmee ook de beste benadering geven. Bovendien zullen 2^{de} orde effecten en effecten voor vervormingen tijdens het verkrijgen van een nieuwe evenwichtssituatie realistisch worden meegenomen in de einduitkomsten.
- Mogelijkheden in vervolgonderzoek liggen in de modellering van hellingen in Msheet. Hierbij kunnen bepaalde handigheden en trucks onderzocht worden.

8. Literatuurlijst

<u>Titel</u>	<u>Druk</u>	<u>Auteur</u>
Richtlijnen:		
CUR 166 Damwandconstructies	4 ^{de} druk deel 1	-
CUR 166 Damwandconstructies	4 ^{de} druk deel 2	-
CUR 162 Construeren met grond	2 ^{de} druk	-
CUR bepaling geotechnische parameters	rapport 2003-7	-
Normen:		
NEN 6740 Geotechniek Basiseisen Belastingen	2006, 2 ^{de} druk	-
NEN 6702 Grondslagen bouw	augustus 2007	-
NEN 6743 fundering op palen, drukpalen	-	-
NEN 6744 fundering op staal	-	-
NEN 6745-1 Proefbelasting palen (druk)	-	-
NEN 6745-2 Proefbelasting palen (trek)	-	-
NEN 9997 Geotechnisch ontwerp	Concept	-
Engels talige literatuur:		
Foundation Analysis and Design	5 ^{de} druk	Joseph E. Bowles
Soils and Foundations	6 ^{de} druk	Cheng Liu, Jack B. Evett
Foundation Engineering	-	S. Hansbo
Soil Mechanics Principles and Practice	2 ^{de} druk	G.E. Barnes
Design of Shallow Foundations	-	Samuel E. Fran
Elastic Solutions soil and rock mechanics	1974	Poulos and Davis
PLAXIS Finite Element Code soil and Rock	versie 8	-
Beyond 2000 Computational Geotechnics	-	Balkema, Rotterdam
Foundation engineering handbook	-	Hsai-Yang Fang
Theory of Elasticity	-	Timoshenko, Goodier
Msheet User Manual Geodelft	-	Geodelft
Msheet Manual version 7.7 Geodelft	-	Geodelft
Nederlands talige literatuur:		
Grondmechanica inleidende begrippen	Deel 1, 7 ^{de} herziende druk	Prof. Dr. Ir. E de Beer.
Syllabus bouwkuipen met onderwaterbeton	-	R. Camerik
Grondmechanica, TU delft	2003	Arnold Verruijt
Handboek Geotechniek Grontmij	3 ^{de} druk	Marco Peters
Grondmechanica en Funderingstechniek	-	P.G. van Duijnen
Materiaalmodellen voor grond en gesteente	-	Dr. Ir. R.B.J Brinkgreve
Basis cursus Msheet Geodelft	-	Geodelft
Helder rapporteren	7 ^{de} druk	Peter Nederhoed
Basisboek Methoden en Technieken	3 ^{de} herziende druk	Baarda en de goede

9. Bijlage

9.1 Bijlage 1:	Tabel 1 NEN 6740
9.2 Bijlage 2:	Plan van Aanpak
9.3 Bijlage 3:	Onverankerde situatie, variatie 1 en 2
9.4 Bijlage 4:	Onverankerde situatie, variatie 3 en 4
9.5 Bijlage 5:	Verankerde situatie, variatie 1 en 2
9.6 Bijlage 6:	Verankerde situatie, variatie 3 en 4
9.7 Bijlage 7:	Geometrie Bouwkuip Breedte, Ontgraving
9.8 Bijlage 8:	Geometrie Hellingen actieve en passie zijde

9.1 Bijlage 1 Tabel 1 NEN 6740

Hoofd-naam	Bijmengsel	Consistentie ^b	γ^c kN/m ³	γ_{sat} kN/m ³	$q_c^{d,e}$ MPa	C_p^f	C_s^f	$C_d/(1+e_0)$ [-]	C_d^g [-]	$C_{sw}/(1+e_0)^h$ [-]	E_{100}^i MPa	ϕ'^j Graden	c^k kPa	c_u kPa								
Grind	zwak siltig	Los	17	19	15	500	∞	0,0046	0	0,0015	45	32,5	0	0								
		Matig	18	20	25	1000	∞	0,0023	0	0,0008	75	35,0	0	n.v.t.								
		Vast	19	20	30	1200	1400	∞	0,0019	0,0016	0,0006	90	37,5	40,0	0							
	sterk siltig	Los	18	20	10	400	∞	0,0058	0	0,0019	30	30,0	0	0								
		Matig	19	21	15	600	∞	0,0038	0	0,0013	45	32,5	0	0								
		Vast	20	21	25	1000	1500	∞	0,0023	0,0015	0,0008	75	35,0	40,0	0							
Zand	schoon	Los	17	19	5	200	∞	0,0115	0	0,0038	15	30,0	0	0								
		Matig	18	20	15	600	∞	0,0038	0	0,0013	45	32,5	0	0								
		Vast	19	20	25	1000	1500	∞	0,0023	0,0015	0,0008	75	35,0	40,0	0							
	zwak siltig, kleilig		18	19	12	450	650	∞	0,0051	0,0035	0,0017	35	27,0	32,5	0							
			18	19	8	200	400	∞	0,0115	0,0058	0,0038	15	25,0	30,0	0							
			18	19	20	21	∞							n.v.t.								
Leem ^a	zwak zandig	Slap	19	19	1	25	650	0,0920	0,0037	0,0307	2	27,5	30,0	0								
		Matig	20	20	2	45	1300	0,0511	0,0020	0,0170	3	27,5	32,5	1								
		Vast	21	22	3	70	100	1900	0,0329	0,0230	0,0013	0,0077	5	7	27,5	35,0	2,5	3,8	200	300		
	sterk zandig		19	20	2	45	70	1300	2000	0,0511	0,0329	0,0020	0,0013	3	5	27,5	35,0	0	1	50	100	
			14	14	0,5	7	80	0,3286	0,0131	0,1095	1	17,5	17,5	0	25							
			17	17	1,0	15	160	0,1533	0,0061	0,0511	2	17,5	17,5	5	50							
Klei	schoon	Vast	19	20	2,0	25	30	320	500	0,0920	0,0767	0,0307	0,0256	4	10	17,5	25,0	13	15	100	200	
		Slap	14	14	0,5	7	80	0,3286	0,0131	0,1095	1	17,5	17,5	0	25							
		Matig	17	17	1,0	15	160	0,1533	0,0061	0,0511	2	17,5	17,5	5	50							
	zwak zandig	Vast	19	20	2,0	25	30	320	500	0,0920	0,0767	0,0307	0,0256	4	10	17,5	25,0	13	15	100	200	
		Slap	15	15	0,7	10	110	0,2300	0,0092	0,0767	1,5	22,5	22,5	0	40							
		Matig	18	18	1,5	20	240	0,1150	0,0046	0,0383	3	22,5	22,5	5	80							
	sterk zandig	Vast	20	21	2,5	30	50	400	600	0,0767	0,0460	0,0031	0,0018	5	10	22,5	27,5	13	15	120	170	
		-	18	20	1,0	25	140	320	1680	0,0920	0,0164	0,0037	0,0007	2	5	27,5	32,5	0	1	0	10	
		organisch	Slap	13	13	0,2	7,5	30	0,3067	0,0153	0,1022	0,5	15,0	15,0	0	1						
Veen	niet voorbelast	Matig	15	16	0,5	10	40	60	0,2300	0,1533	0,0115	0,0077	0,0767	0,0511	1,0	2,0	15,0	0	1	25	30	
		Slap	10	12	0,1	5	7,5	20	30	0,4600	0,3067	0,0230	0,0153	0,1533	0,1022	0,2	0,5	15,0	1	2,5	10	20
		Matig	12	13	0,2	7,5	10	30	40	0,3067	0,2300	0,0153	0,0115	0,1022	0,0767	0,5	1,0	15,0	2,5	5	20	30
Variatiecoëfficiënt			12	13	0,05	7,5	10	0,3067	0,2300	0,1022	0,0767	0,5	1,0	15,0	2,5	5	20	30				

9.2 Bijlage 2 Plan van Aanpak

Afstudeeronderzoek Rense van IJken

Plan van Aanpak

Onderwerp

“Spanningsreductie bij ontgravingen/bouwputten”

Hogeschool Utrecht IGO	Grontmij Infrastructuur & Milieu	Student Civiele Techniek
Ursula Backhausen	Marco Peters	Rense van IJken

Cursuscode Plan van Aanpak
Cursuscode afstuderen

TCIT-VBA7-08
TCIT-AFO8-08

Inhoudsopgave	
Inleiding	3
Bedrijfsbeschrijving	3
Doelstelling, onderzoeksvraag	4
<i>Probleemstelling</i>	4
<i>Doelstelling</i>	4
Het bereiken van de doelstelling	4
<i>Onderzoeksvraag</i>	4
<i>Deelvragen</i>	4
Werkwijze, Aanpak	4
<i>Literatuurstudie</i>	5
<u>Literatuurgebied in kaart brengen</u>	5
<u>De gewenste literatuur opzoeken en verkrijgen</u>	5
<u>Het kritisch beoordelen informatie</u>	6
<u>Vastleggen waardevolle informatie</u>	6
<i>Berekeningsmethodieken analyseren</i>	6
<i>Gevoeligheidsanalyse</i>	6
<i>Conclusie, Aanbeveling</i>	6
Middelen	7
<i>Communicatiemiddelen</i>	7
<i>Werklocaties</i>	7
<i>Software</i>	7
Competenties	7
<i>Beroepsgerichte vakgebieden</i>	7
<i>Persoonlijke leerdoelen</i>	7
Globale Inhoudopgave Eindrapport	8
Tijdschema en planning	9
Contactgegevens	9
<i>Student</i>	9
1 ^{ste} <i>Begeleider HU</i>	9
2 ^{de} <i>Begeleider HU</i>	9
<i>Begeleider Grontmij</i>	10

Inleiding

Ter afronding van mijn HBO bachelor opleiding bestaat het laatste semester uit een afstudeeronderzoek. In dit rapport beschrijf ik de probleemstelling en de onderzoeksvraag. Hieraan is een plan gekoppeld die een beschrijving geeft van de manier waarop ik het onderwerp gaat uitvoeren. Het onderzoek is onderverdeeld in 4 hoofdonderdelen die tussentijds worden getoetst en uiteindelijk zullen resulteren in een eindschrijft. Daarbij is er een globale planning weergegeven die als leidraad zal fungeren in het onderzoek. De hoofdonderdelen zullen in de volgende chronologie doorlopen worden. De eerste fase betreft de literatuurstudie. Dit is een verkenning en inventarisatie van alle beschikbare en nuttige informatie over het te beschouwen onderwerp. Na de literatuurstudie, volgt de vergelijking tussen verschillende berekeningsmethodieken. De derde fase omvat de gevoeligheidsanalyse die betrekking heeft op de verschillende invloedsfactoren die een rol spelen bij ontgravingen met betrekking tot grondspanningen. Uiteindelijk zal het onderzoek afgerond worden in fase 4 met het uiteenzetten van de resultaten in een eindschrijft met daarin een aanbeveling.

Grontmij is geïnteresseerd in een weergave van de bestaande theorieën en normen omtrent dit onderwerp. Hieruit zal een analyse voortvloeien met betrekking tot de geometrische- en geotechnische parameters. Het beoogde resultaat voor Grontmij is een duidelijk inzicht verkrijgen in welke van deze parameters invloed hebben bij damwand bouwkuipen en in welke mate. Mogelijk kan het in het bedrijf gebruikt worden als leidraad/referentie waarmee in een vroeg stadium bepaalde uitspraken omtrent de damwand binnen een bouwkuip, gedimensioneerd dient te worden.

Tijdens het onderzoek zal ik bijgestaan worden door een begeleider vanuit Grontmij en door een begeleider vanuit de Hogeschool. Periodieke terugkoppelingsmomenten, deadlines en dit plan van aanpak zullen de hoofdbakens zijn voor de waarborging van kwaliteit en planning gedurende dit onderzoek.

Bedrijfsbeschrijving

Grontmij NV is in 1915 opgericht met als doelstelling: de verbetering en ontginning van gronden (Grondverbetering en Ontginningsmaatschappij) voor de landbouw en de inrichting van het landelijk gebied. De laatste eeuw heeft de onderneming zich verder ontwikkeld en verbreed tot een multidisciplinair advies- en ingenieursbureau. De kern blijft echter hetzelfde: Grontmij creëert waarde voor haar klanten en aandeelhouders door een duurzame woon- en werkomgeving te ontwerpen en te realiseren.

Grontmij wil de beste lokale dienstverlener zijn voor ontwerp, advisering, management, engineering en contracting in de sectoren milieu, water, energie, bouw, industrie en infrastructuur. Wij willen dit bereiken door plannen voor de toekomst te ontwerpen en te realiseren samen met mensen en partijen in de regio's waar we werkzaam zijn. De medewerkers hebben een grondige kennis van de markt en bieden een integraal dienstenpakket voor alle projectstadia. Grontmij is genoteerd aan de Effectenbeurs van Euronext Amsterdam.

Grontmij is het derde grootste ingenieursbureau in Nederland qua omzet gemeten en heeft vestigingen in heel Europa. Het team Geotechniek valt onder de afdeling Waterbouw, tezamen met de teams, Kust & Rivieren, Ontwerp & Advies en Projectmanagement.

Doelstelling, onderzoeksvraag

Probleemstelling

De rekenmethodieken voor grondspanningen bij ontgravingen zijn voorgeschreven in de huidige normen en richtlijnen. Het probleem hierbij is dat deze berekeningsmethodes algemeen veelal algemeen geldend zijn en daarmee vaak leiden tot een conservatief ontwerp. Grontmij wil dat er een analyse gemaakt wordt van de bestaande normen en berekeningsmethodieken die hierop betrekking hebben. Vanuit deze analyse kan er een uitspraak gedaan worden omtrent dit probleem. Hieruit kan mogelijk een conclusie getrokken worden in de vorm van een vergelijking tussen de uitkomsten uit het PLAXIS en Msheet model op het gebied van geometrische- en geotechnische parameters.

Doelstelling

Het doel van dit onderzoek is om door het verkrijgen van gedetailleerdere informatie over de invloed van de geometrische en geotechnische parameters bij damwandconstructies binnen bouwkuipen.

Het kader waarin het onderzoek zich zal bevinden, heeft betrekking op het opzoeken van de grenzen bij de bestaande normen en richtlijnen. Zo is het doel bij een minimale ontwerpeis, de parameterafwijking in beeld te krijgen. Uit deze afwijkingen volgt een inzicht in de desbetreffende risico's. Om hier inzicht in te verkrijgen zullen er twee modellen met elkaar worden vergeleken. Dit betreft een model in Msheet (verend model) en een PLAXIS model (Hardening Soil). Dit kan mogelijk leiden tot een reductie op het gebied van kosten, tijd en tot het optimaal benutten van de grondcapaciteit/sterkte. Het onderzoek zal vanuit een grondmechanische/geotechnische invalshoek benaderd worden. Uiteindelijk zal een eindrapport volgen, waarin de resultaten naar voren komen. Een rapport waarin met behulp van grafieken en computermodellen duidelijk te zien is welke invloeden geometrische en geotechnische parameters hebben op een damwandconstructie.

Het bereiken van de doelstelling

Onderzoeksvraag

Welke optimalisaties en/of verbeteringen in de ontwerpproces met betrekking tot geotechnische- en geometrische parameters bij ontgravingen binnen bouwputten zijn er mogelijk?

Deelvragen

- Welke theorieën en berekeningsmethodieken zijn er op dit gebied en waar gaan deze vanuit?
- Zijn er grote verschillen tussen de praktische uitvoeringskennis en de theoretische richtlijnen?
- Welke invloeden en factoren zijn verantwoordelijk voor de spanningsveranderingen bij ontgravingen?
- Welke gebieden zijn onbekend op dit gebied en waarom is dit het geval?
- Welke aspecten worden niet of onvoldoende meegenomen in deze berekeningmethodieken?
- Waar liggen de kansen om een betere uitspraak te doen over spanningsveranderingen bij ontgravingen?

Werkwijze, aanpak

Dit afstudeeronderzoek zal bestaan uit 4 verschillende fases, die achtereenvolgens worden doorlopen. De eerste drie fases omvatten het eigenlijk onderzoek en de analyses die in de 4^{de} en afsluitende fase worden samengevoegd in een eindrapportage. De eindrapportage dient gecontroleerd en goedgekeurd te worden door de Hogeschool en door Grontmij. Hieronder staan de fases weergegeven:

- Literatuurstudie
- Berekeningsmethodieken analyseren
- Gevoeligheidsanalyse
- Eindscriptie met conclusie en aanbevelingen.

Literatuurstudie

De eerste fase van het onderzoek is de literatuurstudie. Het doel van deze fase is het in kaart brengen van de bestaande voorschreven normen, de geotechnische theorieën en ontwerpmethodes en de praktijk voorkomende oplossingen en problemen. Nadat dit in kaart gebracht is, kunnen de overeenkomsten en verschillen tussen de hierboven genoemde bronnen benoemd worden. Om de literatuur zo doelgericht en productief mogelijk te benaderen volg in een bepaalde systematiek tijdens deze studie:

- het in kaart brengen van het literatuurgebied;
- het opzoeken en verzamelen van de gewenste literatuur;
- het kritisch doornemen en beoordelen van de gevonden literatuur;
- vastleggen van essentiële informatie met daarbij de bronvermelding.

Literatuurgebied in kaart brengen

Hierbij is het van belang dat de projectgrenzen van het onderzoek goed vaststelt en afbakend, waardoor je de specifieke literatuur gemakkelijker kunt vinden. Door overleg met mijn begeleider vanuit Grontmij en de Hogeschool kan ik informatie verzamelen over het literatuurgebied en de theorieën die er bekend zijn. Hierbij kunnen ook deelvragen, zoektermen en trefwoorden enigszins bijdragen. Tijdens de start van mijn literatuurstudie zal ik hiervan een korte checklist maken, die ik stapsgewijs kan aflopen.

De gewenste literatuur opzoeken en verkrijgen

Nadat het literatuurgebied in kaart is gebracht, worden de verschillende bronnen opgezocht en geraadpleegd.

Tijdens de studie zullen de volgende bronnen geraadpleegd worden:

- Richtlijnen NEN 6740.
- De CUR 166 richtlijn ontwerp bouwkuipen en damwanden.
- Eurocode 7 met betrekking tot de veiligheidsfilosofie (veranderingen ten opzichte van NEN 6740).
- De NEN 6743 beschouwen voor het verticale draagvermogen van de damwanden.
- Aanwezige literatuur verzamelen en ervaring bij het afstudeerbedrijf opdoen Grontmij (via Kennismanagement Marco Peters).
- Inlezen en analytische en numerieke modellen bestuderen met betrekking tot de gevoeligheidsanalyse.
- Interviews met specialisten van ingenieursbureaus en aannemers.
- Documentatie HU en TU Delft.
- Referentieproject op het gebied van bouwkuipen en ontgravingen. (Spoortunnel delft)
- Informatie van internet HU, Rijkswaterstaat en NEN.
- Bezoeken van een referentieproject in Delft en daar kennis en ervaring inwinnen met betrekking tot dit onderwerp.

Globale indeling literatuurstudie naar verschillende theorieën en rapporten:

- Klassieke modellen van spanningsverspreiding (Boussinesq, Flamant, Poulos & Davis)
- Klassieke modellen van horizontale gronddruk (Blum, Rankine, Coulomb, Brinch Hansen).
- Rekenmethodieken beschreven in CUR 166 ontwerpen bouwkuipen en damwanden.
- Rekenmethodieken beschreven in NEN normen 6740 en Eurocode 7.
- Geavanceerde numerieke rekenmodellen (voor 2D- en 3D EEM analyses). Daarbij is te denken aan het Hardening-Soil model (Plaxis) en het verend ondersteund model (Msheet)

Het kritisch beoordelen informatie

De informatiebronnen die ik ga raadplegen worden hierboven benoemd en deze zal ik kritische en zorgvuldig bestuderen. Hieruit probeer ik de relevante informatie met betrekking tot dit onderzoek te destilleren. Ook is hierbij van belang dat de betrouwbaarheid van de literatuur gewaarborgd is.

Vastleggen waardevolle informatie

Wanneer in bepaalde literatuur belangrijke en nuttige informatie voorkomt wat gebruikt kan worden bij het onderzoek, is het van belang dat dit duidelijk en helder wordt vastgelegd. Het samenvatten van deze informatie is een pre. Hierbij moet extra aandacht besteed worden aan duidelijke uitgangspunten, randvoorwaarden en aannamen. Om mijn onderzoek te ondersteunen en te versterken wil ik de theorieën en normen die gelden kort beschrijven met daarbij de specifieke uitgangspunten en onderbouwing. Om uiteindelijk de theorieën met elkaar te vergelijken wil ik een matrix opstellen met de positieve en negatieve punten, het gebruikskader, de hoeveelheid benodigde informatie en betrouwbaar van de resultaten alsmede hiaten. In een Multi criteria evaluatie zullen de bovengenoemde punten worden afgewogen, zodat ik een duidelijk en overzichtelijk beeld kan krijgen van de verschillen. Ook is het van belang de bepaalde bronnen te noteren in de bronvermelding die uiteindelijk zal worden toegevoegd aan het eindrapport

Berekeningsmethodieken analyseren

Eerst is van belang de huidige methodieken en technieken te analyseren. In de NEN normen staan de randvoorwaarden en eisen beschreven die op dit gebied gelden en maatgevend zijn. Uit de literatuurstudie moeten de berekeningsmethodieken naar voren komen die daarin beschreven en wederom geanalyseerd zullen worden. Na deze fase moet er een duidelijk beeld zijn welke methodieken er zijn en hoe deze van elkaar verschillen in aanpak en rekenmethode. De volgende vragen moeten tijdens deze fase centraal staan:

- Welke methodieken worden toegepast? De klassieke mechanica modellen vergelijken met numerieke modellen.
- Welke aannames, randvoorwaarden en eisen zijn er gesteld in de normen en richtlijnen?
- Welke aspecten werken positief bij ontgravingen?

Gevoeligheidsanalyse

Deze fase volgt nadat de berekeningsmethodieken zijn geanalyseerd en in kaart gebracht. In deze fase zullen de benodigde modellen met behulp van computerprogramma's als MSheet en PLAXIS worden geanalyseerd, waarin parameters gevarieerd kunnen worden teneinde de invloed van de verschillende parameters op het uiteindelijke ontwerp van de damwand zichtbaar te maken. Er zal in deze fase meer inhoudelijk gekeken worden naar onder andere de invloed van de volgende parameters:

- oppervlakte, diepte en breedte van de ontgraving (geometrische parameters);
- grondsoorten (zand, veen, klei enz) en parameters (cohesie, hoek van inwendige wrijving, afglijvlakken) (geotechnische parameters).

Conclusie, Aanbeveling

Dit is de afsluitende fase van het onderzoek. De benodigde gegevens die verzameld, geanalyseerd en gerapporteerd zijn in de drie voorafgaande fases zullen in deze laatste fase worden samengevoegd. Er kan nu gekeken worden in hoeverre de beschouwde berekeningsmethodieken de best mogelijke en praktische methodieken zijn. Tevens zal er een aanbeveling geschreven worden waarin mogelijk aspecten aan de orde komen die zijn onderbelicht of te marginaal zijn meegenomen in de berekening.

Middelen

Communicatiemiddelen

- Contactmomenten en terugkoppeling met mijn begeleider bij Grontmij. De frequentie van dit contact zal nog nader worden bepaald, (ordergrootte 1 a 2 keer per maand).
- Contactmomenten en terugkoppeling begeleider vanuit de Hogeschool Utrecht (Ursula Backhausen) gemiddeld 1 keer per week. Deze zullen per email geschieden en mogelijk zullen er een aantal persoonlijke besprekingen zijn op de Hogeschool of bij Grontmij.
- Update vorderingen aan Arnold Kleinjan (Teamleider Geotechniek Grontmij) en Rutger Beekhuis (Trace). De frequentie van deze update is nog nader te bepalen.
- Update 2^{de} begeleider Hogeschool Utrecht (Frans van den Heerden) frequentie ongeveer 1 keer per maand.
- Mogelijke contact sessies op de Hogeschool met andere afstudeerders en met afstudeerders bij Grontmij.

Werklocaties

- Werkplek bij Grontmij te De Bilt. Vanaf de gevoeligheidsanalyse fase zal ik waarschijnlijk frequenter te vinden zijn op deze werkplek, doordat hier alle benodigde software beschikbaar is.
- Mogelijk tijdelijke werkplek bij Grontmij projectbureau te Rotterdam in het kader van het referentieproject Spoortunnel Delft.
- Bibliotheken en andere kenniscentra. Tijdens het eerste deel van het onderzoek (literatuurstudie) zal ik veel te vinden zijn in de Bibliotheek in Delft, doordat daar veel informatie verkrijgbaar is op het onderzoeksterrein.
- Lokalen en discussieruimtes Hogeschool Utrecht.
- Het doorwerken van literatuur in mijn eigen woning te Amsterdam.

Software

- Microsoft Office voor verslaglegging (Word, Excel, Powerpoint, Visio en Project).
- Computerprogramma's voor geotechnische analyses:
 - o MSheet (versie 7.9); continu verend ondersteund liggermodel op basis van horizontale (actieve- en passieve) gronddrukken;
 - o PLAXIS 2D (versie 9); eindige elementenmodel (EEM) voor gedetailleerdere parameterbenadering en spanningsverloop (Mohr-Coulomb model en Hardening Soil Model);
- Autocad voor constructieve tekeningen.

Competenties

Beroepsgerichte vakgebieden

Tijdens dit afstudeeronderzoek zijn er verschillende vakgebieden waarmee in aanraking gekomen zal worden. Te denken is aan:

- Geotechnische analyses en berekening.
- Constructieve berekeningen op het gebied van staal en beton.
- Uitvoeringstechnische aspecten bij ontgravingen en vervaardigen bouwputten.

Persoonlijke leerdoelen

- Inzicht verkrijgen in de werkwijze en werkzaamheden op een advies- en ingenieursbureau.
- Het uitvoeren van een afstudeeronderzoek en het helder en logisch leren rapporteren van uitkomsten en resultaten. Ook het bestuderen van bepaalde literatuur en hieruit de essentie weten te halen.
- Meer kennis en inzicht verkrijgen in grondspanningen bij ontgravingen. Meer te weten komen op het gebied van geotechnische grondconstructies.
- Huidige kennis vernieuwen met desbetreffende Eurocode (Eurocode 7).
- Het systematische en tijdsgericht werken met een bepaalde kwaliteitsstandaard.
- Het verbeteren en verbreden van mijn kennis over software.

Globale Inhoudsopgave Eindrapport

- Inleiding
- Probleemanalyse
 - Probleemstelling
 - Doelstelling
- Randvoorwaarden en uitgangspunten
 - Normen en richtlijnen
 - NEN Geotechniek
 - Eurocode 7 (veiligheidsfilosofie)
 - Plan van Aanpak
- Rekenmodellen
 - Klassieke spanningsmodellen en gronddrukmodellen
 - Cirkel van Mohr-Coulomb
 - Boussinesq
 - Poulos & Davis
 - Flamant
 - Coulomb
 - Rankine
 - Blum
 - Brinch-Hansen
 - Analytische rekenmodellen
 - Continu verend ondersteunde ligger
 - Rechte en gekromde glijvlakken;
 - MSheet
 - Numerieke EEM-rekenmodellen (PLAXIS)
 - Mohr-Coulomb
 - Hardening Soil
- Gevoeligheidsanalyse
 - Opzet
 - Beschrijving toegepaste modellen
 - Variatie geometrische parameters
 - Variatie geotechnische parameters
 - Resultaten
 - Conclusies gevoeligheidsanalyse
- Case: Spoortunnel Delft
 - Beschrijving project
 - Beschrijving case
 - Conclusies case
- Conclusies en Aanbevelingen
- Literatuurlijst

Tijdschema en planning

Hieronder is een globale weergave gegeven van een tijdschema wat gekoppeld is aan de 4 fases die tijdens het onderzoek moet worden doorlopen. Dit is de voorlopige planning, die dient als leidraad tijdens dit onderzoek.

Weken	Weeknummer	Onderdeel	Fase
1	38	Start afstuderen, PvA en kick off literatuurstudie	1
2	39	Beschrijven theorieen spanning, hor spanning	1
3	40	Beschrijven theorieen spanning, hor spanning	1
4	41	Afronden theorieen, studie omtrent modellen	1
5	42	Afronden literatuurstudie, concept indienen begeleider	1
6	43	Referentie project Delft Grontmij	1
7	44	Berekeningsmethodieken analyseren	2
8	45	Berekeningsmethodieken analyseren	2
9	46	Berekeningsmethodieken afronden, concept opleveren	2
10	47	Start gevoeligheidsanalyse parameters modellen	3
11	48	Gevoeligheidsanalyse parameters	3
12	49	Gevoeligheidsanalyse parameters	3
13	50	Gevoeligheidsanalyse parameters	3
14	51	Afronding gevoeligheidsanalyse parameters	3
15	52	Vrij	
16	1	Conclusie en Aanbeveling, eindrapportage	4
17	2	Conclusie en Aanbeveling, afronden eindrapportage	4

Contactgegevens

Student

Naam: Rense van IJken
Opleiding: HBO Civiele Techniek, Hogeschool Utrecht
Studentnummer: 1503250
Telefoonnummer: 06 22 08 95 30
Email: rensevanijken@hotmail.com
rensewiebe.vanijken@student.hu.nl
Adres: Nootdorpstraat 6-2, 1062 JK Amsterdam

1^{ste} Begeleider HU

Naam: Ursula Backhausen
Telefoonnummer: 030-2388141
Email: ursula.backhausen@hu.nl

2^{de} Begeleider HU

Naam: Frans van Heerden
Telefoonnummer: 030-2388718
Email: frans.vanheerden@hu.nl

Begeleider Grontmij

Bedrijf: Grontmij Infrastructuur & Milieu
Adres: De holle bilt 22, 3732 HM, De Bilt
Naam: Marco Peters
Functie: Senior adviseur Geotechniek
Telefoonnummer: 030 220 76 13
Email: marco.peters@grontmij.nl

Teamleider Grontmij

Bedrijf: Grontmij Infrastructuur & Milieu
Adres: De holle bilt 22, 3732 HM, De Bilt
Naam: Arnold Kleinjan

Functie: Teamleider Geotechniek
Telefoonnummer: 030 220 77 11
Email: arnold.kleinjan@grontmij.nl

Datum aanvang afstuderen: 14-09-2009
Verwachte datum afronding: 11-01-2009

9.3 Bijlage 3 Onverankerde situatie, variatie 1 en 2

Tabellen

Zand, ϕ

ϕ [°]	c [Kn/m ²]	Mveld [knm]	U [mm]	Gemobiliseerde grond [%]	Fs Veiligheid [-]
30.0	0	93.1	15.8	16.8	4.60
32.5	0	88.2	14.9	16.6	4.63
35.0	0	77.6	12.4	16.1	4.66
37.5	0	67.7	10.4	15.5	4.69
40.0	0	59.9	9.1	14.8	4.73

Klei, ϕ

ϕ [°]	c [Kn/m ²]	Mveld [knm]	U [mm]	Gemobiliseerde grond [%]	Fs Veiligheid [-]
17.5	0	665.1	178.3	28.7	4.37
20.0	0	629.0	165.8	27.5	4.39
22.5	0	596.4	154.7	26.4	4.40
25.0	0	566.8	145	25.4	4.42
27.5	0	540.3	136.5	24.5	4.44

ϕ [°]	c [Kn/m ²]	Mveld [knm]	U [mm]	Gemobiliseerde grond [%]	Fs Veiligheid [-]
17.5	2.5	413.9	97.5	21.5	4.43
20.0	2.5	373.6	86.3	20.4	4.45
22.5	2.5	332.5	75.4	19.5	4.47
25.0	2.5	291.3	64.9	18.7	4.49
27.5	2.5	254.8	55.9	18.1	4.5

ϕ [°]	c [Kn/m ²]	Mveld [knm]	U [mm]	Gemobiliseerde grond [%]	Fs Veiligheid [-]
17.5	5	242.7	52	17.9	4.50
20.0	5	213.6	45.2	17.3	4.51
22.5	5	184.7	38.6	16.8	4.53
25.0	5	159.8	33.0	16.4	4.55
27.5	5	140.1	28.7	15.9	4.57

Klei, c

ϕ [°]	c [Kn/m ²]	Mveld [knm]	U [mm]	Gemobiliseerde grond [%]	Fs Veiligheid [-]
17.5	0	665.1	178.3	28.7	4.37
17.5	2.5	413.9	97.5	21.5	4.43
17.5	5	242.7	52	17.9	4.50

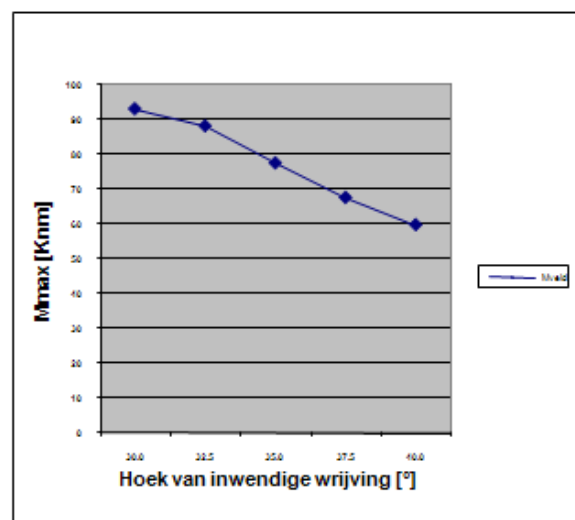
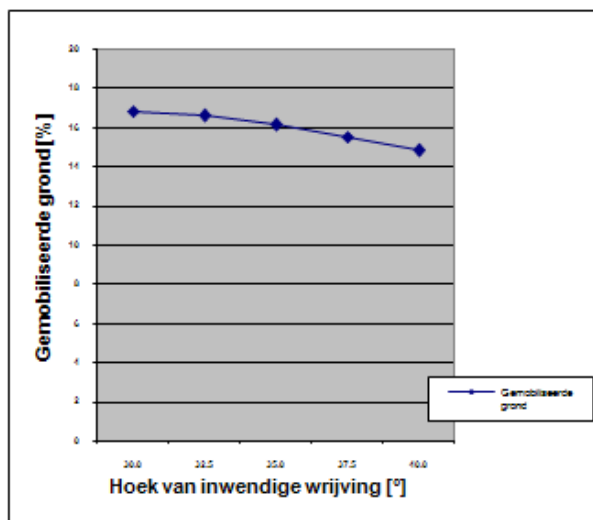
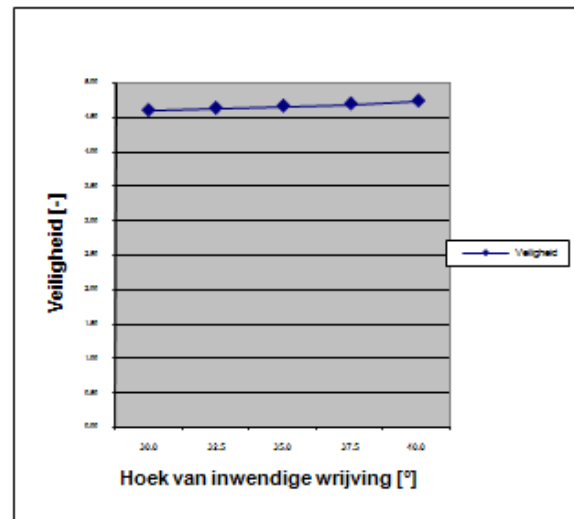
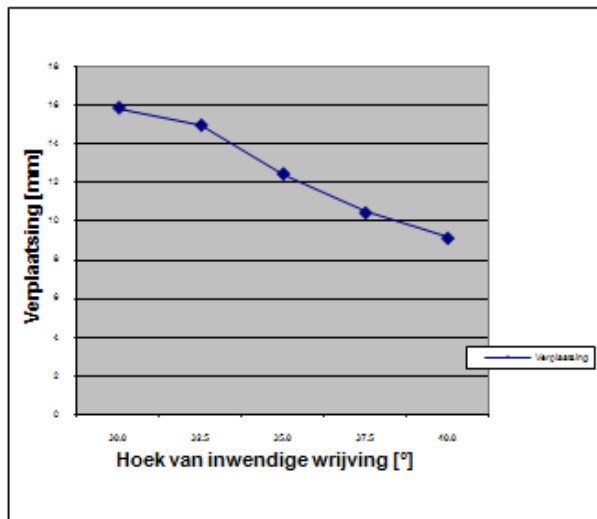
ϕ [°]	c [Kn/m ²]	Mveld [knm]	U [mm]	Gemobiliseerde grond [%]	Fs Veiligheid [-]
20.0	0	629.0	165.8	27.5	4.39
20.0	2.5	373.6	86.3	20.4	4.45
20.0	5	213.6	45.2	17.3	4.51

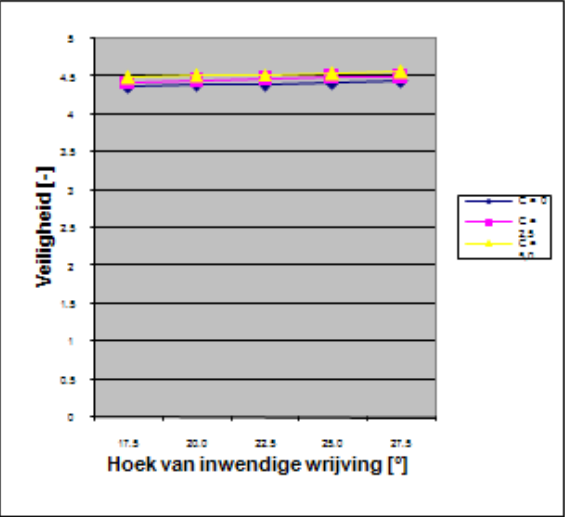
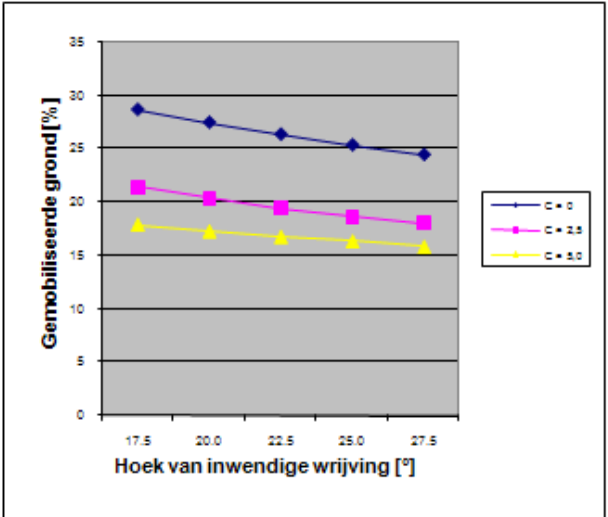
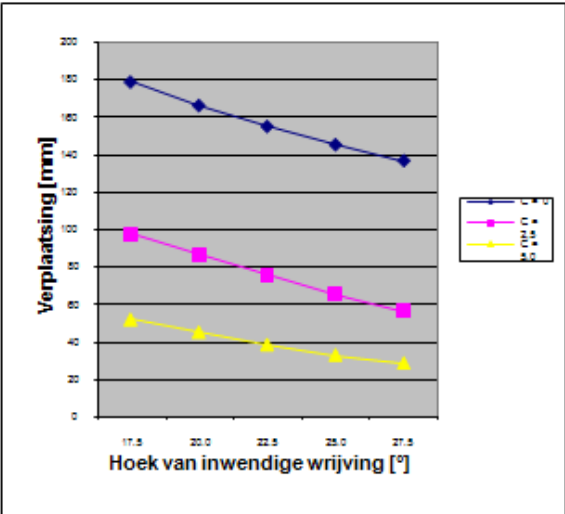
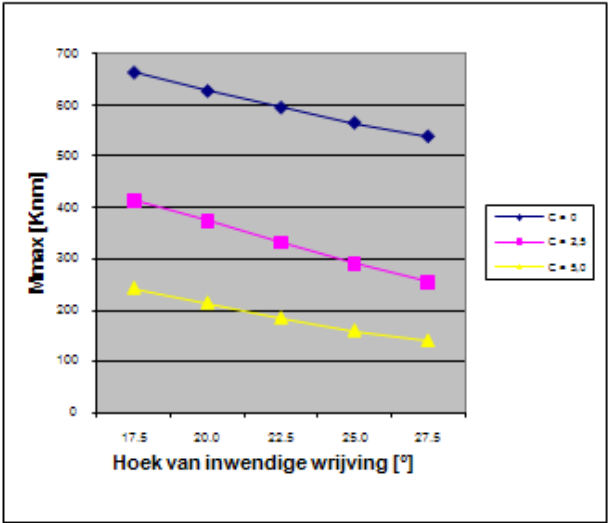
ϕ [°]	c [Kn/m2]	Mveld [knm]	U [mm]	Gemobiliseerde grond [%]	Fs Veiligheid [-]
22.5	0	596.4	154.7	26.4	4.40
22.5	2.5	332.5	75.4	19.5	4.47
22.5	5	184.7	38.6	16.8	4.53

ϕ [°]	c [Kn/m2]	Mveld [knm]	U [mm]	Gemobiliseerde grond [%]	Fs Veiligheid [-]
25.0	0	566.8	145	25.4	4.42
25.0	2.5	291.3	64.9	18.7	4.49
25.0	5	159.8	33.0	16.4	4.55

ϕ [°]	c [Kn/m2]	Mveld [knm]	U [mm]	Gemobiliseerde grond [%]	Fs Veiligheid [-]
27.5	0	540.3	136.5	24.5	4.44
27.5	2.5	254.8	55.9	18.1	4.5
27.5	5	140.1	28.7	15.9	4.57

Grafieken





9.4 Bijlage 4 Onverankerde situatie, variatie 3 en 4

Tabellen

Zand, φ

Laag 1

φ [°]	Mveld [knm]	U [mm]	Gemobiliseerde grond [%]	Fs Veiligheid [-]
30.0	688.1	188.5	31.0	3.74
32.5	677.8	184.7	30.7	3.74
35.0	664.5	179.9	30.3	3.74
37.5	651.3	175.0	29.8	3.75
40.0	638.9	170.5	29.4	3.75

Laag 2

φ [°]	Mveld [knm]	U [mm]	Gemobiliseerde grond [%]	Fs Veiligheid [-]
30.0	136.6	29.6	14.9	5.36
32.5	130.2	28.0	14.8	5.39
35.0	112.2	22.0	14.5	5.41
37.5	98.5	17.3	14.2	5.43
40.0	90.3	14.3	14.0	5.46

Klei

Laag 1

φ [°]	c [Kn/m ²]	Mveld [knm]	U [mm]	Gemobiliseerde grond [%]	Fs Veiligheid [-]
17.5	0	147.1	31.6	15.0	5.38
20.0	0	138.2	29.7	14.9	5.38
22.5	0	130.2	28	14.8	5.39
25.0	0	123.2	26.4	14.7	5.39
27.5	0	116.9	25.0	14.6	5.4

φ [°]	c [Kn/m ²]	Mveld [knm]	U [mm]	Gemobiliseerde grond [%]	Fs Veiligheid [-]
17.5	2.5	105.7	22.6	14.4	5.39
20.0	2.5	99.9	21.4	14.4	5.4
22.5	2.5	94.8	20.3	14.3	5.40
25.0	2.5	90.3	19.3	14.2	5.41
27.5	2.5	86.4	18.5	14.2	5.41

φ [°]	c [Kn/m ²]	Mveld [knm]	U [mm]	Gemobiliseerde grond [%]	Fs Veiligheid [-]
17.5	5	72.0	15.6	14.0	5.41
20.0	5	69.0	15	13.9	5.42
22.5	5	66.7	14.5	13.9	5.42
25.0	5	64.6	14.1	13.9	5.43
27.5	5	63.1	13.8	13.8	5.43

Klei

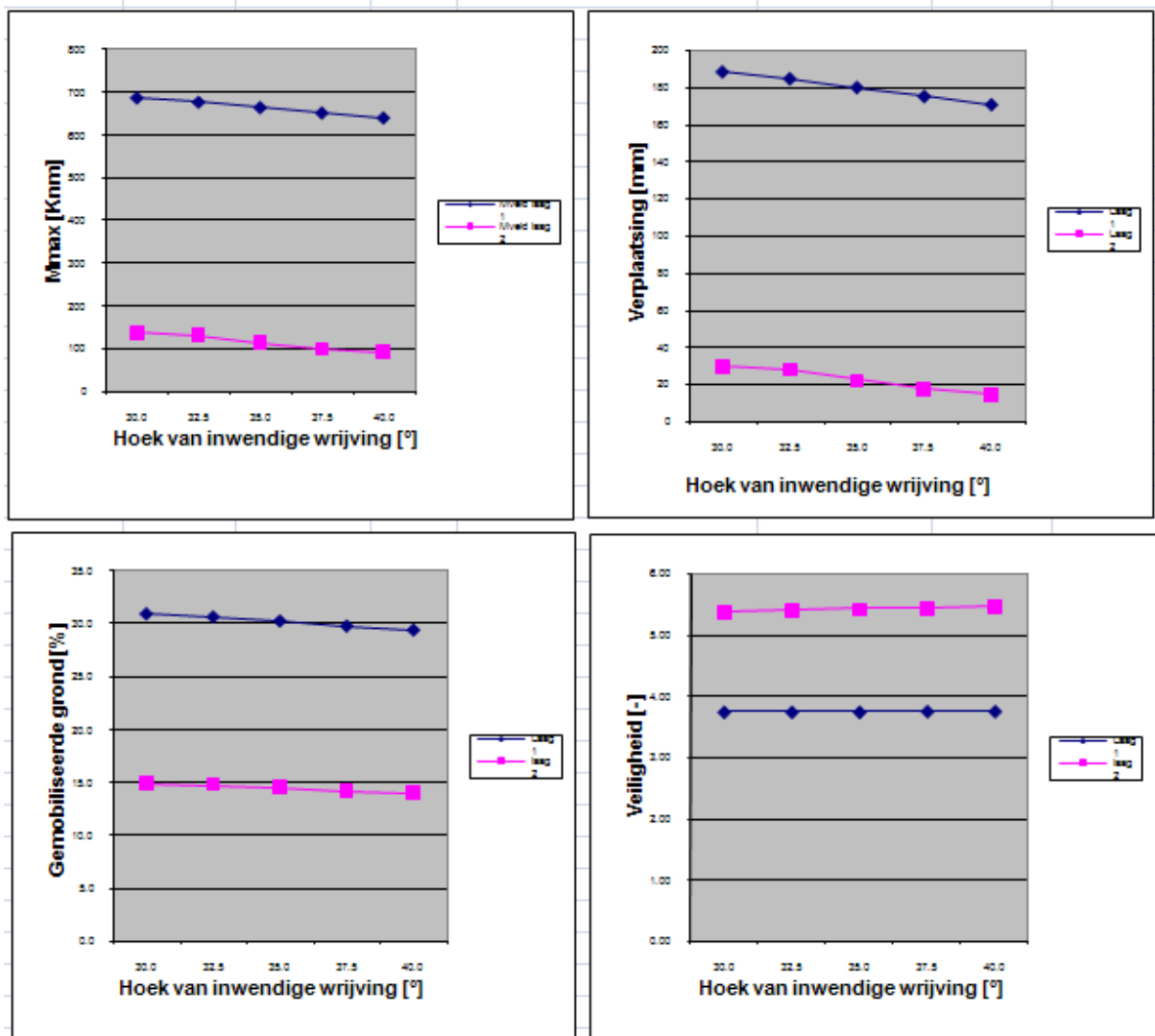
Laag 2

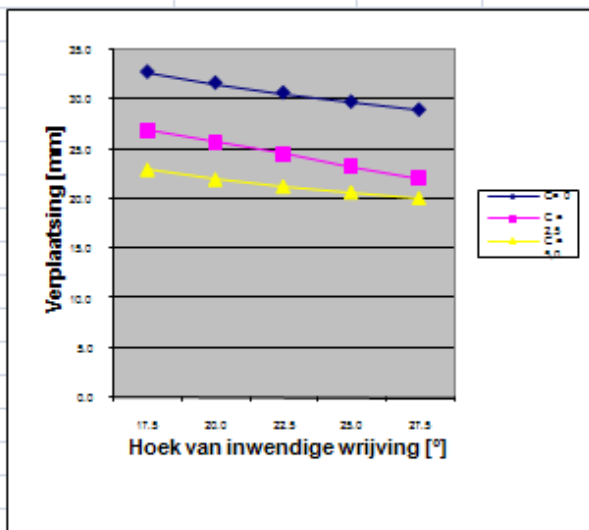
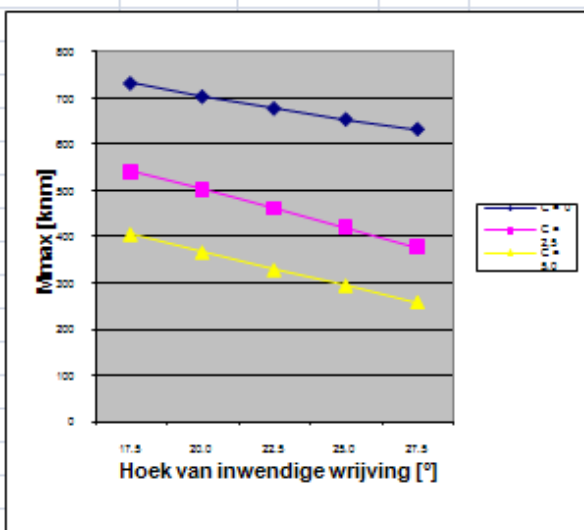
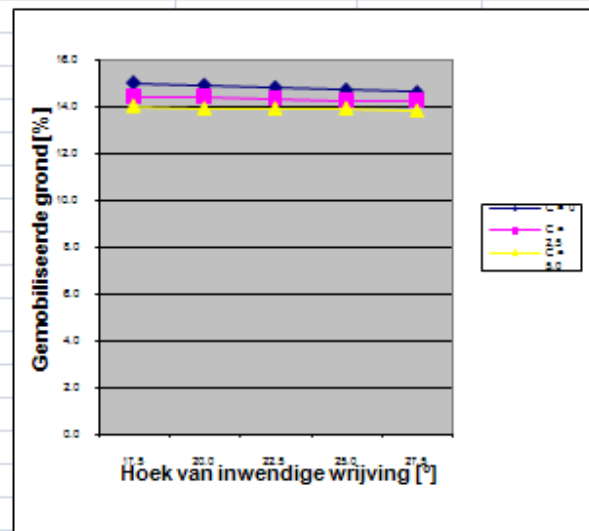
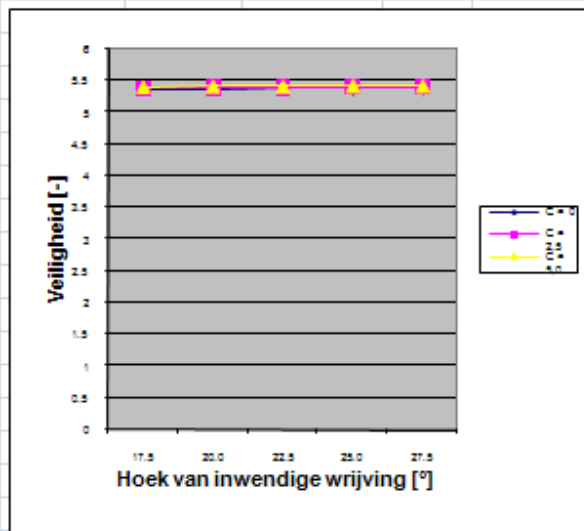
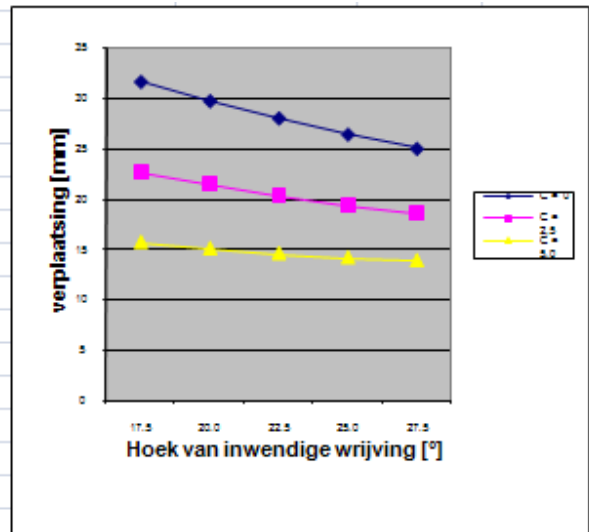
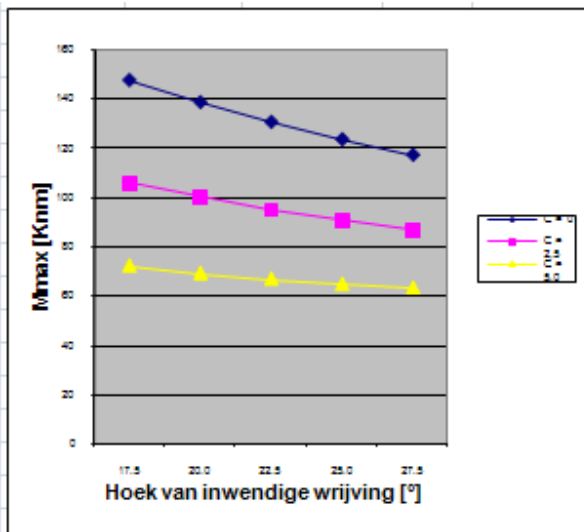
φ [°]	c [Kn/m ²]	Mveld [knm]	U [mm]	Per mob resistance [%]	Fs Veiligheid [-]
17.5	0	732.1	204.8	32.8	3.71
20.0	0	703.6	194.2	31.7	3.73
22.5	0	677.8	184.7	30.7	3.74
25.0	0	654.6	176.4	29.8	3.75
27.5	0	633.5	169.0	29.0	3.77

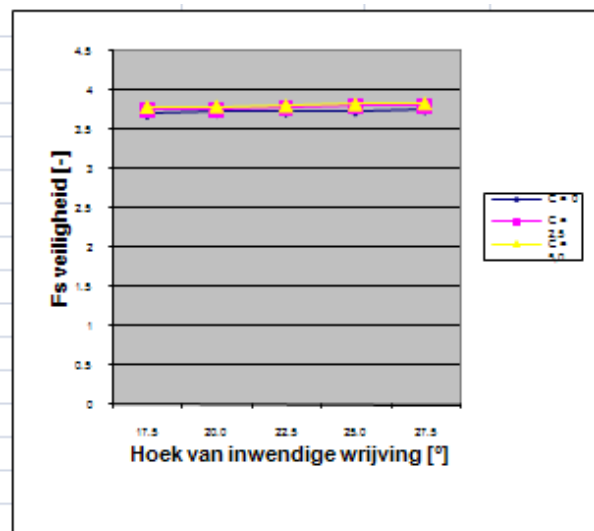
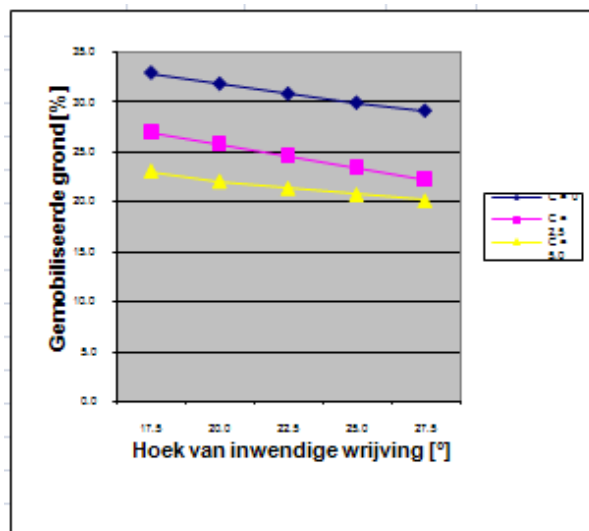
φ [°]	c [Kn/m2]	Mveld [knm]	U [mm]	Per mob resistance [%]	Fs Veiligheid [-]
17.5	2.5	542.7	137.7	26.9	3.75
20.0	2.5	502.8	125.3	25.7	3.76
22.5	2.5	462.1	113.2	24.5	3.78
25.0	2.5	420.8	101.2	23.3	3.79
27.5	2.5	376.3	88.9	22.1	3.80

φ [°]	c [Kn/m2]	Mveld [knm]	U [mm]	Per mob resistance [%]	Fs Veiligheid [-]
17.5	5	407.0	96.5	23.0	3.79
20.0	5	367.3	85.8	22	3.80
22.5	5	328.6	75.8	21.3	3.81
25.0	5	293.9	67.1	20.7	3.83
27.5	5	257.6	58.3	20.1	3.84

Grafieken







9.5 Bijlage 5 Verankerde situatie, variatie 1 en 2

Tabellen

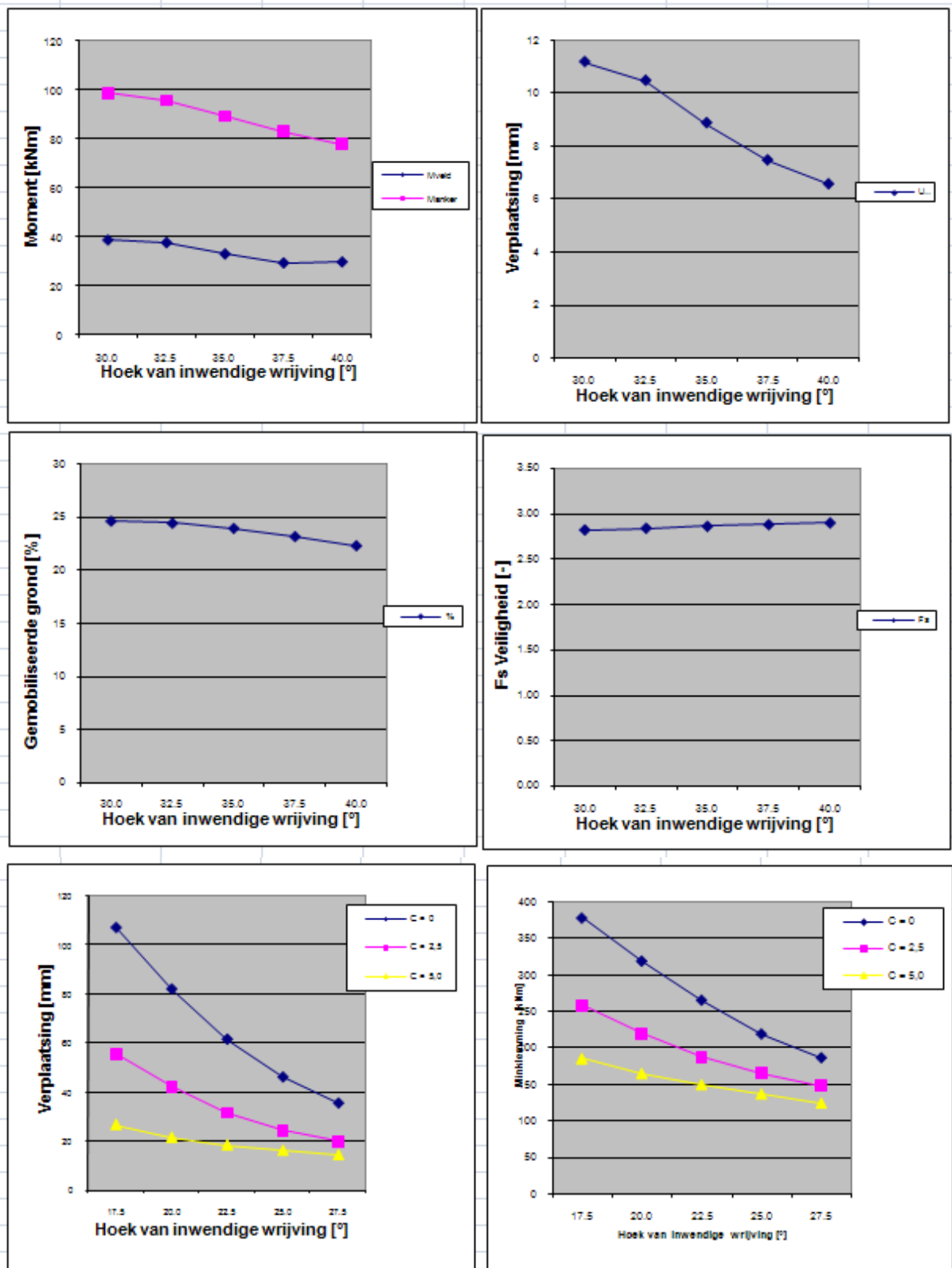
ϕ [°]	M _{veld} [kNm]	M _{anker} [kNm]	F _{support} [kN]	U [mm]	Mob [%]	F _s Veiligheid [-]
30.0	38.7	98.9	180.2	11.2	24.7	2.82
32.5	37.6	95.8	174.6	10.5	24.5	2.84
35.0	32.9	89.4	162.2	8.9	24	2.86
37.5	29.2	83.1	151.4	7.5	23.2	2.88
40.0	29.6	77.9	142.5	6.6	22.3	2.9

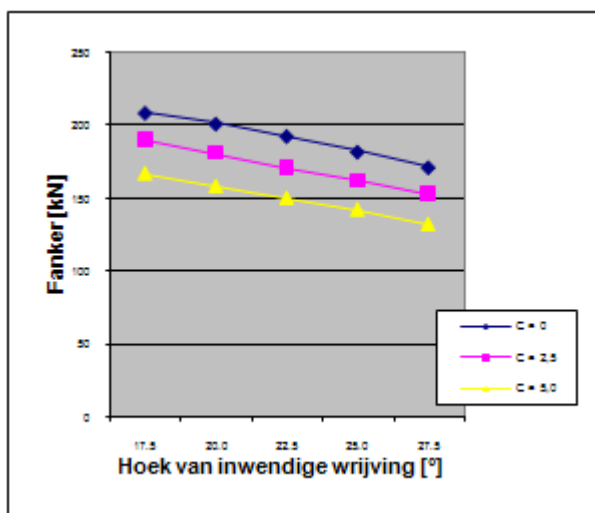
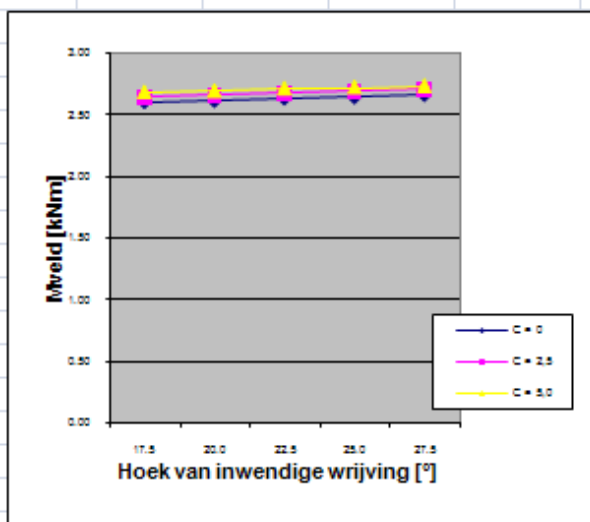
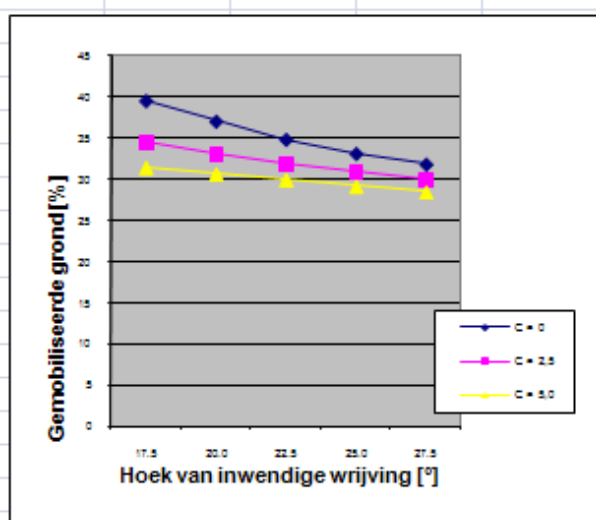
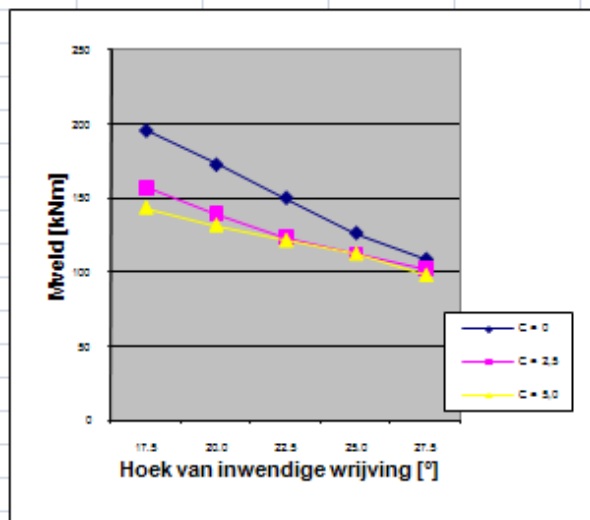
ϕ [°]	C [kN/m ²]	M _{veld} [kNm]	M _{inklem} [kNm]	F _{support} [kN]	U [mm]	Per mob resistance [%]	F _s [-]
17.5	0	195.5	377.4	208.1	107.4	39.6	2.60
20.0	0	172.4	318.5	200.7	82.2	37.1	2.61
22.5	0	149.9	265	192.4	61.6	34.9	2.63
25.0	0	126.1	218.7	181.8	46.1	33.2	2.64
27.5	0	108.3	186.1	171.3	35.4	31.9	2.66

ϕ [°]	C [kN/m ²]	M _{veld} [kNm]	M _{inklem} [kNm]	F _{support} [kN]	U [mm]	Per mob resistance [%]	F _s [-]
17.5	2.5	157.8	257.6	190.1	55.6	34.5	2.64
20.0	2.5	139.9	218.7	180.9	42	33.0	2.65
22.5	2.5	123.8	186.8	170.6	31.6	31.9	2.67
25.0	2.5	112.6	164.7	161.4	24.4	30.9	2.68
27.5	2.5	102.2	147.7	152.3	19.8	30	2.7

ϕ [°]	C [kN/m ²]	M _{veld} [kNm]	M _{inklem} [kNm]	F _{support} [kN]	U [mm]	Per mob resistance [%]	F _s [-]
17.5	5	143.4	185.8	166.9	26.8	31.5	2.68
20.0	5	131.6	165.2	158.2	21.5	30.7	2.69
22.5	5	121.3	149.6	150	18.4	30	2.71
25.0	5	112.2	136.7	142.1	16.1	29.2	2.72
27.5	5	97.7	124	132	14.3	28.5	2.73

Grafieken





9.6 Bijlage 6 Verankerde situatie, variatie 3 en 4

Tabellen

ϕ [°]	Mveld [knm]	Manker [knm]	Fsupport [Kn]	U [mm]	Mob [%]	Fs Veiligheid [-]
30.0	237.2	170.6	326.6	23.1	35.5	2.33
32.5	238.3	170.8	324.7	22.5	35.3	2.33
35.0	240.6	180	329.1	20.7	34.9	2.33
37.5	242.2	190.3	333.3	19.1	34.4	2.34
40.0	242.8	197.7	334.6	18.1	34.1	2.34

ϕ [°]	Mveld [knm]	Manker [knm]	Fsupport [Kn]	U [mm]	Mob [%]	Fs Veiligheid [-]
30.0	91	43.1	98.2	27.8	23.4	3.25
32.5	93	42.6	96.4	27.6	23.3	3.27
35.0	101.8	40.2	88.5	26.4	22.9	3.29
37.5	108.4	38.1	81.2	25.3	22.3	3.3
40.0	111.7	36.7	76.4	24.4	21.6	3.32

ϕ [°]	C [kn/m2]	Mveld [knm]	Manker [knm]	Fsupport [Kn]	U [mm]	Per mob resistance [%]	Fs Veiligheid [-]
17.5	0	125.4	43.2	95.7	34.8	23.80	3.26
20.0	0	108.4	43.1	96.2	31.0	23.5	3.26
22.5	0	93	42.6	96.4	27.6	23.3	3.27
25.0	0	78.7	42	96.6	24.4	23.1	3.27
27.5	0	65.5	41.2	96.7	21.5	22.9	3.28

ϕ [°]	C [kn/m2]	Mveld [knm]	Manker [knm]	Fsupport [Kn]	U [mm]	Per mob resistance [%]	Fs Veiligheid [-]
17.5	2.5	70.8	37.5	94.4	22.5	23.0	3.27
20.0	2.5	63.7	36.3	93.6	20.1	22.9	3.28
22.5	2.5	60.1	35.1	92.8	17.8	22.7	3.28
25.0	2.5	57.1	34.2	92.5	15.7	22.6	3.29
27.5	2.5	54.6	33.2	91.6	13.9	22.5	3.29

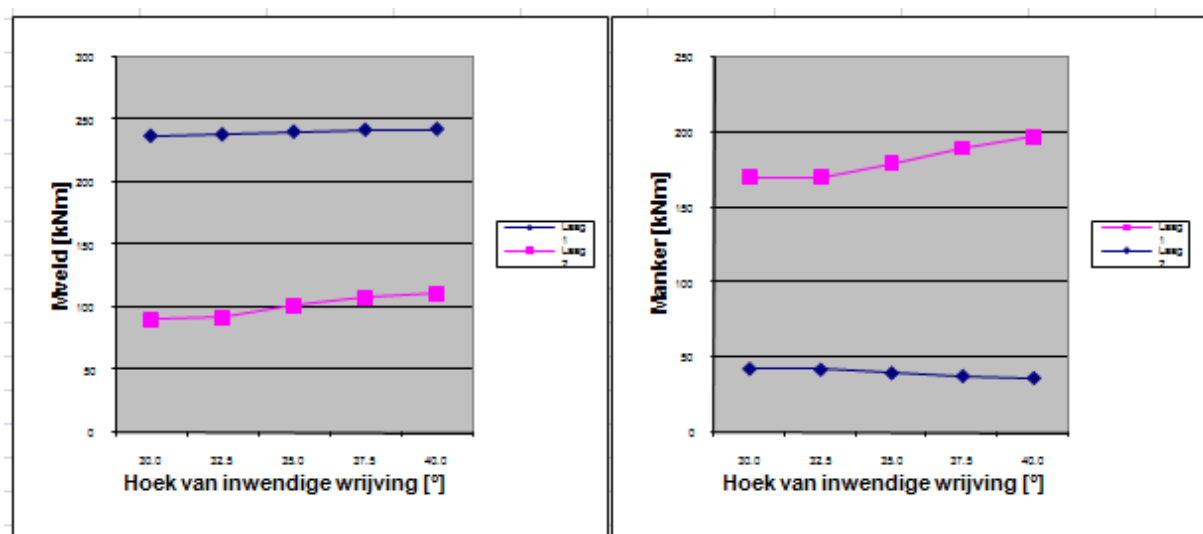
ϕ [°]	C [kn/m2]	Mveld [knm]	Manker [knm]	Fsupport [Kn]	U [mm]	Per mob resistance [%]	Fs Veiligheid [-]
17.5	5.0	55.4	29.8	87.4	14	22.5	3.29
20.0	5.0	53.3	29.2	86.8	12.3	22.4	3.29
22.5	5.0	51.7	28.9	86.2	11	22.3	3.3
25.0	5.0	50.6	28.5	85.1	10.2	22.2	3.3
27.5	5.0	49.9	28.3	83.9	9.7	22.2	3.3

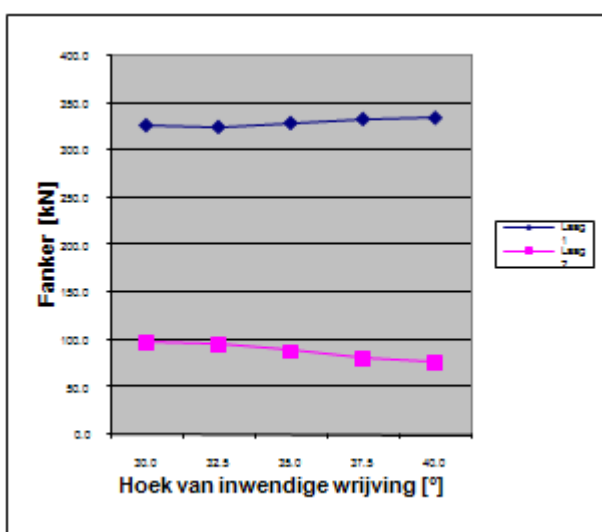
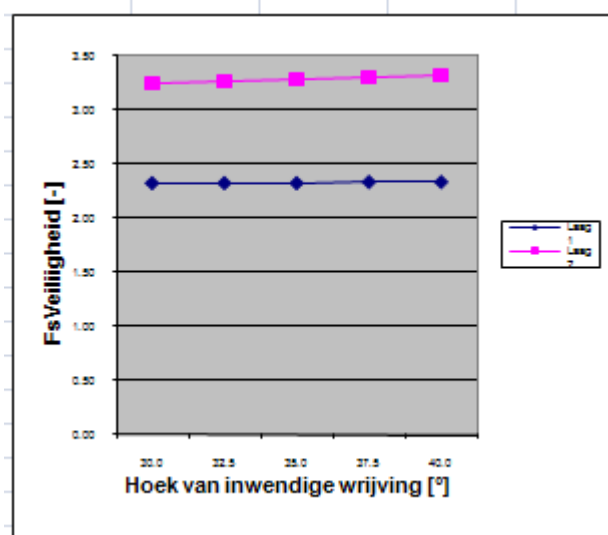
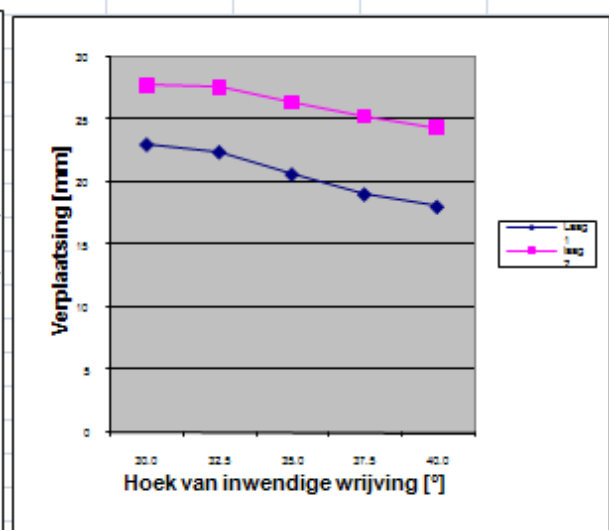
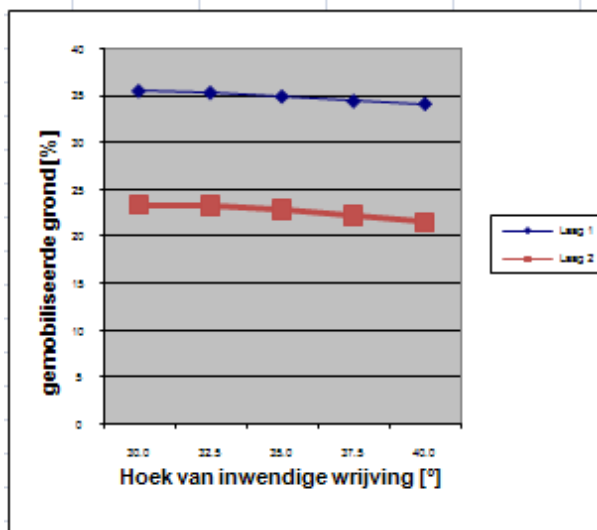
ϕ [°]	C [kn/m ²]	Mveld [kNm]	Manker [kNm]	Fsupport [Kn]	U [mm]	Per mob resistance [%]	Fs Veiligheid [-]
17.5	0.0	295.3	181.4	355.5	27.3	36.7	2.31
20.0	0.0	267.3	176.2	340.3	24.6	36	2.32
22.5	0.0	238.3	170.8	324.7	22.5	35.3	2.33
25.0	0.0	210.3	165.3	309.3	20.7	34.7	2.34
27.5	0.0	184.9	159.9	294.7	19.3	34	2.35

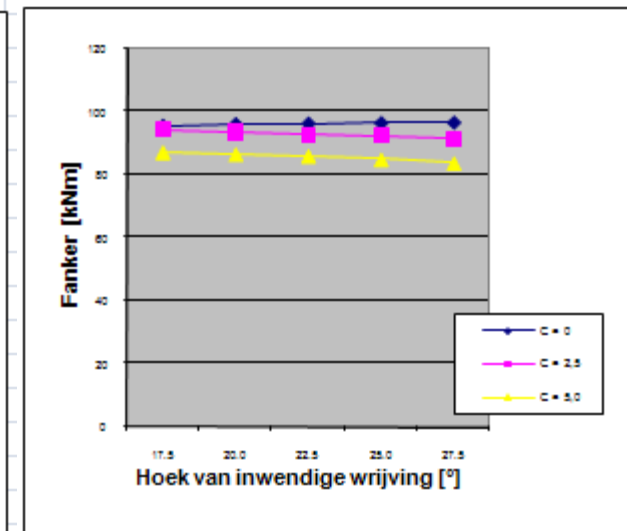
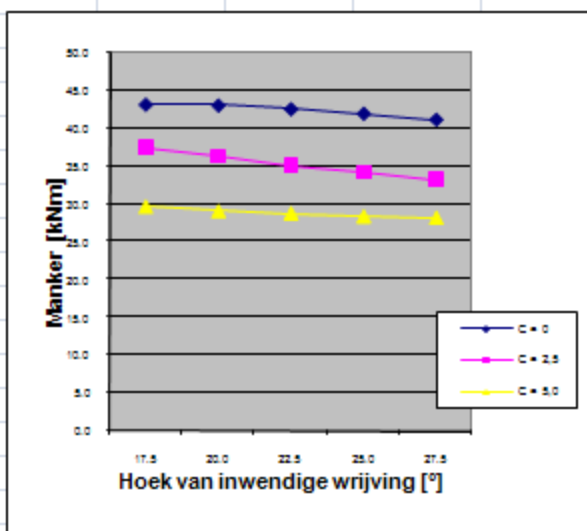
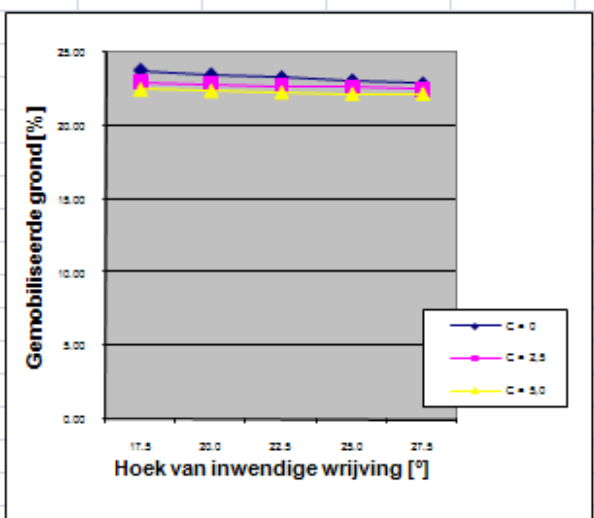
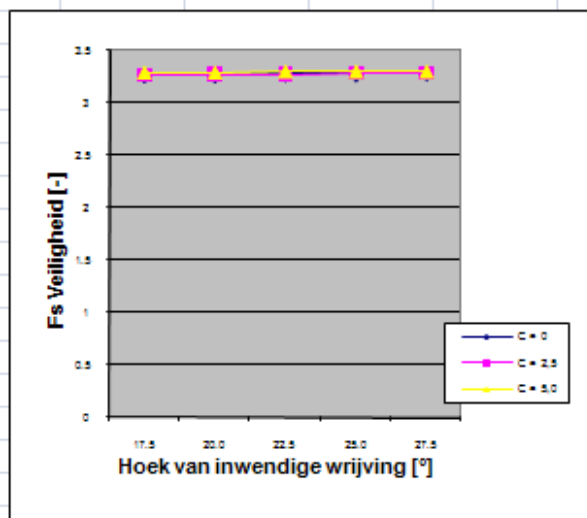
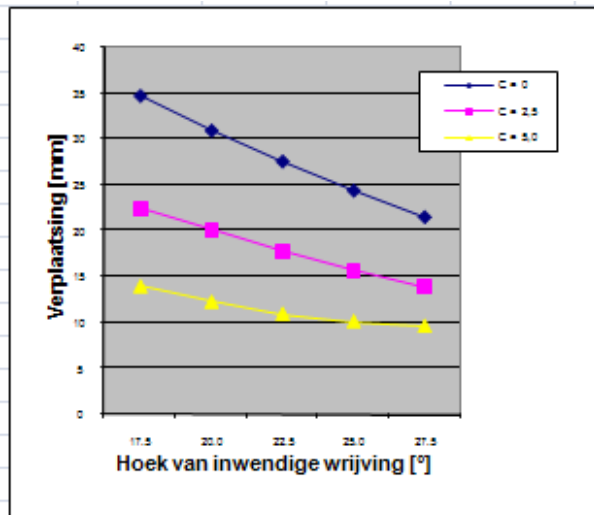
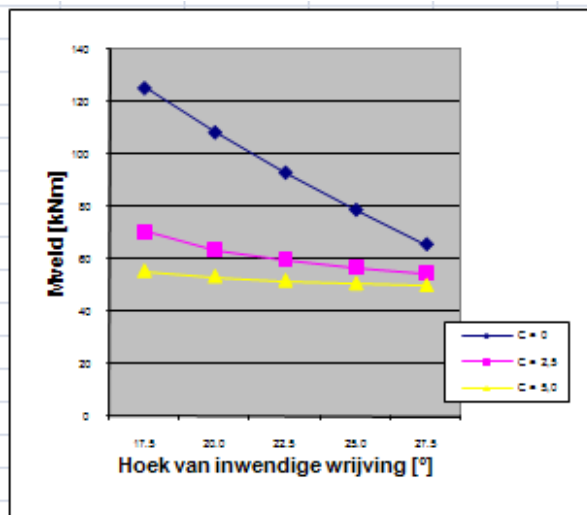
ϕ [°]	C [kn/m ²]	Mveld [kNm]	Manker [kNm]	Fsupport [Kn]	U [mm]	Per mob resistance [%]	Fs Veiligheid [-]
17.5	2.5	249.2	172.5	329	23.4	35.7	2.33
20.0	2.5	222.3	167.2	314.1	21.4	35.1	2.34
22.5	2.5	198.8	162.2	300.4	19.9	34.4	2.35
25.0	2.5	176.9	157.5	287.7	18.6	33.8	2.36
27.5	2.5	153.6	151.6	273.3	17.3	33	2.37

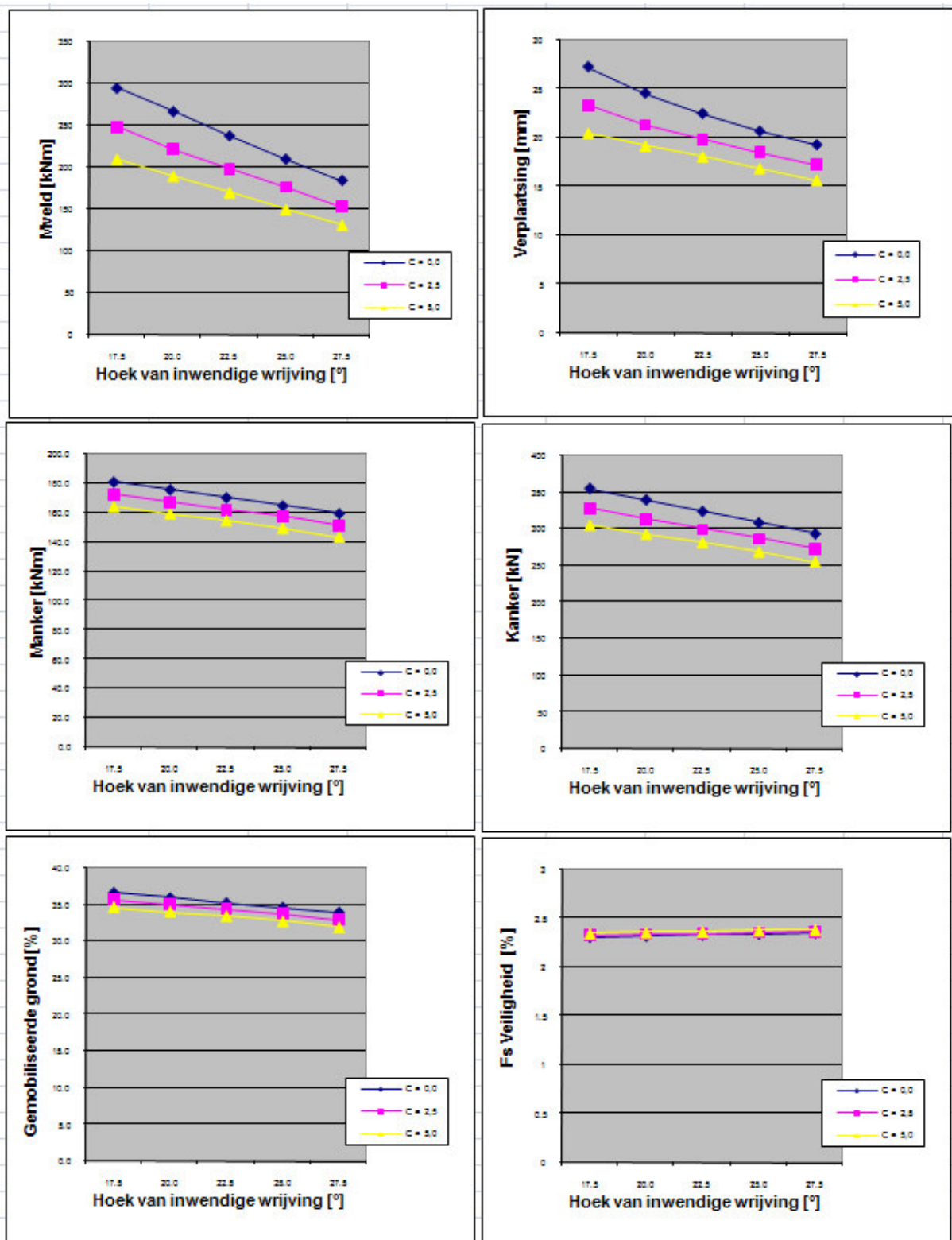
ϕ [°]	C [kn/m ²]	Mveld [kNm]	Manker [kNm]	Fsupport [Kn]	U [mm]	Per mob resistance [%]	Fs Veiligheid [-]
17.5	5.0	210.4	164.3	306	20.5	34.7	2.35
20.0	5.0	190.2	159.6	293.7	19.2	34.1	2.36
22.5	5.0	170.6	155.1	282	18.1	33.5	2.37
25.0	5.0	150.4	149.9	269.1	16.9	32.8	2.38
27.5	5.0	131.6	143.9	255	15.7	32	2.39

Grafieken



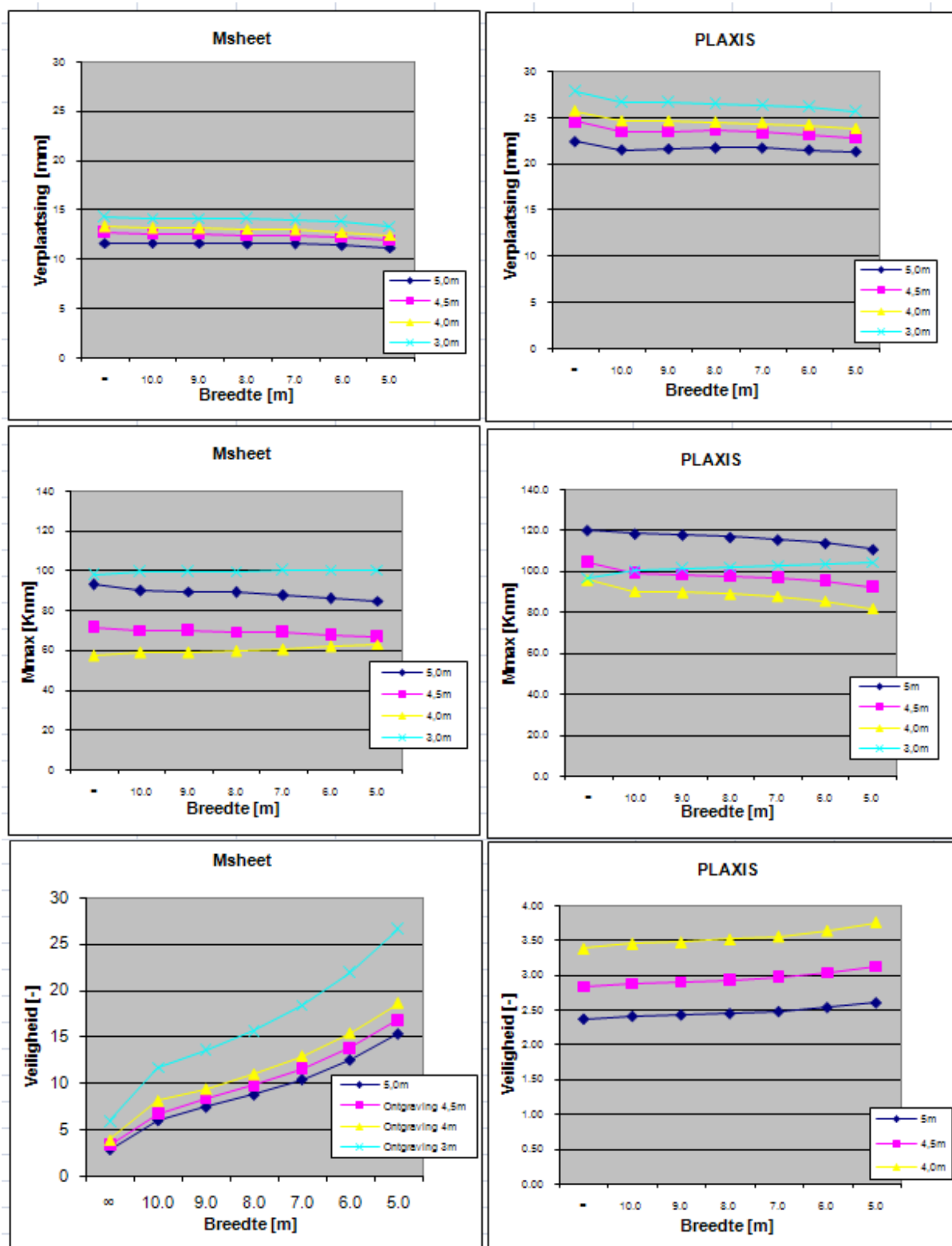


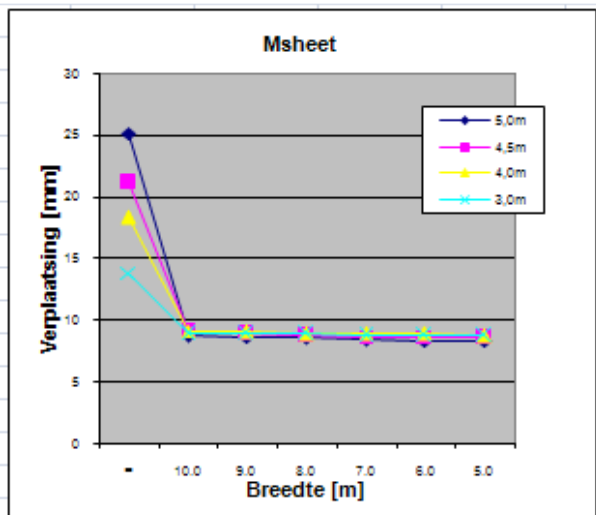
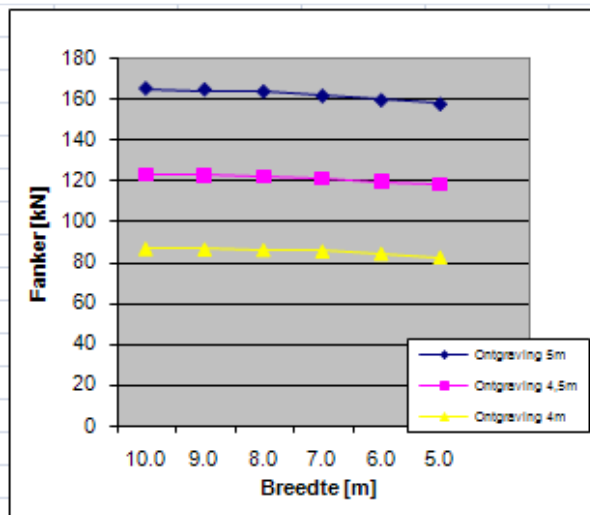




9.7 Bijlage 7 Geometrie Bouwkuip Breedte, Ontgraving

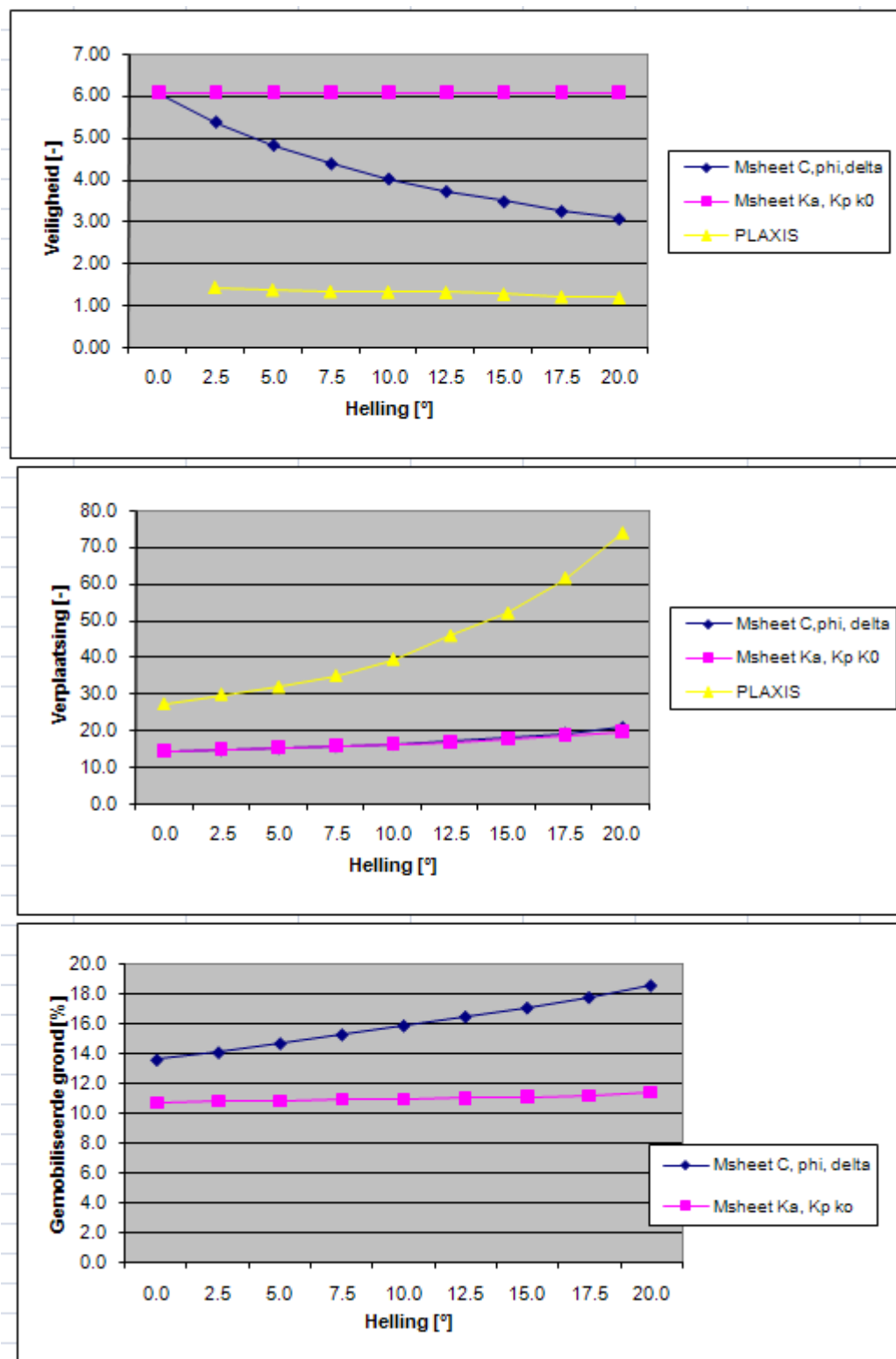
Grafieken





9.8 Bijlage 8 Geometrie Hellingen actieve en passie zijde

Grafieken actieve helling



Grafieken passieve helling

