

Reconstructie A2 Holendrecht – Maarssen

Een onderzoek waarbij drie uitvoeringsmethoden met elkaar worden vergeleken op basis van de criteria kosten en risico's



Breukelen, 9 november 2007

Auteur: C.W.J. te Boekhorst

Studentnummer: 0093408

Type document: Eindverslag

Vak: Bachelor Eindopdracht

Stagebegeleider Universiteit Twente: Dr. Ir. U.F.A. Karim

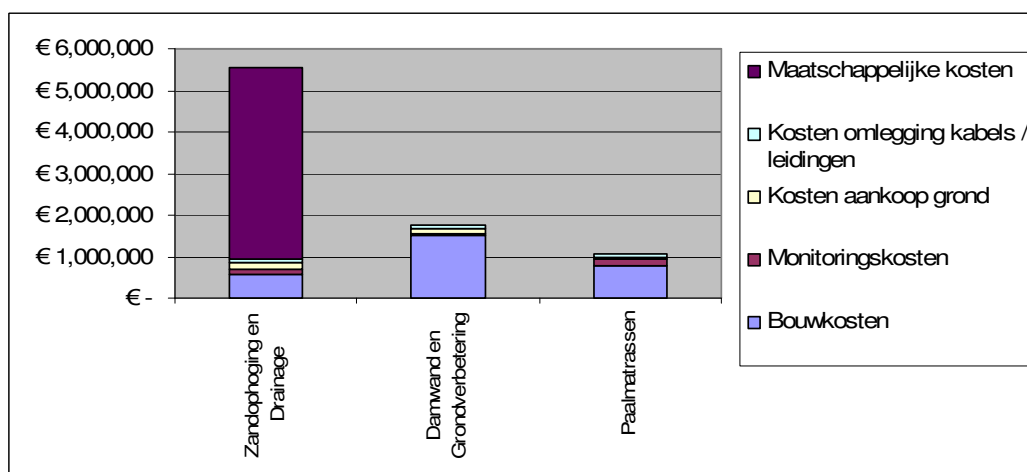
Stagebegeleider Combinatie A2HoMA: Dr. Ir. B.L. Nguyen

Samenvatting

Op de A2 tussen Amsterdam en Utrecht staan vaak files. Voornamelijk tussen Breukelen – Vinkeveen en Abcoude – Holendrecht loopt het regelmatig vast, beide trajecten stonden daardoor hoog in de lijst van de file top 50 van 2006 [1]. Het is daarom noodzakelijk om de A2 tussen Utrecht en Amsterdam te verbreden van 2x3 naar 2x5 rijstroken. In dit rapport worden een aantal uitvoeringsmethoden behandeld, dit gebeurt in een gebied waar de nieuw aan te leggen weglichaam tegen het huidige weglichaam van de A2 aan wordt gelegd. De relevantie van het onderzoek is groot, omdat de opleveringsduur slechts één jaar bedraagt. De alternatieven die nader onder de loep zijn genomen betreffen: “Zandophoging en Drainage”, “Damwand en Lichte Ophoogmaterialen / Grondverbetering” en “Paalmatrassen”. Deze alternatieven zijn beoordeeld op basis van kosten en risico’s. Om de voorkeur voor één van de beschouwde alternatieven uit te kunnen spreken dient de volgende vraag beantwoord te worden.

Welk alternatief is het meest geschikt om de aardebaan bouwrijp te maken voor de twee nieuw aan te leggen rijbanen?

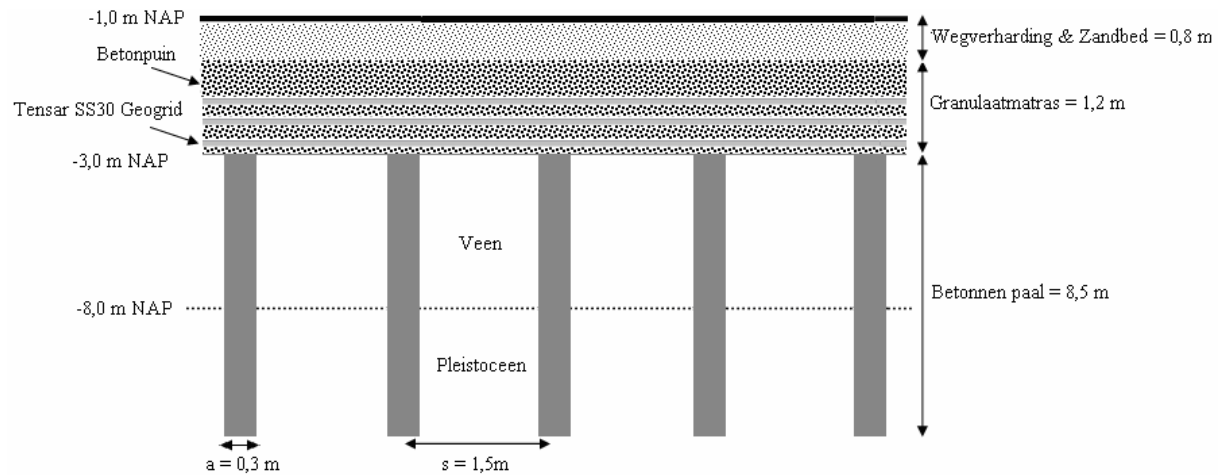
Na de analyse van de alternatieven leverde het alternatief “Paalmatrassen” de beste resultaten op. In figuur S1 is te zien dat de paalmatrassen het goedkoopste zijn als de maatschappelijke kosten worden meegenomen in de berekening. Opgemerkt wordt dat de kosten zijn berekend over een lengte van 500 meter.



Figuur S1: Kosten vergelijking

Door de maatschappelijke kosten in beschouwing te nemen is het alternatief “Zandophoging en Drainage” economisch niet meer interessant. Daarnaast is de 6 meter hoge zandophoging een grote risicofactor, want deze vergroot de kans op scheurvorming voor de bestaande A2 aanzienlijk. Het tweede alternatief waarmee kent twee varianten, te weten: “Damwand en Lichte Ophoogmaterialen” en “Damwand en Grondverbetering”. De eerste variant van het tweede alternatief “Damwand en Lichte Ophoogmaterialen” bleek niet haalbaar te zijn, omdat door de hoge grondwaterstand problemen ontstaan met de opdrijving van de lichte ophoogmaterialen en opbarsting van de veengrond. De tweede variant “Damwand en Grondverbetering” verdiende ook niet de voorkeur. Ten eerste, omdat de variant bijna 0,7 miljoen € duurder is dan het alternatief “Paalmatrassen”. Ten tweede, veroorzaken de risico’s “trillingen door het heien van damwandplanken” en “spanningsverhogingen onder de bestaande A2 door het aanbrengen van schroefgroutankers” hoogstwaarschijnlijk voor serieuze problemen aan de bestaande A2 en voor de nabije omgeving.

Daarentegen leverde het alternatief “Paalmatrassen” geen onoverkomelijke problemen op, omdat de grootste risicofactoren gereduceerd konden worden door middel van correctieve maatregelen (zie paragraaf 4.2). In figuur S2 is de schematisatie van de paalmatrassen weergegeven, waarbij tevens een aantal gegevens zijn toegevoegd die relevant zijn voor de uitvoering.



Figuur S2: Schematisatie alternatief paalmatrassen

Tenslotte zijn er enkele aanbevelingen gegeven om de risico's tot een minimum te beperken. Zo wordt van de opdrachtgever een gedegen voorbereiding verwacht, omdat de versnelde oplevering anders teniet wordt gedaan door procedurele belemmeringen. Voor de aannemer wordt met name aanbevolen om de werkzaamheden intensief te monitoren, zodat indien nodig het ontwerp aangepast kan worden aan de nieuwste bevindingen.

Inhoudsopgave

Tabellen en Figurenlijst	1
Voorwoord	3
1. Inleiding	4
2. Onderzoeksopzet	6
2.1. Beschrijving van het onderzoek	6
2.2. Methode van onderzoek	13
2.3. Vraagstelling	30
2.4. Afwijkingen ten opzichte van het voorverslag	32
3. Analyse	33
3.1. Alternatief “Zandophoging & Drainage”	33
3.1.1. Schematisatie	33
3.1.2. Risico's	34
3.1.3. Kosten	36
3.2. Alternatief “Damwand & Lichte Ophoogmaterialen / Grondverbetering”	38
3.2.1. Schematisaties	38
3.2.2. Haalbaarheid	39
3.2.3. Risico's	40
3.2.4. Kosten	41
3.3. Alternatief “Paalmatrassen”	43
3.3.1. Schematisatie	43
3.3.2. Risico's	43
3.3.3. Kosten	46
4. Conclusies & Aanbevelingen	48
4.1. Conclusies	48
4.2. Aanbevelingen	51
Literatuurlijst	52
BIJLAGEN	56
Bijlage 1: Geotechnische parameters	58
Bijlage 2: Geotechnische data	62
Bijlage 3: Belastingen	70
Bijlage 4: Afstand tussen de drains	71
Bijlage 5: MSettle resultaten	79
Bijlage 6: MStab resultaten	87
Bijlage 7: Stabiliteit	99
Bijlage 8: Damwandconstructie	104
Bijlage 9: MSheet resultaten	111
Bijlage 10: Gewapende granulaatmatras	116
Bijlage 11: Paalfundering	119

Tabellen en Figurenlijst

Afkortingen:

S = samenvatting

H = hoofdrapport

B = bijlage

<i>Nummer</i>	<i>Figuur</i>	<i>Tabel</i>
S1	Kosten vergelijking	
S2	Schematisatie alternatief paalmatrassen	
H1.1	Traject A2 Utrecht – Amsterdam	
H2.1	Onderzoeksmodel	
H2.2	Visualisatie verticale drainage	
H2.3		Identificatie risico's alternatief "Zandophoging & Drainage"
H2.4		Identificatie risico's alternatief "Damwand & Lichte ophoogmaterialen / Grondverbetering"
H2.5	Visualisatie paalmatrassen	
H2.6		Identificatie risico's alternatief "Paalmatrassen"
H2.7	Bepaling startpunt kruiptak	
H2.8	Inpassing geotextiel in zandophoging	
H2.9		Eigenschappen EPS20
H2.10	Spanning versus rek diagram EPS20	
H2.11	Conversie van plaatdrukproef naar paalmatrasmodel	
H2.12	Krachtsoverdracht volgens Bush en Jenner	
H2.13	Paalgroep effect	
H2.14	Risico matrix	
H3.1	Schematisatie alternatief "Zandophoging en Drainage"	
H3.2		Kosten alternatief "Zandophoging en Drainage"
H3.3	Schematisatie variant "Damwand en Lichte Ophoogmaterialen"	
H3.4	Schematisatie variant "Damwand en Grondverbetering"	
H3.5	Schematisatie opbarsting	
H3.6		Kosten variant "Damwand en Grondverbetering"
H3.7	Schematisatie alternatief "Paalmatrassen"	
H3.8		Kosten alternatief "Paalmatrassen"
H4.1		Classificaties van de risico's van de onderzochte alternatieven
H4.2	Kosten vergelijking tussen de beschouwde alternatieven exclusief maatschappelijke kosten	
H4.3	Kosten vergelijking tussen de beschouwde alternatieven inclusief maatschappelijke kosten	

B1.1	Geologische map	
B1.2	Locaties boringen en sonderingen	
B1.3		Sondering 27
B1.4		Sondering 28
B1.5		Sondering 30
B1.6		Sondering 32
B1.7		Sondering 34
B1.8		Resultaten Oedometer test
B1.9		Classificatie test
B1.10		Rekenwaarden van de geotechnische parameters
B4.1	Schematisatie "sand drain" systeem	
B4.2	Model spanningen	
B4.3		Spanningen in de ondergrond
B4.4		Zetting door primaire consolidatie
B4.5	Triangulair grid	
B4.6		Bepaling parameter n
B4.7	Drainage plan	
B4.8	Conditie van de randen	
B5.1		Absolute restzetting onder nieuwe A2
B6.1		Effect van de ophoogslagen op de consolidatiegraad van het veen
B6.2		Resultaat MStab ophoging 1
B6.3		Resultaat MStab ophoging 2
B6.4		Resultaat MStab ophoging 3
B6.5		Resultaat MStab ophoging 4
B7.1	Schematisatie stabiliteit	
B7.2		Grondparameters
B7.3		Beschikbare draagkracht versus benodigde draagkracht
B7.4	Slices methode van Bishop	
B7.5		Berekening veiligheidsfactor
B8.1	Schematisatie damwand	
B8.2	AZ12 damwandprofiel	
B9.1		Grondparameters
B9.2	AZ12 damwandprofiel	
B9.3		Vergelijking analytisch versus numeriek
B9.4	AZ36-700 damwandprofiel	
B10.1	Schematisering granulaatmatras	
B11.1	Schematisering paalfundering	

Voorwoord

Voor u ligt het eindrapport dat is opgesteld in opdracht van de combinatie A2HoMa. Het proces startte in december 2006 toen ik een brief stuurde naar de firma Mourik met als verzoek of er mogelijkheden waren voor een stageplaats binnen het A2 project. Spoedig kwam ik in contact met de heer Ros, die werkzaam is als hoofd realisatie binnen de combinatie A2HoMa. Dit contact leidde uiteindelijk tot een stageopdracht bij de afdeling Geotechniek. Aan deze opdracht heb ik de afgelopen drie maanden met veel plezier gewerkt en waarvan u nu de opzet, resultaten en conclusies vindt.

Het rapport is tevens het afsluitende werk binnen de Bachelor Civiele Techniek aan de Universiteit Twente. Het bestaat uit een hoofdverslag aangevuld met enkele bijlagen. Binnen de hoofdtekst wordt regelmatig verwezen naar de bijlage, welke detailleringen of berekeningen bevat die niet in de hoofdtekst thuishoren. Dit rapport is echter wel leesbaar zonder kennis te nemen van de bijlagen.

Tot slot, wil ik de volgende personen bedanken voor het beschikbaar stellen van hun informatie en kennis.

- Dr. Ir. Sam Karim, Universiteit Twente
- Dr. Ir. Buu-Long Nguyen, Hydronamic
- Ir. Bart van Knapen, Hydronamic
- Ir. François Mathijssen, Hydronamic
- Ir. Menno Fousert, Arthe Civil & Structure
- Ir. Remco den Hertog, Arthe Civil & Structure
- Ing. Rene van Oosterhout, Van Hattum en Blankevoort
- Ir. Martin van Staveren, MBA, GeoDelft

Breukelen, 9 november 2007

Coen te Boekhorst

1. Inleiding

Denkend aan de A2 zien we brede files die traag door een oneindig laagland gaan. Het fileleed is groot en zal zonder ingrijpende maatregelen alleen maar groter worden. De files veroorzaken dagelijks niet alleen grote ergernis, maar brengen ook grote financiële schade met zich mee. Voornamelijk tussen Amsterdam en Utrecht loopt het verkeer regelmatig vast (zie figuur H1.1). Volgens een onderzoek van de EVO is de file tussen Holendrecht en Oudenrijn zelfs de duurste file van Nederland; de geleden schade voor 2006 bedroeg maar liefst 54 miljoen euro (Jacobs en Steijn, 2006). Om snel iets aan het fileleed te doen is er eigenlijk maar één oplossing voorhanden, dat is het verbreden van bestaande snelwegen, want het compleet aanleggen van nieuwe snelwegen is procedureel een taboe. De opdrachtgever Rijkswaterstaat dienst Utrecht gaf daarom de opdracht om het traject tussen Holendrecht – Maarssen voor elke rijrichting met twee rijstroken te verbreden. De opdracht werd echter niet volgens een traditioneel RAW bestek aanbesteed, maar volgens de principes van het Design & Construct. Het grote verschil tussen deze beide is dat in het RAW bestek precies staat beschreven welke werkzaamheden er moeten worden uitgevoerd, terwijl bij het Design & Construct alleen sprake is van een beschrijving van het eindresultaat. De verdere uitwerking van het ontwerp tot realisatie is in dit geval overgelaten aan het consortium KWS, Boskalis en Mourik, voor dit project staan zij bekend onder de naam combinatie A2HoMa.



Figuur H1.1: Traject A2 Amsterdam – Utrecht

De aanleg van wegen op een slappe en weinig draagkrachtige ondergrond, zoals deze voorkomt in West-Nederland, vergen enorm veel tijd. Ophogingen moeten lang blijven liggen om de zetting te laten optreden, voordat de wegverharding erop aangebracht kan worden. Dit wordt veroorzaakt door de lage doorlatendheid van de natuurlijke ondergrond, in dit geval veen, waardoor het jaren duurt voordat de ondergrond voldoende geconsolideerd is. De zettingstijd kan echter wel worden ingekort met een drainage systeem, maar ondanks deze maatregelen blijft de wegverbreding een tijdrovende klus. De opdrachtgever Rijkswaterstaat dienst Utrecht heeft als voorwaarde gesteld dat de snelweg uiterlijk in 2010 gebruiksklaar dient te zijn. In dit onderzoek wordt het bovengenoemde “referentie” alternatief vergeleken met twee andere alternatieven, waarbij de bouwtijd behoorlijk kan worden ingekort. Het eerste alternatief waarmee wordt vergeleken is het alternatief “Damwand en Lichte Ophoogmaterialen”. De tijdelijke damwand heeft als voordeel dat de zettingen in het bestaande A2 tracé verwaarloosd kunnen worden. De lichte ophoogmaterialen zorgen ervoor dat de toenames in de effectieve

korrelspanningen op de natuurlijke ondergrond nihil zijn, waardoor de constructie nagenoeg restzettingsvrij opgeleverd kan worden. Indien de lichte ophoogmaterialen niet haalbaar zijn, wordt er gekozen voor “Damwand en Grondverbetering”. Hierbij wordt de natuurlijke ondergrond afgegraven tot aan het pleistoceen. Het tweede alternatief waarmee wordt vergeleken is het alternatief “Paalmatrassen”. Bij dit alternatief wordt de weg op palen gefundeerd, waardoor de belasting niet meer wordt overgedragen aan de slappe ondergrond. Er wordt dus een bypass gecreëerd tussen de weg en de draagkrachtige pleistocene zandlagen. Daarnaast zorgt het gewapende granulaatmatras voor de benodigde stijfheid, waardoor de constructiehoogte boven de paalfundering beperkt blijft.

In dit rapport wordt er nader ingezoomd op de afslag Vinkeveen. De ondergrond op deze locatie is zeer slecht draagkrachtig, hierdoor zullen duurdere alternatieve bouwwijzen economisch interessant worden. De bovengenoemde alternatieven zullen met elkaar worden vergeleken op basis van de criteria risico's en kosten. De beoordeling van de risico's zal geschieden volgens de GeoQ systematiek (van Staveren, 2006). De onderdelen uit deze systematiek die speciale aandacht krijgen zijn de identificatie stap, classificatie stap en remedie stap. In dit onderzoek worden de risico's geclassificeerd met een semi-kwalitatieve methode (Smallman, 1999). Dat houdt in dat alle risico's in eerste instantie kwalitatief worden geanalyseerd, en vervolgens waar mogelijk worden aangevuld met kwantitatieve gegevens uit de geotechnische berekeningen. Bijvoorbeeld de stabiliteit van de zandophoging, deze kan kwalitatief worden geanalyseerd, maar het is ook mogelijk om dit risico kwantitatief te onderbouwen door verscheidende glijcirkels door te rekenen. Echter is het merendeel van de risico's moeilijk kwantificeerbaar, hierbij valt te denken aan de invloed van de trillingen op de omgeving die ontstaan door het heien van de palen. Voor de beoordeling van de kosten worden o.a. de eenheidsprijzen van Rijkswaterstaat (Camerik, 2005) en de opslagpercentages uit de CUR (2006-2) gebruikt. De kosten hebben in dit rapport slechts een indicatieve functie, zodat een vergelijking tussen de onderzochte alternatieven mogelijk wordt. Als de vergelijking tussen de alternatieven is gemaakt, kan er een advies worden opgesteld waar de voorkeur wordt uitgesproken voor een bepaald alternatief. Tot slot, wordt opgemerkt dat het hier gaat om een conceptuele case en niet de werkelijke situatie berust. Het geschetste beeld in dit onderzoek is daardoor een mengeling van werkelijkheid en hypotheses.

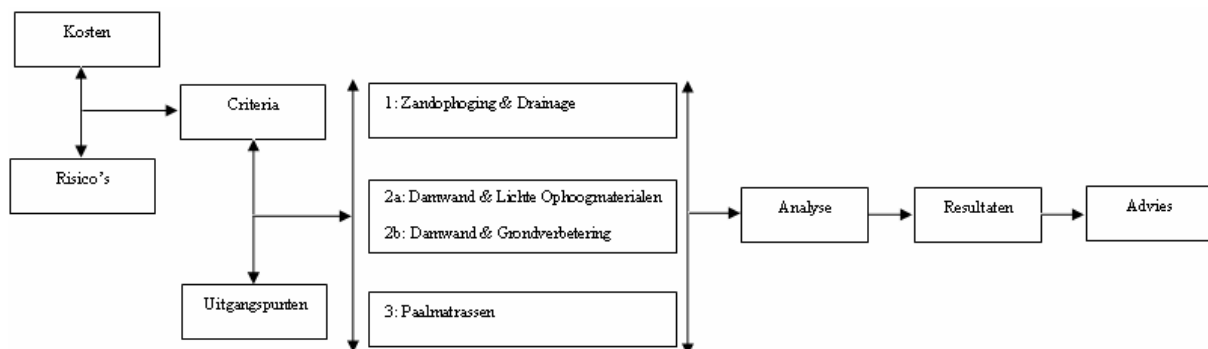
De opbouw van dit rapport ziet er als volgt uit. Ten eerste wordt er aandacht besteed aan de onderzoeksopzet. Het hoofdstuk start met een beschrijving van het onderzoek, hierin is onder andere het onderzoeksmodel te zien waarin de weg naar het resultaat wordt beschreven. Daarnaast is een beschrijving van de gebruikte methoden en programma's weergegeven. Verder is in dit hoofdstuk de vraagstelling beschreven, die bestaat uit een hoofdvraag en 22 onderzoeksvragen. Het hoofdstuk sluit af met een beschrijving van de afwijkingen ten opzichte van het voorverslag. In het tweede hoofdstuk worden de alternatieven nader geanalyseerd op basis van kosten en risico's. Er wordt begonnen met het referentie alternatief “Zandophoging en Drainage”, vervolgens worden de alternatieven “Damwand en Lichte Ophoogmaterialen / Grondverbetering” en “Paalmatrassen” geanalyseerd. In het laatste hoofdstuk zijn de conclusies en aanbevelingen beschreven. In de conclusies worden de resultaten van het onderzoek nog eens op een rijtje gezet, zodat een vergelijking tussen de alternatieven mogelijk wordt. In de aanbeveling worden de correctieve maatregelen besproken voor het gekozen alternatief om de risico's te voorkomen of ten minste te beperken. Tot slot, bevat dit rapport 11 bijlagen, hierin zijn o.a. de vaststelling van de geotechnische parameters en alle geotechnische berekeningen te vinden.

2. Onderzoeksopzet

In dit hoofdstuk worden de bedoelingen van het onderzoek beschreven, zodat de aardebaan bij de afslag Vinkeveen in september 2008 opgeleverd kan worden. De noodzaak van dit onderzoek is groot, omdat de ondergrond tussen Amsterdam en Utrecht voornamelijk bestaat uit slechte draagkrachtige ondergrond (zie bijlage 1), waardoor een gedegen analyse naar de zettingen en de stabiliteit een pre is om problemen te voorkomen. Het hoofdstuk start met een beschrijving van het onderzoek, hierin wordt het stappenplan beschreven hoe het eindresultaat wordt bereikt; cruciaal hierbij is de manier hoe de alternatieven met elkaar worden vergeleken. Daarnaast wordt een beschrijving gegeven van de te onderzoeken alternatieven, met daarbij een korte inventarisatie van de voordelen en de risico's die een succesvolle uitvoering kunnen belemmeren. In de daarop volgende paragraaf worden de methoden van onderzoek beschreven, hierin zijn de gebruikte methoden en de programma's te vinden. In het derde deel van dit hoofdstuk wordt de vraagstelling behandeld; merk daarbij op dat de vraagstelling is opgedeeld in een hoofdvraag en een aantal onderzoeksvragen. Het hoofdstuk eindigt met een beschrijving van de afwijkingen ten opzichte van het voorverslag.

2.1. Beschrijving van het onderzoek

Om de wegverharding in september 2008 aan te kunnen brengen, zal de ondergrond eerst bouwrijp gemaakt moeten worden om aan de absolute restzettingseis van maximaal 12 centimeter over een periode van oplevering tot 7 jaar na oplevering te kunnen voldoen (Nguyen, 2007). Om aan de zettingseisen te kunnen voldoen zijn verschillende alternatieven voorhanden. In dit onderzoek worden drie alternatieven nader onder de loep genomen en met elkaar vergeleken (zie figuur H2.1). Het referentie alternatief is zandophoging met verticale drainage (1), deze zorgt ervoor dat het consolidatie proces in de natuurlijke ondergrond voldoende wordt versneld. Het tweede alternatief kent twee varianten. In eerste instantie wordt er gekeken naar de haalbaarheid van een damwand met lichte ophoogmaterialen (2a); hiervoor zal een gedeelte van de oorspronkelijke ondergrond, in dit geval veen, worden afgegraven. Indien deze oplossing niet haalbaar is, wordt de ondergrond van veen volledig afgegraven tot aan het pleistocene en aangevuld met zand (2b). Het laatste alternatief is het gewapende granulaatmatras op palen (3), waarbij de palen in de pleistocene zandlagen worden geheid. Voordat er begonnen wordt met een presentatie van de voordelen en de risico's van de verschillende alternatieven, wordt allereerst in figuur H2.1 de weg naar het resultaat beschreven.



Figuur H2.1: Het onderzoeksmodel

In figuur H2.1 is te zien dat ieder alternatief getoetst wordt aan de hand van de criteria kosten en risico's. Verder zijn er nog een aantal uitgangspunten waaraan ieder alternatief moet voldoen, bijvoorbeeld de restzettingseis. Na de vaststelling van de uitgangspunten worden de alternatieven geanalyseerd. De resultaten uit deze analyse

zullen uiteindelijk met elkaar worden vergeleken, zodat op basis hiervan de voorkeur uitgesproken kan worden voor een bepaald alternatief. Maar voordat het onderzoeksmodel wordt doorlopen worden de beschouwde alternatieven eerst nader beschreven. In deze beschrijving zijn o.a. de voordelen en de mogelijke risico's die een succesvolle uitvoering kunnen belemmeren te vinden.

Alternatief 1: Zandophoging & Drainage

Het referentie alternatief behelst een gefaseerde zandophoging met verticale drainage, de visualisatie hiervan is te zien in het hoofdstuk “Analyse”. Opgemerkt wordt dat de zandophoging gefaseerd wordt uitgevoerd om stabiliteitsproblemen te voorkomen. Door deze voorbelasting neemt de spanning op de ondergrond toe. Hierbij zal de belasting in eerste instantie volledig worden opgenomen door het grondwater, maar na verloop van tijd zal de wateroverspanning wegvloeien, waardoor de effectieve korrelspanningen in de ondergrond zullen toenemen. De overgang van waterspanning naar korrelspanning wordt verduidelijkt met de theorie van Terzaghi (zie formule 1).

$$\sigma' = \sigma - u \quad (1)$$

waarin:

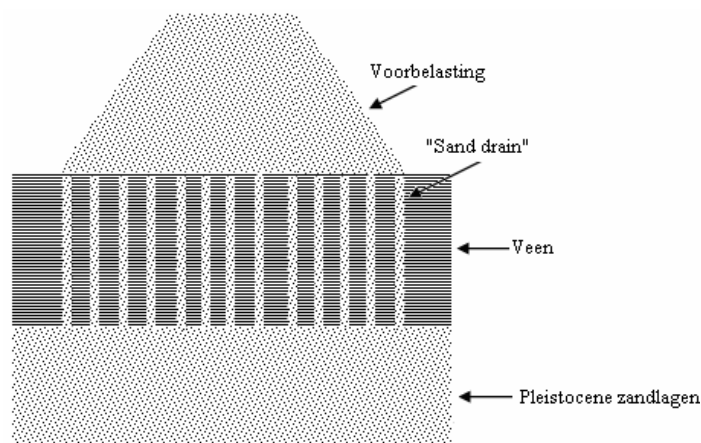
σ' = effectieve spanning (kPa)

σ = totale korrelspanning (kPa)

u = waterspanning (kPa)

Cruciaal is dat de zettingen ontstaan door veranderingen in de korrelspanning en niet door veranderingen in de waterspanning. Aangezien het veen een slechte doorlatendheid heeft, een doorlatendheidscoëfficiënt in de orde van 10^{-8} m/s (Budhu, 2000), zal het lang duren voordat de ondergrond de gewenste consolidatiegraad heeft bereikt. Het staat dus vast dat zonder drainage de gewenste consolidatiegraad niet gehaald zal worden voor september 2008. Om dit proces te versnellen zijn twee gangbare methoden beschikbaar. De eerste methode is de traditionele verticale drainage, bijvoorbeeld door middel van “sand drains”. De tweede methode is vacuüm consolidatie, bij deze methode wordt een onderdruk in de waterspanning gecreëerd. Deze onderdruk zorgt voor een negatieve waterspanning, wat resulteert in een toename van de effectieve korrelspanningen (zie formule 1). Het resultaat hiervan is een geforceerde versnelling van het consolidatieproces. In dit rapport is er gekozen voor de eerste methode, omdat vacuüm consolidatie economisch onaantrekkelijk is.

Het principe van verticale drainage wordt verduidelijkt in figuur H2.2. Hierbij is aangenomen dat het aquiferzand een inziggende werking heeft, daardoor wordt tweezijdige drainage mogelijk.



Figuur H2.2: Visualisatie verticale drainage

De risico's die bij dit alternatief worden geïdentificeerd zijn weergegeven in tabel H2.3. Daarbij zijn een aantal risico's specifiek, maar er zijn ook een aantal risico's die van toepassing zijn bij alle alternatieven. Tot slot, wordt het risico beschreven door de oorzaak en het gevolg te benoemen.

<i>Risico</i>	<i>Oorzaak</i>	<i>Gevolg</i>
1. Langere zettingstijd	Afstand tussen de drains onderling is te groot	De restzettingseis wordt niet gehaald
2. Stabiliteitsverlies in de ondergrond	- Ophoogslagen zijn te dik - Consolidatiecoëfficiënt te hoog aangenomen - Sterkte van de ondergrond is overschat	Het afschuiven van de ondergrond, dit wordt ook wel "slope failure" genoemd
3. Zettingen in de bestaande A2	De voorbelasting verhoogt de effectieve korrelspanning onder het bestaande wegdek	Differentiële zettingen in de bestaande A2
4. Dichtslibbing van de "sand drains"	Vermenging van het grove zand uit de drains met de fijne natuurlijke ondergrond	De gewenste consolidatiegraad wordt niet in september 2008 gehaald
5. Beschadigen van een gasleiding of elektriciteitskabel	Tijdens het voorboren van de drains	- Storing in het gas- of elektriciteitsnet - Explosiegevaar
6. Onzekerheid in de geotechnische parameters	- Geologische onzekerheid - Parameter onzekerheid	Discrepancie tussen model en werkelijkheid

Tabel H2.3: Identificatie risico's alternatief "Zandophoging & Drainage"

De reden waarom er zoveel projecten op deze wijze zijn uitgevoerd is omdat de ervaring met deze bouwwijze relatief groot is. Een groot nadeel van dit alternatief is echter dat de ophogingen lang moeten blijven liggen om de ondergrond voldoende te laten zetten. Aangezien de opdrachtgever Rijkswaterstaat dienst Utrecht strenge eisen stelt ten aanzien van de bouwtijd is het zinvol om andere alternatieven in beschouwing te nemen.

Alternatief 2: Damwand & Lichte Ophoogmaterialen / Grondverbetering

In dit alternatief wordt naast de bestaande A2 een tijdelijke damwand geplaatst, zodat de veengrond naast de A2 ontgraven kan worden. De visualisatie van dit alternatief is wederom te zien in het hoofdstuk “Analyse”.

Opgemerkt wordt dat de damwandconstructie bruikbaar is voor de reconstructie van de A2 bij de afslag Vinkeveen, want de belangrijkste eis van damwanden is dat de ondergrond goed penetreerbaar moet zijn (CUR, 1997-175). Het grote voordeel van een damwandconstructie is dat de stabiliteit in de bestaande A2 is verzekerd. In dit geval wordt er gekozen voor een stalen damwand, omdat deze zich het meest leent voor een tijdelijke constructie. Als de tijdelijke damwand op de juiste diepte is aangebracht kan de veengrond gedeeltelijk of volledig worden uitgegraven. In eerste instantie wordt er gekeken naar de haalbaarheid van een “Damwand en Lichte Ophoogmaterialen”, hiervoor zal de ondergrond gedeeltelijk moeten worden uitgegraven. Opgemerkt wordt dat dit alternatief effectief is als er een evenwichtsconstructie gecreëerd kan worden, want alleen dan kan de constructie restzettingvrij worden opgeleverd. In een evenwichtsconstructie wordt de extra belasting van het verkeer en de wegverharding volledig gecompenseerd door de lichte ophoogmaterialen, waardoor de toename in effectieve korrelspanningen gering zal zijn. Indien de risico's ten aanzien van opbarsting van de veengrond en opdrijving van het lichte ophoogmateriaal te groot zijn, doordat de grondwaterstand te hoog is, zal er voor de variant “Damwand en Grondverbetering” gekozen moeten worden. Bij deze variant wordt de ondergrond van veen volledig in den natte uitgegraven tot aan het pleistoceen, en zal vervolgens worden volgestort met zand. Opgemerkt wordt dat een volledige afgraving mogelijk is doordat de grondwaterstand in het pleistoceen hydrostatisch is, daardoor wordt kortsluiting tussen het watervoerende pakket en het weglichaam vermeden.

Bij de eerste variant wordt het veen naast de damwand gedeeltelijk afgegraven en vervolgens worden er een flink aantal blokken EPS (= geëxpandeerd polystyreen) geplaatst. Opgemerkt wordt dat er gekozen is voor EPS als ophoogmateriaal, omdat dit het enige lichte ophoogmateriaal is dat kosten effectief geproduceerd kan worden (Horvath, 1999). Het grote voordeel van het EPS is de kleine volumieke massa ($0,2 \text{ kN/m}^3$) in tegenstelling tot andere materialen uit de wegenbouw, bijvoorbeeld zand ($18,0 \text{ kN/m}^3$). Bovenop de EPS constructie wordt een laag schuimbeton aangebracht in plaats van een zandlaag. Hiervoor zijn twee redenen. Ten eerste, omdat het schuimbeton voor een betere lastenspreiding zorgt (CROW, 2000-150). Ten tweede, omdat de laag schuimbeton voor een grotere stijfheid zorgt. In de ideale situatie wordt er een evenwichtsconstructie gecreëerd, waardoor theoretisch een zettingvrije constructie ontstaat. In de praktijk is zo'n evenwichtsconstructie lang niet altijd haalbaar. Dit is voornamelijk afhankelijk van grondwaterstand, deze speelt een cruciale rol zowel in de bouwfase en in de gebruikersfase. In de bouwfase moet de bouwput volledig droog zijn, want anders zullen de EPS blokken gaan drijven (CROW, 2000-150). In dit geval is dit echter niet zo'n probleem, want de veengrond heeft een lage doorlatendheid waardoor het grondwater slechts langzaam zal toestromen, en daardoor dus gemakkelijk kan worden weggepompt. In de gebruikersfase hoeft de EPS constructie niet volledig droog te zijn, omdat de belasting van de wegverharding en de EPS constructie naar beneden drukt. Echter bij een te hoge grondwaterstand is het onmogelijk om een evenwichtconstructie ($\Delta\sigma'=0$) te creëren, waardoor er additionele maatregelen noodzakelijk zijn om de restzettingseis van 12 centimeter over een periode van oplevering tot 7 na oplevering te halen. De additionele maatregelen hebben betrekking op de volgende zaken. Ten eerste, zou de natuurlijke ondergrond eerst voorbelast kunnen worden. Ten tweede, zou er theoretisch ook voor permanente bemaling gekozen kunnen worden, zodat opdrijving van de EPS constructie wordt voorkomen. Echter zijn de consequenties voor de omgeving en de bijkomende risico's van deze methode dusdanig groot dat deze variant niet verder zal worden beoordeeld. Indien dit het geval is, wordt er gekozen voor de variant “Damwand en Grondverbetering”.

De risico's die bij dit alternatief worden geïdentificeerd zijn weergegeven in tabel H2.4. Daarbij zijn een aantal risico's specifiek, maar er zijn ook een aantal risico's die van toepassing zijn bij alle alternatieven. Tot slot, wordt het risico beschreven door de oorzaak en het gevolg te benoemen.

<i>Risico</i>	<i>Oorzaak</i>	<i>Gevolg</i>
1. Instabiliteit van de damwand	- Falen van de slotconstructie - Bezwijken van de anker - Bezwijken damwand door buiging - Glijvlak onder damwand	Ineenstorting van de bouwkuip
2. Trillingen	- Trillen van de damwandplanken - Verdichten van het cunet	Scheurvorming in de bestaande A2
3. Spanningsverhoging onder bestaande A2	Aanbrenging van ankers	Scheurvorming in de bestaande A2
4. Opbarsting tijdens de ontgraving	De opwaartse waterdruk groter dan het gewicht van het veenpakket	Bouwkuip loopt vol water
5. Falen EPS constructie tijdens de bouwfase	- Zonder behandeling is EPS zeer licht ontvlambaar - Te hoge grondwaterstand, EPS constructie gaat drijven	- Extra kosten - Bouwtijd overschrijdingen
6. Falen EPS constructie tijdens de gebruikersfase	- Vervormingen in de EPS constructie - Te hoge grondwaterstand, EPS constructie drijft op - Verschuivingen tussen de EPS blokken onderling - Aantasting EPS door ongedierte (Horvath, 1999)	Scheurvorming in de nieuwe A2
7. Ervaring met EPS systemen	De onbekendheid met EPS systemen voor snelwegen	- Extra kosten - Bouwtijd overschrijdingen
8. Beschadigen van een gasleiding of elektriciteitskabel	Heien van de damwandplanken	- Storing in het gas- of elektriciteitsnet - Explosiegevaar
9. Onzekerheid in de geotechnische parameters	- Geologische onzekerheid - Parameter onzekerheid	Discrepancie tussen model en werkelijkheid

Tabel H2.4: Identificatie risico's alternatief "Damwand & Lichte Ophoogmaterialen / Grondverbetering"

Uit tabel H2.4 dienen een aantal aspecten nader te worden toegelicht. Zo zijn de risico's 4 t/m 7 alleen relevant als er gekozen wordt voor het alternatief "Damwand en Lichte Ophoogmaterialen". Verder kan worden gezegd dat het achtste risico actueel is aangezien op 17 augustus jongstleden bij het intrillen van de damwanden langs het tracé van de nieuwe oostbaan een gasleiding werd geraakt. Hierdoor was de kans op explosie gevaar reëel aanwezig en moest de A2 gedeeltelijk worden afgesloten. De bewoners zijn tevens enkele uren afgesloten geweest van het elektriciteit. Tenslotte is het ook belangrijk dat de aannemer en de opdrachtgever zich bewust zijn dat de risico tolerantie van de lokale bevolking voor het heien van damwanden gering is.

Alternatief 3: Paalmatrassen

Het laatste alternatief is het gewapende granulaatmatras op palen. Bij dit alternatief worden een flink aantal slanke prefab betonnen palen geheid, daarnaast wordt bovenop de paalfundering een matras aangelegd dat opgebouwd is uit granulaat en geogrids (zie figuur H2.5). In Nederland staat dit alternatief bekend onder de naam Spijkerbed® [3]. De gebruikte palen worden hierbij in het pleistoceen geheid, want alleen dan kan aan de restzettingseis van 12 centimeter over een periode van oplevering tot 7 jaar na oplevering gehaald worden. Verder wordt op elke paal een paalkopplaat geplaatst, om ervoor te zorgen dat de verkeersbelasting en de belasting van de wegverharding gelijkmatiger kunnen worden afgedragen. Het granulaatmatras bestaat meestal uit betonpuin, dat verstijfd is met een aantal geogrids (= kunststof wapening); de combinatie hiervan zorgt uiteindelijk voor een stevige sandwichconstructie. De belangrijkste eis van het betonpuin is dat de effectieve hoek van inwendige wrijving (ϕ') minimaal 35° moet zijn, zodat het in ieder geval voldoende weerstand biedt tegen afschuiving en verpulvering. De belangrijkste eis van het geogrid is de isotrope vormstijfheid. Om aan deze eis te voldoen moet het geogrid uit een geponste plaat zijn gefabriceerd [8].



Figuur H2.5: Visualisatie paalmatrassen [6]

Het alternatief paalmatrassen biedt twee belangrijke voordelen. Ten eerste zijn de restzettingen nagenoeg nul. Ten tweede, heeft dit alternatief een competitief voordeel ten opzichte van het referentie alternatief “Zandophoging en Drainage” wat betreft bouwtijd. Vooral door de toepassing van de hoge snelheidspalen kan het bouwtempo flink worden opgeschroefd, zo kunnen er wel 200 palen per dag geheid worden [5].

De risico's die bij dit alternatief worden geïdentificeerd zijn weergegeven in tabel H2.6. Daarbij zijn een aantal risico's specifiek, maar er zijn ook een aantal risico's die van toepassing zijn bij alle alternatieven. Tot slot, wordt het risico beschreven door de oorzaak en het gevolg te benoemen.

<i>Risico</i>	<i>Oorzaak</i>	<i>Gevolg</i>
1. Lacunes in het ontwerp van het matras	Het belastingverloop naar de paalfundering is onzeker	• Ontoelaatbare zettingen in het matras • Bezwijken van de geogrids
2. Onvoldoende draagkracht van de paalfundering	• Diameter van de paal is te klein • Lengte van de paal is te klein • Scheuren in de palen door het transport	Bezwijken van de paalfundering
3. Ontoelaatbare zettingen in de paalfundering	• Onzekere elasticiteitsmodulus • Onzekere correctiefactor voor de groepszetting	Scheurvorming in de nieuwe A2
4. Trillingen	Heien van palen	Scheurvorming in de bestaande A2
5. Verwaarlozing van de horizontale belasting	Ontbreken van een berekeningsmethode	Bezwijken van de paalkop
6. Onzekere treksterkte van het geogrid	Door wrijving met het granulaat wordt het geogrid beschadigd	Scheurvorming in de nieuwe A2
7. Doorponsen van de paalkop	De dimensies van de paalkop zijn te klein	Scheurvorming in de nieuwe A2
8. Beschadigen van een gasleiding of elektriciteitskabel	Heien van palen	• Storing in het gas- of elektriciteitsnet • Explosiegevaar
9. Ervaring met de bouwwijze	De onbekendheid met paalmatrassystemen voor snelwegen	• Extra kosten • Bouwtijd overschrijdingen
10. Onzekerheid in de geotechnische parameters	• Geologische onzekerheid • Parameter onzekerheid	Discrepancie tussen model en werkelijkheid

Tabel H2.6: Risico's alternatief "Paalmatrasen"

Het vijfde risico is een onderwerp van discussie onder verschillende onderzoekers, want geen enkele "code of practice" neemt de horizontale belasting expliciet mee in het ontwerp van het granulaatmatras. Er zijn echter wel diverse onderzoekers die totaal verschillende suggesties geven voor de grootte van de horizontale kracht op het paalkop. Zo stellen Cortlever en Gutter (2002) voor om een horizontale belasting van 10 tot 15 kN/m² mee te nemen in het ontwerp; opgemerkt wordt dat de grootte afhankelijk is van de dikte van het granulaatmatras. Anderzijds stelt de CUR (2007-2) dat de horizontale kracht op de paalfundering verwaarloosbaar is, omdat deze belasting verdeeld wordt over een dusdanig groot aantal palen. Om deze reden zal het risico ten aanzien van de horizontale belasting alleen kwalitatief worden meegenomen. Tot slot, een groot nadeel van dit alternatief zijn de kosten, vooral de bouwkosten zullen fors groter zijn dan het referentie alternatief. Echter wordt opgemerkt dat de filekosten op jaarbasis voor dit traject Holendrecht – Oudenrijn 54 miljoen euro bedragen (Jacobs en Steijn, 2006). Kortom, als dit gegeven in de analyse zou worden meegewogen, dan zou het kostenplaatje er heel anders uit zien.

2.2. Methode van onderzoek

Gedurende de stage zijn er verschillende methoden benodigd om uiteindelijk een aanbeveling te kunnen doen voor het meest geschikte alternatief. Voor de duidelijkheid zullen de methoden worden geclusterd in een zestal categorieën, te weten:

1. Geotechnische Parameters
2. Alternatief “Zandophoging en Drainage”
3. Alternatief “Damwand en Lichte Ophoogmaterialen / Grondverbetering”
4. Alternatief “Paalmatrassen”
5. GeoQ
6. Kosten

Categorie 1: Geotechnische Parameters

Om een geotechnische berekening uit te kunnen voeren, zullen de geotechnische parameters vastgesteld moeten worden. Om de geotechnische parameters vast te stellen wordt de classificatiegrafiek uit de CUR (1997-166) gebruikt. Daarnaast worden de gevonden parameters gevalideerd aan verscheidene testen uit het laboratorium, zoals de Oedometer en CU testen uit de geotechnische database van A2HoMa.

Categorie 2: Alternatief “Zandophoging & Drainage”

Bij het alternatief “Zandophoging en Drainage” worden verschillende methoden gebruikt om de risico's gedeeltelijk te kunnen kwantificeren. Ten eerste worden de methoden beschreven om de drie verschillende soorten zetting te berekenen. Ten tweede wordt de methode om de vereiste afstand tussen de “sand drains” analytisch te bepalen beschreven. Ten derde worden de uitgangspunten binnen het programma MSettle besproken. Ten vierde worden de uitgangspunten binnen het programma MStab besproken. Tenslotte wordt de methode van Bishop besproken, waarmee de stabiliteit van de zandophoging analytisch wordt berekend.

Zettingen analytisch

Voor dit alternatief zijn de zettingsberekeningen belangrijk, omdat de spanningstoename volledig worden opgenomen door de slappe ondergrond. De resultaten uit deze berekening worden vervolgens vergeleken met de resultaten uit MSettle. De reden voor een analytische en een numerieke berekening is dat de afstand tussen de drains van cruciaal belang is om de restzettingseis te halen. De totale zetting van de veengrond is opgebouwd uit drie onderdelen, te weten: elastische zetting, zetting door consolidatie en zetting door kruip (zie formule 2).

$$\delta_t = \delta_e + \delta_c + \delta_k \quad (2)$$

waarin:

δ_t = totale zetting (m)

δ_e = elastische zetting (m)

δ_c = zetting door consolidatie (m)

δ_k = zetting door kruip (m)

Voor de kruip is een belangrijk issue bij de zettingsberekening van veen.

De methode die gebruikt wordt voor de berekening van de elastische zetting is de theorie van Boussinesq (Budhu, 2000). De elastische zetting voor een uniforme flexibele belasting wordt weergegeven in formule 3.

$$\delta_e = \frac{\Delta q_s \cdot B \cdot (1 - \nu^2)}{E} \cdot I_s \quad (3)$$

waarin:

- q_s = uniforme belasting (kPa)
- B = breedte (m)
- ν = Poisson ratio (-)
- E = elasticiteitsmodulus (MPa)
- I_s = beïnvloedingsfactor voor de zetting (-)

De I_s factor kan berekend worden met de empirische formules van Giroud (1968). Opgemerkt wordt dat deze theorie alleen geldig is voor een homogene ondergrond. In deze situatie is deze veronderstelling gerechtvaardigd, omdat alleen de veengrond zal zetten, want de zetting in het pleistocene zand is verwaarloosbaar.

De methode die gebruikt wordt om de zetting door primaire en secundaire (= kruip) consolidatie te berekenen is de theorie van Terzaghi (Budhu, 2000). De primaire consolidatie wordt berekend met formule 4.

$$\delta_c = \frac{H_0}{1 + e_0} \cdot C_c \cdot \log \left(\frac{\sigma'_{zo} + \Delta \sigma_z}{\sigma'_{zo}} \right) \quad (4)$$

waarin:

- H_0 = de oorspronkelijke dikte van de laag die aan zetting onderhevig is (m)
- e_0 = void ratio (-)
- C_c = primaire consolidatiecoëfficiënt (-)
- σ'_{zo} = de oorspronkelijke effectieve korrelspanning (kPa)
- $\Delta \sigma_z$ = de verticale spanningstoename (kPa)

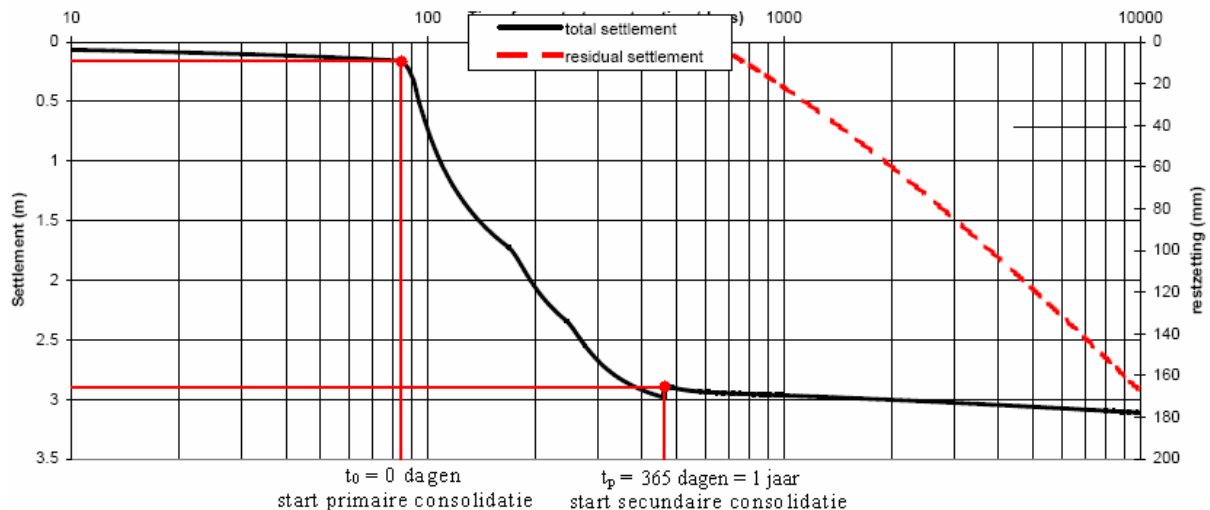
Er wordt aangenomen dat de ondergrond niet overgeconsolideerd is, dat betekent dat de OCR een waarde 1 heeft. De laatste component van de zetting, de kruip, wordt berekend met formule 5.

$$\delta_k = \frac{H_0}{1 + e_p} \cdot C_\alpha \cdot \log \left(\frac{t}{t_p} \right) \quad (5)$$

waarin:

- e_p = het void ratio na de primaire consolidatie tak (-)
- C_α = secundaire consolidatiecoëfficiënt (-)
- t = gekozen eindpunt (jaren)
- t_p = startpunt kruiptak (jaren)

Opgemerkt wordt dat de kruip niet optreedt door veranderingen in de effectieve korrelspanning zoals bij de primaire consolidatie. De zetting door kruip vindt echter plaats onder een constante effectieve korrelspanning. Het startpunt van de kruptak wordt afgelezen uit een Hed-Set (= het zettingsprogramma van Boskalis dat berust op het Isotache model) berekening dat een vergelijkbaar grondprofiel heeft. In de ideale situatie zou er een Oedometer proef uitgevoerd moeten worden die via een “opschaling” formule het startpunt van de kruptak bepaald. De bepaling van het startpunt wordt verduidelijkt in figuur H2.7.



Figuur H2.7: Bepaling startpunt kruptak

In figuur H2.7 is te zien dat de kruip 1 jaar na de eerste ophoogslag begint.

Afstand tussen de "sand drains"

De afstand tussen de "sand drains" wordt berekend volgens de methode van Richart (1959). De vereiste afstand tussen de drains is een belangrijk gegeven, want hiermee kunnen de restzettingen binnen tolerabele grenzen worden gehouden. Om de vereiste afstand tussen de drains te bepalen zullen twee differentiaalvergelijkingen moeten worden opgelost. De differentiaalvergelijking voor de consolidatie in verticale richting is weergegeven in formule 6.

$$\frac{du}{dt} = C_v \cdot \frac{d^2 u}{dz^2} \quad (6)$$

waarin:

C_v = consolidatie coëfficiënt in verticale richting ($m^2/jaar$)

Deze consolidatie coëfficiënt bepaald de snelheid van consolideren in de verticale richting. Er zijn verschillende manieren om deze vergelijking op te lossen, in dit rapport wordt de vergelijking opgelost met de Fourier reeks.

De differentiaalvergelijking is voor de radiale richting is te zien in formule 7.

$$\frac{du}{dt} = C_h \cdot \left(\frac{d^2 u}{dr^2} + \frac{1}{r} \cdot \frac{du}{dr} \right) \quad (7)$$

waarin:

C_h = consolidatie coëfficiënt in radiale/horizontale richting (m^2 /jaar)

De oplossing voor deze vergelijking wordt weergegeven in Richart (1959), waarin radiale tijdfactor uitgezet is tegen de radiale consolidatie. De enige onbekende in de oplossing van Richart is de parameter n , welke de verhouding is tussen de beïnvloedingszone versus de straal van de drain, deze parameter kan door middel van iteratie worden gevonden.

Als beide differentiaalvergelijkingen zijn opgelost kan de gemiddelde consolidatiegraad worden vastgesteld. De gemiddelde consolidatiegraad wordt berekend met formule 8.

$$U_{gem} = 1 - (1 - U_v)(1 - U_r) \quad (8)$$

waarin:

U_{gem} = de consolidatiegraad door verticale en horizontale consolidatie (%)

U_v = de consolidatiegraad voor de verticale richting (%)

U_r = de consolidatiegraad voor de horizontale richting (%)

Tot slot, wordt opgemerkt dat de gewenste consolidatiegraad afhankelijk is van de restzettingseis.

Zettingen numeriek

In dit rapport zullen de zettingen voor de nieuwe A2 ook numeriek worden berekend met het programma MSettle. Hierdoor is het mogelijk om de analytische resultaten, in dit geval de vereiste afstand tussen de “sand drains”, te controleren met de numerieke resultaten uit MSettle. Om de zettingen en spanningen te berekenen biedt het programma MSettle meerdere mogelijkheden (MSettle User’s Manual, 2006). Het grondmodel dat wordt toegepast is het NEN Bjerrum model. De zettingen worden in dit model berekend met de primaire consolidatiecoëfficiënt, de recompressie index en de secundaire consolidatiecoëfficiënt. Voor dit alternatief worden de spanningen en de zettingen in een 2D grid gemodelleerd. Opgemerkt wordt dat de zettingsberekeningen in MSettle nog steeds berusten op de 1D consolidatie theorie, want in het 2D grid van MSettle worden telkens berekeningen uitgevoerd die berusten op de 1D consolidatie theorie. Dat betekent dat de doorsneden onderling geen invloed op elkaar uitoefenen.

Stabiliteit numeriek

Als de voorbelasting ongecontroleerd wordt opgebracht kunnen er stabiliteitsproblemen optreden. Het programma dat wordt gebruikt om de stabiliteit te berekenen is MStab. Opgemerkt wordt dat dit programma alleen de stabiliteit langs cirkelvormige of rechte glijvlakken kan berekenen. Dit is echter niet het enige bezwijkmechanisme waardoor instabiliteit kan ontstaan. Zo geven Tol en Oostveen (2002) aan dat ook de overschrijding van het draagvermogen en het stabiliteitsverlies als gevolg van “squeezing” (= wegpersing) belangrijk zijn voor de stabiliteit van een zandophoging. Deze aspecten worden daarom alleen meegenomen in

de analytische berekening. De glijvlak berekening in MStab is gebaseerd op de “limit equilibrium” methode, dit houdt in dat er verschillende faalmechanismen doorgerekend moeten worden om de maatgevende glijcirkel te vinden (MStab User’s Manual, 2004). In de maatgevende glijcirkel is de verhouding tussen de weerstandskrachten en de drijvende krachten het kleinst, dit wordt verduidelijkt in formule 9.

$$FS = \frac{F_R}{F_D} \geq 1 \quad (9)$$

waarin:

FS = de veiligheidsfactor (-)

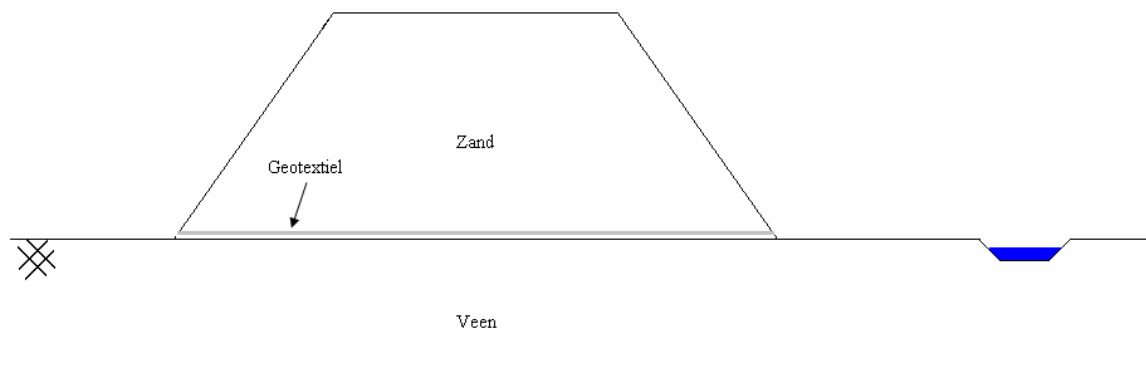
F_R = weerstandskrachten (kN)

F_D = drijvende krachten (kN)

Het is evident dat de veiligheidsfactor groter moet zijn dan 1 om een stabiele constructie te creëren.

Binnen de “limit equilibrium” methode zijn er verschillende varianten voorhanden. In dit rapport wordt voor de variant van Bishop (1955) gekozen. In deze variant wordt alleen het momentenevenwicht beschouwd, daarnaast wordt aangenomen dat het glijvlak cirkelvormig is. Aangezien de ondergrond voornamelijk uit veen bestaat zal zowel een “Total Stress Analysis” (TSA) als een “Effective Stress Analysis” (ESA) uitgevoerd moeten worden. De TSA is voor de ongedraineerde conditie, deze is van belang op de korte termijn; de parameter die hiervoor gebruikt moet worden is de ongedraineerde schuifsterkte (c_u). De ESA is voor de gedraineerde conditie, deze is van belang op de lange termijn; de parameter die hiervoor gebruikt moet worden is de effectieve hoek van inwendige wrijving (ϕ').

Als de veiligheidsfactor kleiner is dan 1, kunnen geotextiel of steunbermen worden toegepast om de stabiliteit te vergroten. In dit rapport wordt alleen geotextiel beschouwd, omdat de steunbermen een te groot beslag leggen op de schaarse ruimte. Rowe (1984) geeft aan dat de effectiviteit van het geotextiel het grootst is als het geplaatst wordt op de scheidslijn tussen het ophoogzand en de natuurlijke ondergrond (zie figuur H2.8). Op deze locatie is het geotextiel het beste in staat om de weerstand in de laterale richting te vergroten, zodat er een grotere schuifweerstand gemobiliseerd kan worden.



Figuur H2.8: Inpassing geotextiel in zandophoging

Het programma MStab biedt de mogelijkheid om het geotextiel mee te nemen in de stabiliteitsberekeningen. Met de sterkte en de lengte van het geotextiel zal net zo lang worden gevarieerd, totdat de veiligheidsfactor een groter is dan 1,0.

Stabiliteit analytisch

Om een veilige zandophoging te creëren moet er voldaan zijn aan drie voorwaarden. Ten eerste, mag het draagvermogen van de natuurlijke ondergrond niet worden overschreden. De maximale draagkracht die de natuurlijke ondergrond kan weerstaan wordt berekend met formule 10 (Skempton, 1951).

$$Q_{\max} = 5 \cdot c_u \quad (10)$$

waarin:

$Q_{\max}$ = maximale draagkracht (kPa)

c_u = de ongedraineerde schuifsterkte (kPa)

De ongedraineerde schuifsterkte is echter variabel, want deze neemt toe naarmate het consolidatieproces vordert. Hierdoor zal ook de maximale draagkracht van de ondergrond toenemen in de tijd (zie formule 10). In dit rapport wordt de theorie van Ladd (1991) gebruikt om de variatie van de ongedraineerde schuifsterkte in de tijd te berekenen. Ten tweede, zou het bezwijkmechanisme “squeezing” kunnen optreden. Hierbij wordt de natuurlijke grond weggeperst, waardoor er meer zand nodig is om de ophoging op hoogte te houden. Opgemerkt wordt dat de wegpersing met name optreedt als er sloten aanwezig zijn. Dit mechanisme kan echter niet kwantitatief berekend worden; het is daarom essentieel dat de fasering van de zandophoging geleidelijk plaatsvindt. Ten derde, wordt het stabiliteitsverlies langs een cirkelvormig glijvlak berekend. Deze analytische stabiliteitsberekening wordt alleen uitgevoerd voor de maatgevende situatie, zodat er een vergelijking gemaakt kan worden met het resultaat uit MStab. Bij de analytische stabiliteitsberekening wordt de cirkelvormige glijcirkel opgedeeld in een aantal slices (Bishop, 1955). De veiligheidsfactor dient zoals gezegd voor de TSA als voor de ESA berekend te worden. De veiligheidsfactor voor de TSA wordt weergegeven in formule 11; opgemerkt wordt dat in de TSA de ongedraineerde schuifsterkte (c_u) zit verwerkt.

$$FS = \frac{\sum (c_u)_j \cdot \frac{b_j}{\cos \theta_j}}{\sum (W_j \sin \theta_j)} \quad (11)$$

waarin:

b_j = de breedte van de beschouwde slice (m)

θ_j = de hoek van de glijcirkel voor de beschouwde slice (°)

W_j = het gewicht van de beschouwde slice (kN)

De veiligheidsfactor voor de ESA wordt weergegeven in formule 12; opgemerkt wordt dat in de ESA de effectieve hoek van inwendige wrijving (ϕ') zit verwerkt.

$$FS = \frac{\sum [W_j \cdot (1 - r_u)] \tan(\phi') \cdot m_j}{\sum (W_j \sin \theta_j)} \quad (12)$$

waarin:

r_u = waterspanningsratio (-)

ϕ' = de effectieve hoek van inwendige wrijving (°)

m_j = Bishop parameter (-)

Het bovenste gedeelte van de formules 11 en 12 zijn een sommatie van de weerstandskrachten en het onderste gedeelte is een sommatie van alle drijvende krachten. Om aan de stabiliteitscriteria te voldoen moet de veiligheidsfactor in gevallen groter zijn dan 1,0. Indien dit niet mogelijk is wordt er geotextiel toegepast, zodat de weerstand in de laterale richting wordt vergroot. Opgemerkt wordt dat het geotextiel alleen het mechanisme van cirkelvormige glijvlakken positief kan beïnvloeden; het geotextiel heeft geen invloed op het draagvermogen of de wegpersing van de ondergrond. Bij de dimensionering van het geotextiel moet er zijn voldaan aan de inwendige en uitwendige stabiliteit. De ontwerp criteria zijn in beide gevallen de treksterkte en de lengte van het geotextiel.

De benodigde sterkte voor de inwendige stabiliteit wordt weergegeven in formule 13.

$$F_{ben;i} = 0,5 \cdot K_a \cdot \gamma_{oph} \cdot H^2 \quad (13)$$

waarin:

$F_{ben;i}$ = benodigde trekkracht voor de inwendige stabiliteit (kN)

K_a = actieve gronddrukcoëfficiënt (-)

γ_{oph} = volumieke massa van het ophoogmateriaal (kN/m³)

H = hoogte van de zandophoging (m)

Opgemerkt wordt dat de krachtsoverdracht van de cohesieve ondergrond aan de onderzijde van de wapening wordt verwaarloosd.

De benodigde lengte voor de inwendige stabiliteit wordt weergegeven in formule 14.

$$L_{ben;i} = \frac{H}{\tan \beta} + \frac{0,5 \cdot K_a \cdot H}{\tan \delta} \quad (14)$$

waarin:

$L_{ben;i}$ = benodigde lengte voor de inwendige stabiliteit (m)

β = hoek van het talud (°)

δ = wrijvingshoek tussen wapening en ophoogmateriaal, volgens Rowe (1984) $\delta = \varphi'$ (°)

In het eerste deel van formule 14 wordt de horizontale afstand berekend van de teen tot aan de kruin. Het tweede deel is de verankeringslengte achter de kruin van het talud (CUR, 1995-150).

De benodigde sterkte voor de uitwendige stabiliteit wordt vastgesteld met de ontwerpgrafieken van Shercliff (1990). De benodigde lengte voor de uitwendige stabiliteit wordt berekend met formule 15.

$$L_{ben;u} = \frac{H}{\tan \beta} + \frac{0,5 \cdot K_a \cdot \gamma_{oph} \cdot H^2}{\sigma'_v \cdot \tan \delta} \quad (15)$$

waarin:

$L_{ben;u}$ = benodigde lengte voor de uitwendige stabiliteit (m)

σ'_v = verticale korrelspanningen op de wapening (kN/m²)

Opgemerkt wordt dat de berekening met MStab nauwkeuriger is, omdat hier iteratief de kritieke glijcirkel met geotextiel wordt vastgesteld, terwijl in de analytische berekening wordt aangenomen dat de kritieke glijcirkel onder de kruin van het talud ligt.

Categorie 3: Alternatief “Damwand & Lichte Ophoogmaterialen / Grondverbetering”

Ook voor het alternatief “Damwand & Lichte Ophoogmaterialen / Grondverbetering” zijn verschillende methoden benodigd om de risico’s gedeeltelijk te kunnen kwantificeren. Als eerste, worden de methoden besproken ten aanzien van de EPS constructie. Ten tweede, wordt de methode besproken om de lengte van de damwand, de lengte van de anker, de sterkte damwand en de ankerkracht analytisch te berekenen. Ten derde, worden de damwand en de anker numeriek berekend met het programma MSheet.

EPS constructie

De EPS constructie wordt toegepast om de zettingen in de nieuwe A2 te beperken. Het grote voordeel van de EPS constructie is dat het een geringe dichtheid heeft, daardoor is het mogelijk om de extra belasting veroorzaakt door het verkeer en de wegharding te compenseren. Daar tegenover staat dat het EPS een zeer geringe stijfheid heeft, daarom is het EPS een ophoogmateriaal en geen funderingsmateriaal. Deze en andere materiaaleigenschappen staan voor het meest gangbare type EPS20 weergegeven in tabel H2.9 (CROW, 2000-150).

<i>Mechanische eigenschappen</i>	<i>EPS20</i>
Droge volumieke massa (γ_{droog})	0,2 kN/m ³
Natte volumieke massa (γ_{nat})	0,7 kN/m ³
Elasticiteitsmodulus (E)	8,0 MPa
Dwarscontractie coëfficiënt (ν)	0,1

Tabel H2.9: Eigenschappen EPS20

Bij het gebruik van een EPS constructie zijn drie voorwaarden erg belangrijk, te weten: de vervorming in het EPS, de opbarsting van de veenlaag en de opdrijving van de EPS constructie. De vervorming in de EPS constructie bestaat uit elastische directe deformatie en plastische secundaire deformatie (= kruip). Uit het onderzoek van Duškov (1997) bleek de kruip voor de gangbare EPS typen nihil te zijn. Als de kruip wordt verwaarloosd is het EPS een lineair elastisch materiaal, door deze versimpeling kan de verticale rek (ϵ_z) met de wet van Hooke berekend worden. De wet van Hooke staat weergegeven in formule 16.

$$\sigma = \epsilon \cdot E \quad (16)$$

waarin:

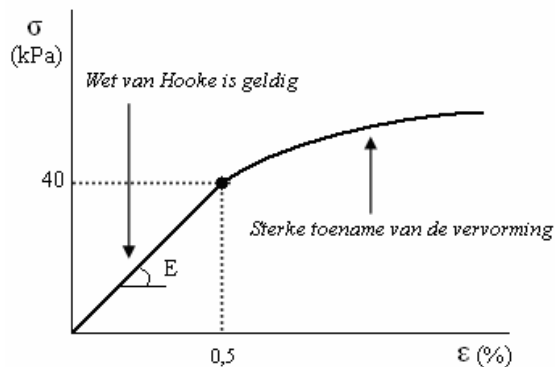
σ = spanning (kPa)

ϵ = rek (-)

E = elasticiteitsmodulus (kPa)

Opgemerkt wordt dat deze relatie voor EPS20 geldig is voor een bovenbelasting van maximaal 40 kPa en een daarbij behorende rek van 0,5% (Duškov, 1997). Als de belasting boven de 40 kPa komt wordt de interne celstructuur van het EPS ernstig aangetast, hierdoor neemt de elasticiteitsmodulus sterk af, met als consequentie dat er grote permanente deformaties optreden. De NEN 6702 (1990) stelt daarom als eis dat er geen permanente

vervorming mag optreden, dat betekent dat de bovenbelasting op het EPS niet meer dan 40 kPa mag bedragen. Deze redenering is gevisualiseerd in figuur H2.10.



Figuur H2.10: Spanning versus rek diagram van EPS20

De tweede voorwaarde betreft de opbarsting van de veenlaag, deze wordt berekend door een verticaal krachtenevenwicht te beschouwen. Hierbij werkt het gewicht van het veen naar beneden en de waterdruk onder het veenpakket werkt opwaarts. Dit mechanisme speelt een belangrijke rol bij de aanbrenging van de EPS blokken, omdat de bouwkuip hierbij ten allen tijde volledig droog dient te zijn. De derde voorwaarde is de opdrijving van de EPS constructie, deze kan worden berekend met de wet van Archimedes. In deze wet wordt wederom een verticaal krachtenevenwicht beschouwd. Hierbij werkt de belasting van de wegverharding en het EPS naar beneden en de waterdruk onder de EPS blokken werkt opwaarts. De maximale diepte van de EPS constructie onder de grondwaterspiegel wordt berekend aan de hand van formule 17. Opgemerkt wordt de veiligheidsfactor die gebruikelijk is voor rijkswegen een waarde heeft van 1,3 (CROW, 2000-150).

$$H_{\max} \leq \frac{(G_w + G_e)/FS}{\gamma_w} \quad (17)$$

waarin:

$H_{\max}$ = maximale diepte van het EPS onder de grondwaterspiegel (m)

G_w = de belasting van de wegverharding (kPa)

G_e = de belasting van het EPS (kPa)

γ_w = het volumieke gewicht van water (kN/m³)

FS = de veiligheidsfactor (-)

Stabiliteit damwand analytisch

De stabiliteit van de verankerde damwand is een belangrijke risicofactor in het ontwerp. Om stabiliteit te garanderen worden vier aspecten nader onder de loep genomen, te weten: de lengte van de damwand, de sterkte van de damwand, de lengte van de anker en de treksterkte van de anker. Voor de anker dienen twee opmerkingen gemaakt te worden. Ten eerste, wordt dat er is gekozen voor een schroefgroutanker om de trillingen in de bestaande A2 te beperken. Ten tweede, is het van belang dat het verankeringslichaam op voldoende afstand wordt geplaatst van de damwand, zodat de actieve gronddrukken op de damwand en de passieve gronddrukken op de groutkop elkaar niet beïnvloeden. De methode die gebruikt wordt om een verankerende damwand te berekenen is de "Free Earth Method" (Padfield en Mair, 1984). De belangrijkste veronderstelling die deze onderzoekers maken is dat het draaipunt bij het bevestigingspunt van de anker zit, dat betekent dat het moment

en de verplaatsing op deze locatie nul zijn. Opgemerkt wordt dat in deze analyse alleen de sterkte van de ondergrond een rol speelt, het vervormingsgedrag van de ondergrond en de stijfheid van de damwand hebben geen invloed op de uitkomst van de berekening (Huerne en Smink, 2003).

Bij de toepassing van de “Free Earth Method” spelen een vijftal aspecten een belangrijke rol. Ten eerste de methode om de laterale grondcoëfficiënten K_a en K_p vast te stellen. In dit rapport wordt de methode van Kerisel en Absi (1990) gebruikt. Het grote voordeel van deze methode is dat de “slip plane” logaritmisch is en niet lineair, zoals aangenomen is in de methode van Coulomb, daardoor fitten de laterale grondcoëfficiënten uit de logaritmische methode beter met de resultaten uit het laboratorium. Ten tweede wordt de “Factored Strength Method” gebruikt om een extra veiligheidsfactor in het ontwerp te bouwen (zie formule 18). In dit rapport wordt een veiligheidsfactor van 1,2 gebruikt voor de effectieve hoek van inwendige wrijving (ϕ').

$$\phi'_d = \frac{\phi'}{FS} \quad (18)$$

waarin:

ϕ'_d = de effectieve hoek van inwendige wrijving die wordt gebruikt in het ontwerp (°)

ϕ' = de effectieve hoek van inwendige wrijving die is vastgesteld uit de geotechnische data (°)

FS = de veiligheidsfactor (-)

Ten derde, de wrijvingshoek tussen de damwand en de ondergrond (δ) is 2/3 maal de effectieve hoek van inwendige wrijving (Budhu, 2000). Opgemerkt wordt dat de wandwrijving voor extra stabiliteit zorgt, want het zorgt ervoor dat de actieve gronddrukken omlaag gaan en de passieve gronddrukken omhoog gaan. Ten vierde, wordt er tijdens de uitvoering gebruik gemaakt van zwaar materieel. Het zware materiaal zorgt tijdelijk voor een extra belasting. Ignold (1973) stelt voor om de actieve gronddruk met 20% te vergroten om zo rekening te houden met deze extra belasting. Tenslotte is het belangrijk dat de bouwput droog blijft tijdens de uitvoering, want hiermee wordt voorkomen dat de EPS constructie gaat drijven (CROW, 2000-150). Opgemerkt wordt dat deze voorwaarde alleen relevant is voor de variant “Damwand & Lichte Ophoogmaterialen”. Om de constructie droog te houden zal de bouwput bemalen moeten worden. Het nadeel van het bemalen is dat er een verschil in de grondwaterstand ontstaat aan weerszijden van de damwand, waardoor er een kwelstroom ontstaat. De kwelstroom heeft een negatieve invloed op de stabiliteit van de damwand, omdat de actieve effectieve grondspanning wordt vergroot en de passieve effectieve grondspanning wordt verlaagd. In dit rapport wordt de methode van Palfield and Mair (1984) gebruikt om de grootte van kwelstromen te schatten.

Stabiliteit damwand numeriek

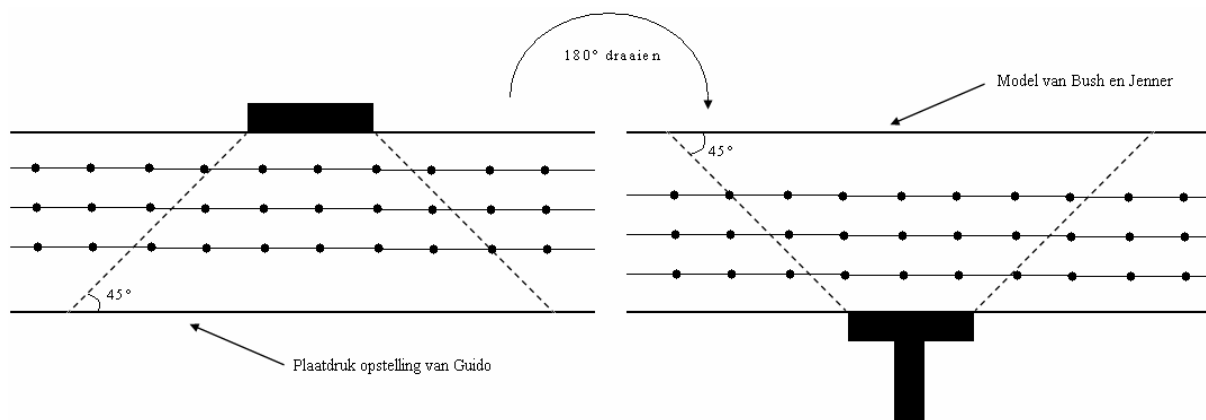
De stabiliteit van de damwand wordt numeriek berekend met het programma MSheet. Binnen het programma MSheet zijn verschillende modellen beschikbaar om de stabiliteit van de damwand te berekenen. In dit rapport wordt het “ K_a , K_0 en K_p ” model gekozen (MSheet User’s Manual, 2005). De belangrijkste aanname binnen deze methode is dat de laterale grondcoëfficiënten constant zijn over de diepte van een grondlaag. De consequentie van deze aanname is dat het model alleen toepasbaar is voor uniforme belastingen en een horizontaal maaiveld. Deze beperking is voor de berekening van dit alternatief geen probleem (zie figuur H3.4). Een belangrijk voordeel van deze methode is dat een vergelijking met de analytische methode beter gemaakt kan worden, omdat er gelijksoortige aannames zijn gemaakt.

Categorie 4: Alternatief “Paalmatrassen”

Voor het laatste alternatief “Paalmatrassen” zijn er wederom diverse methoden benodigd om de risico’s gedeeltelijk te kunnen kwantificeren. Ten eerste, wordt de methode beschreven die gebruikt is voor de dimensionering van het granulaatmatras. Ten tweede, wordt de methode besproken om de lengte van een prefab betonnen palen te kunnen berekenen. Ten derde, wordt de methode besproken om de zettingen in de paalfundering te analyseren.

Ontwerp granulaatmatras analytisch

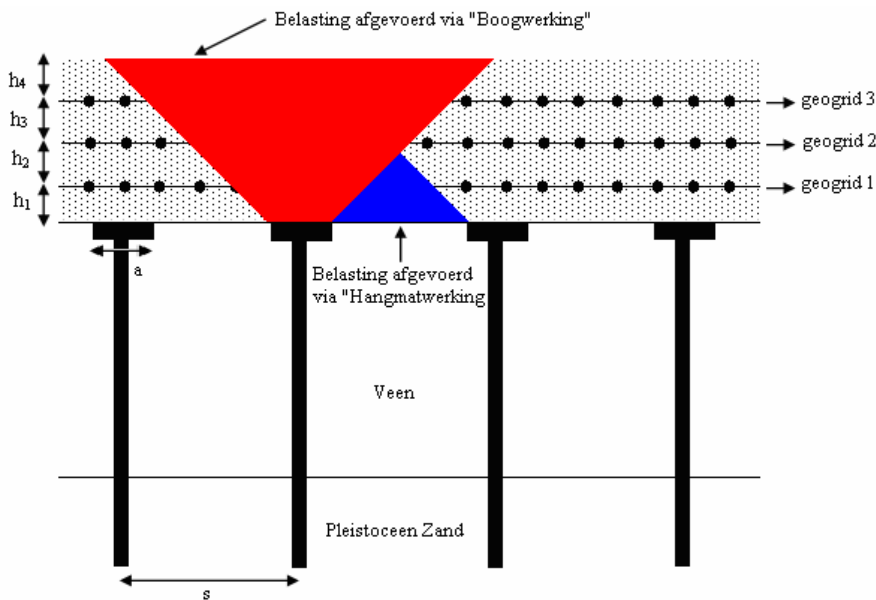
Het granulaatmatras moet voldoende stijf zijn om de belastingen van het verkeer en het gewicht van de wegverharding grotendeels over te kunnen dragen naar de paalfundering. Om het granulaatmatras te kunnen ontwerpen is de krachtsoverdracht van het granulaatmatras naar de paalfundering cruciaal. In dit rapport wordt een analytische berekening gemaakt die gebaseerd is op de methode van Bush en Jenner (CUR, 2002-7). Er is gekozen voor deze methode omdat deze het beste overeen komt met de Nederlandse praktijk. In het onderzoek van Habib (2002) die de wegverbreding van de N247 bij Volendam heeft onderzocht, bleken de meetresultaten van het proefvlak uitermate goed te fitten met de ontwerpresultaten uit Bush en Jenner. Er zijn echter twee belangrijke aannamen gedaan binnen deze methode. Ten eerste, geeft Habib (2002) aan dat deze methode alleen toepasbaar is voor Tensar geogrids. Ten tweede zijn de formules in deze methode grotendeels gebaseerd op plaatdrukproeven van Guido (1987). Guido deed onderzoek naar de verhoging van de draagkracht van een fundering op staal door in de ondergrond enkele lagen geogridwapening op te nemen. De belangrijke aanname die Bush en Jenner maken is dat de opstelling van Guido letterlijk op zijn kop gezet mag worden, dit wordt verduidelijkt in figuur H2.11.



Figuur H2.11: Conversie van plaatdrukproef naar paalmatrasmodel

In figuur H2.11 is te zien dat de belastingspreiding onder 45° plaatsvindt. In werkelijkheid zal deze spreidingshoek groter zijn, dit komt door de opsluitende werking van de geogrids. Desondanks stellen Bush en Jenner voor om een spreidingshoek van 45° te hanteren, zodat er rekening wordt gehouden met de onzekerheden in het ontwerp. Om de krachtwerking binnen het granulaatmatras te berekenen dienen eerst twee belangrijke mechanismen te worden beschreven. Het eerste mechanisme is “boogwerking”, hierdoor dragen de palen een groter deel van de belasting af dan het gedeelte recht boven de paalkoppen. Om een goede “boogwerking” te creëren is een stijve constructie benodigd, deze wordt gecreëerd door het gewapende granulaatmatras. Een andere voorwaarde is dat de onderlinge paalafstand gering moet zijn (Collin et al., 2006), voor het Spijkerbed® principe dat in dit verslag wordt beoordeeld is dat meestal 1 à 2 meter. Het tweede mechanisme is “hangmatwerking”, hierbij wordt een gedeelte van de belasting opgenomen door de geogrids, die deze belasting

vervolgens overdragen aan de paalfundering. Opgemerkt wordt dat de geogrids een dubbele functie hebben, want enerzijds dragen ze bij aan de mobilisatie van de “boogwerking” en anderzijds verzorgen ze de overdracht van de belasting via “hangmatwerking”. In de methode van Bush en Jenner wordt een groot gedeelte van de belasting naar de paalfundering afgevoerd via “boogwerking” en slechts een klein gedeelte via “hangmatwerking”, dit wordt verduidelijkt in figuur H2.12.



Figuur H2.12: Krachtenafdracht volgens Bush en Jenner

Om de “boogwerking” te kwantificeren worden in de literatuur twee parameters gebruikt, te weten: de spanningsreductiefactor en de paaleffectiviteit (CUR, 2002-7). De spanningsreductiefactor wordt berekend met formule 19.

$$S_{3D} = \frac{\sigma_{vo}}{Q} \quad (19)$$

waarin:

S_{3D} = de spanningsreductiefactor (%)

σ_{vo} = de verticale belasting veroorzaakt door de grondmoot onder het 1^{ste} geogrid (kPa)

Q = de verticale belasting op de ondergrond als geen paalmatras wordt toegepast (kPa)

In figuur H2.12 is te zien dat de onderste schijf grond van het matras tussen de palen zijn belasting afdraagt aan de natuurlijk ondergrond, dit veroorzaakt zettingen onder het paalmatras. Echter geeft Collin (2006) aan dat deze zettingen over het algemeen verwaarloosbaar zullen zijn. Als de zettingen in het matras toch vastgesteld moeten worden, zal een 3D eindige elementen berekening gemaakt moeten worden.

Om voldoende stijfheid te genereren zal de dikte van het matras minimaal moeten voldoen aan de eis van formule 20. Aangeraden wordt om de coëfficiënt met de waarde van 0,7 te vervangen door 1,0, om zo extra zekerheid in te bouwen.

$$H_{\min} = 0,7 \cdot (s - a) \quad (20)$$

waarin:

- $H_{\min}$ = de minimale dikte van het granulaatmatras (m)
- s = de h.o.h. van de vierkante palen (m)
- a = de afmeting van de vierkante paalkop (m)

De relatie tussen de spanningsreductiefactor en de paaleffectiviteit kan op basis van het verticale evenwicht worden afgeleid (zie formule 21).

$$E_p = 1 - S_{3D} \cdot \frac{s^2 - a^2}{s^2} \quad (21)$$

waarin:

- E_p = de paaleffectiviteit (%)

De “hangmatwerking” kan gekwantificeerd worden door de trekkracht in de geogrids te berekenen. De vereiste trekkracht wordt berekend met formule 22.

$$F_{g;i} = \frac{\sigma_{grid;i} \cdot L_i \cdot (1 + \varepsilon)}{2 \cdot \sin \theta} \quad (22)$$

waarin:

- $F_{g;i}$ = de trekkracht in het beschouwde geogrid (kN/m)
- $\sigma_{grid;i}$ = de verticale belasting op het betreffende geogrid (kPa)
- L_i = de lengte van de betreffende geogrid = $(s-a) - 2 \cdot (\sum h_{j-1} / \tan 45^\circ)$ (m)
- ε = rek in het geogrid (-)
- θ = de halve tophoek van de blauw gearceerde driehoek uit figuur H2.12 (rad)

Tot slot, tijdens de uitvoering dient de grondwaterstand onder de paalkoppen te liggen. Indien dit niet het geval is, dient de bouwput bemalen te worden.

Lengte van paalfundering analytisch

Het granulaatmatras draagt slechts een klein gedeelte van de belasting van het verkeer en de wegverharding af aan de natuurlijke ondergrond. Het overgrote deel zal via “boogwerking” en het “hangmatprincipe” worden overgedragen aan de paalfundering. Aan de paalfundering zelf worden geen bijzondere eisen gesteld. Het is natuurlijk wel belangrijk dat de paalfundering de juiste dimensies heeft, zodat het in staat is de belasting over te dragen aan de pleistocene zandlagen. Opgemerkt wordt dat de lengte van de paal alleen afhankelijk is van de verticale belasting, want de horizontale belasting (= de rembelasting) wordt verwaarloosd, omdat deze belasting over een groot aantal palen wordt verspreid (CUR, 2007-2). De verticale draagkracht van een paalfundering

bestaat uit twee onderdelen, te weten: de draagkracht aan de paalvoet en de draagkracht verkregen door wandwrijving (zie formule 23).

$$Q_t = Q_p + Q_w \quad (23)$$

waarin:

Q_t = de totale draagkracht van de paal (kN)

Q_p = de draagkracht aan de paalvoet (kN)

Q_w = de draagkracht verkregen door wandwrijving (kN)

De methode die wordt gebruikt om de lengte van de paalfundering te berekenen is de “ β -method”. Deze methode is gebaseerd op correlaties van eerder uitgevoerde veldmetingen. Opgemerkt wordt dat de methode berust op een effectieve spanningsanalyse en maakt een schatting van de draagkracht zowel op de korte als op de lange termijn.

De draagkracht aan de paalvoet wordt weergegeven in formule 24. De draagkrachtscoëfficiënt in deze formule wordt berekend met de methodiek van Janbu (1976).

$$Q_p = N_q \cdot \sigma'_p \cdot A_p \quad (24)$$

waarin:

N_q = de draagkrachtscoëfficiënt (-)

σ'_p = de effectieve korrelspanning onder de paalvoet (kPa)

A_p = het paaloppervlak (m²)

De berekening voor de wandwrijving wordt weergegeven in formule 25.

$$Q_w = \sum \beta_i \cdot \sigma'_{m,i} \cdot P \cdot L_i \quad (25)$$

waarin:

β_i = de wandwrijvingsfactor (-)

$\sigma'_{m,i}$ = de effectieve korrelspanning in het midden van de beschouwde grondlaag (kPa)

P = de omtrek van de paal (m)

L_i = de lengte van de beschouwde grondlaag (m)

In formule 25 is te zien dat de totale wandwrijving wordt gevonden door een sommatie te nemen over de verschillende grondlagen; in dit geval zijn dat er twee, te weten: het veen en het pleistocene zand (zie bijlage 1). De wandwrijvingsfactor voor veen wordt in dit verslag berekend met de theorie van Burland (1973) en voor zand zal deze berekend worden met de theorie van Meyerhoff (1976). Voor deze situatie zal de draagkracht door wandwrijving zeer beperkt zijn, omdat de veengrond niet meewerkt maar tegenwerkt, dit fenomeen wordt ook wel negatieve kleef (= dragload) genoemd. Fellenius (1999) stelt voor om de negatieve kleef over de gehele veenlaag te nemen, omdat de “neutral plane” (= overgangspunt van negatieve naar positieve kleef) zeer moeilijk is vast te stellen in slappe ondergronden. Dit komt doordat de locatie van de “neutral plane” het resultaat is van een complexe interactie tussen de schuifkrachten en de krachten op de paalvoet. Fellenius (1998) geeft aan dat

de “dragload” ook een positief effect kan hebben op de paalfundering, want de verticale deformatie veroorzaakt door de “live loads” (= verkeersbelasting) wordt reduceert, omdat de paal door de “dragload” wordt voorgespannen. Daarnaast is het belangrijk om rekening te houden met de onzekerheid in de ondergrond, daarom wordt een veiligheidsfactor van 2 toegepast (NEN6740, 1990). De veiligheidsfactor wordt niet toegepast over de negatieve kleef, want dit zou een positief effect hebben op de draagkracht. Rekening houdend met al deze factoren wordt de vereiste lengte als volgt berekend (zie formule 26). Opgemerkt wordt dat de lengte van de paal is verwerkt in de berekening van de effectieve korrelspanningen en de dikte van de lagen.

$$Q_{vp} = \frac{Q_p + Q_w}{FS} - Q_{nk} \quad (26)$$

waarin:

Q_{vp} = de vereiste kracht (kN)

FS = de veiligheidsfactor (-)

Q_{nk} = de negatieve kleef (kN)

Zetting paalfundering analytisch

Naast de lengte van de paalfundering speelt de zetting natuurlijk ook een belangrijke rol, want uit de praktijk blijkt dat een paalfundering in 90% van de gevallen bezwijkt ten gevolge van zetting (Budhu, 2000). Om de zetting van de paalfundering te berekenen wordt de methode van Poulos (1989) gebruikt, deze methode is gebaseerd op de analytische “point load” oplossing van Mindlin. De totale zetting van de paal wordt opgedeeld in drie componenten, te weten: de zetting door wandwrijving, zetting aan de paalvoet en de zetting door elastische verkorting (zie formule 27).

$$\delta_t = \delta_w + \delta_p + \delta_{ev} \quad (27)$$

waarin:

δ_t = de totale zetting van de paal (m)

δ_w = de zetting door wandwrijving (m)

δ_p = de zetting aan de paalvoet (m)

δ_{ev} = de zetting door elastische verkorting (m)

De palen in deze paalfundering staan op stuit, dat houdt in dat de palen in een vaste ondergrond zijn geheid (in dit geval zijn dat de pleistocene zandlagen). Voor palen die op stuit zijn gefundeerd wordt de zetting door wandwrijving berekend met formule 28.

$$\delta_w = \sum \frac{Q_{vp}}{E_{gi} \cdot L_i} \cdot I \quad (28)$$

waarin:

E_{gi} = de elasticiteitsmodulus van de beschouwde grondlaag (kPa)

L_i = de lengte van de beschouwde grondlaag (m)

I = de beïnvloedingsfactor (-)

De zetting aan de paalvoet is conform formule 3, waarbij q_s de toegestane belasting op de paal is. Als laatste wordt in formule 29 de zetting door elastische verkorting weergegeven.

$$\delta_{ev} = \sum C_i \cdot \frac{Q_{vp} \cdot L_i}{E_p \cdot A_p} \quad (29)$$

waarin:

C_i = een reductiefactor (-)

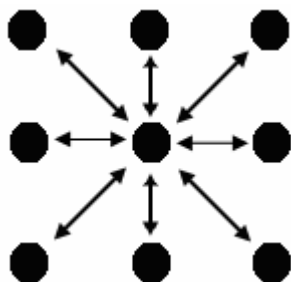
L_i = de lengte van de beschouwde grondlaag (m)

E_p = de elasticiteitsmodulus van de paal (kPa)

A_p = de oppervlakte van de paal (m²)

Zoals u ziet wordt de zetting in de formules 28 en 29 berekend over meerdere grondlagen; in dit geval zijn er twee grondlagen, te weten: de veenlaag en de pleistocene zandlaag (zie bijlage 1). De reductiefactor houdt rekening met het feit dat de verticale rek gereduceerd wordt doordat de paal vast ligt in de ondergrond. Voor de veen is dit 0,7 en voor zand is dit 0,5.

Voor een paalmatrassysteem zullen veel palen geheid moeten worden. De gemiddelde afstand tussen de palen bij het Spijkerbed® principe is meestal 1 à 2 meter [4], daardoor zal er een interactie tussen de palen onderling zijn. Om deze reden verschilt de groepszetting ten opzichte van zetting van een enkele paal. Onder een paalgroep worden negen palen verstaan, dit wordt verduidelijkt in figuur H2.13.



Figuur H2.13: Paalgroep effect

Om rekening te houden met het paalgroep effect wordt er een correctiefactor over de zetting door wandwrijving toegepast. Fleming (1985) heeft in zijn onderzoek de volgende empirische relatie gevonden (zie formule 30).

$$R_s = \sqrt{n} \quad (30)$$

waarin:

R_s = correctiefactor voor de groepszetting (-)

n = het aantal palen dat beschouwd wordt in de paalgroep (x)

Uit formule 30 blijkt dat de zetting van een groep palen altijd groter is dan de zetting van een enkele paal. Lee (1993) geeft aan dat dit wordt veroorzaakt door de interactie van de palen in de paalgroep. Tot slot, wordt er opgemerkt dat de interactie tussen de palen onderling een complex proces is, en daardoor dus moeilijk te benaderen is met een “simpele” correctiefactor. Lee en Charles (2004) geven aan dat als de palen dicht bij elkaar

staan de elasticiteitsmodulus van de grond tussen de palen toeneemt. In de vakliteratuur staat dit fenomeen bekend als het “shielding effect”, door dit effect neemt de zetting door wandwrijving (= downdrag) af. Voornamelijk de palen in het centrum van de paalfundering hebben hier profijt van. Als men dit effect wil meenemen is een elastoplastische eindige elementen berekening benodigd. In dit rapport worden de resultaten van de elastische methode gebruikt, omdat een eindige elementen berekening buiten de scope van het onderzoek valt.

Categorie 5: GeoQ

De beoordeling van de risico's zal geschieden volgens de GeoQ systematiek (van Staveren, 2006). In dit rapport worden de eerste vier stappen van het GeoQ model doorlopen, dit zijn respectievelijk: de risico informatie stap, de risico identificatie stap, de risico classificatie stap en de risico remedie stap. De eerste stap is reeds belicht in de inleiding, dit betreft de doelen en de risico tolerantie van de opdrachtgever en de maatschappij. Ook de identificatie van de risico's heeft al reeds plaatsgevonden, deze zijn terug te vinden in de tabellen H2.3, H2.4 en H2.6. De derde stap is een belangrijke stap, want hier worden de diverse risico's geclassificeerd. Opgemerkt wordt dat de risico's op drie manieren geclassificeerd kunnen worden, te weten: kwalitatief, semi-kwalitatief en kwantitatief. In dit onderzoek wordt voor de semi-kwalitatieve methode gekozen, aangevuld met kwantitatieve gegevens uit de gemaakte berekeningen. De reden hiervoor is dat het gros van de risico's moeilijk kwantificeerbaar zijn, bijvoorbeeld de trillingen die ontstaan door het heien van de damwandplanken. Ook van Staveren (2006) uit zijn voorkeur voor de semi-kwalitatieve methode, dit wordt benadrukt met het volgende citaat:

“Engineers and economists tend to like the quantitative approach because it allows them to calculate risk with figures. However, there are drawbacks. First, if possible at all, obtaining figures with an acceptable degree of accuracy is mostly expensive and time consuming within ground engineering and construction. Second, if we have them, these highly desired figures are not as accurate as we may assume because they often hide a lot of subjective judgment.”

Ook binnen de semi-kwalitatieve methoden bestaan veel mogelijkheden. In dit onderzoek wordt de methode van Smallman (1999) gebruikt. Deze wetenschapper deelt het risico (kans x gevolg) op in een aantal factoren.

De factoren die de kans van een risico beïnvloeden zijn als volgt:

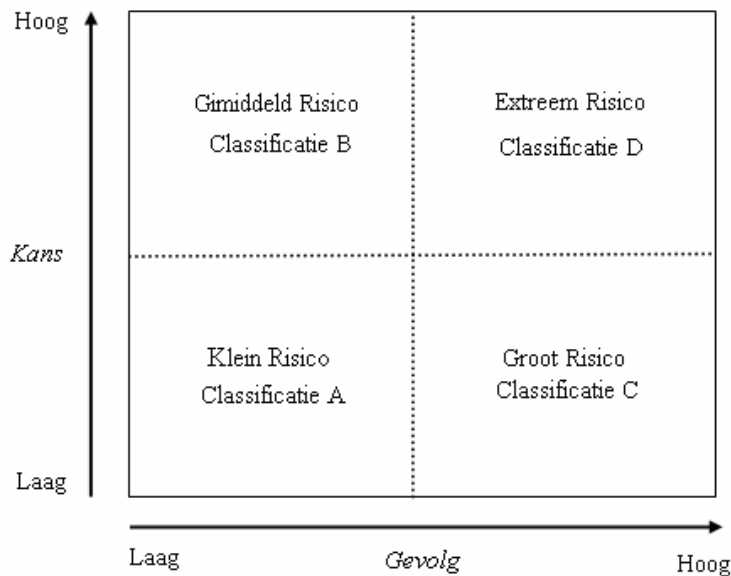
- De controle over het risico. Hierbij valt te denken aan de beschikbaarheid van kennis, maar ook het beschikbare maatregelenpakket is van belang.
- De verschijningsvorm. Treed het risico plotseling of geleidelijk op.

De factoren die het gevolg van een risico beïnvloeden zijn als volgt:

- De grootte van de schade in euro's.
- In hoeverre komt de continuïteit van de bestaande A2 in het geding.
- De vertraging in de bouwtijd, en wat zijn de consequenties daarvan voor de continuïteit van het project.

In dit rapport worden alle geïdentificeerde risico's van de beschouwde alternatieven, zie tabellen H2.3, H2.4 en H2.6, getoetst aan de bovengenoemde factoren. Na de toetsing worden de risico's geclassificeerd (zie figuur H2.14). De zwaarste risico's vallen daarbij in categorie D, deze risico hebben zowel een grote kans van optreden maar daarnaast ook grote consequenties in termen van kosten en tijd. Om dit soort risico's te mijden moet er preventief opgetreden worden. De kleinste risico's vallen in categorie A, deze risico's zijn over het algemeen

ongevaarlijk en belemmeren de continuïteit van het project minimaal. Echter, als een aantal van deze risico's in combinatie optreden kunnen ze toch tot significante problemen leiden.



Figuur H2.14: Risico matrix

Samenvattend, het grote voordeel van de semi-kwalitatieve methode is dat het snel inzicht geeft in de oorsprong van de verschillende risico's. Daardoor is het mogelijk om adequate acties te ondernemen, zodat de geïdentificeerde risico's voorkomen kunnen worden of ten minste kunnen worden beperkt. Deze correctieve maatregelen behoren bij de vierde stap van het GeoQ model.

Categorie 6: Kosten

Om een indicatie te geven van de kosten wordt er gebruik gemaakt van drie bronnen. Ten eerste, worden de eenheidsprijzen van de bouwdienst van Rijkswaterstaat gebruikt om de materiaal- en de uitvoeringskosten vast te stellen (Camerik, 2005). Opgemerkt wordt dat deze eenheidsprijzen uit 2005 dateren, daarom dienen ze voor 2007 geïndexeerd te worden met 5% (2,5% per jaar) voor inflatie. Ten tweede, wordt het internet gebruikt als de eenheidsprijzen van Rijkswaterstaat ontbreken [9]. Ten derde, worden de opslagpercentages uit de CUR (2006-2) gebruikt voor de monitoringskosten, de kosten voor de aankoop van grond en de kosten voor het omleggen van kabels en/of leidingen.

2.3. Vraagstelling

Op basis van de bestudeerde literatuur kan de hoofdvraag gepreciseerd worden, deze luidt als volgt:

Welk alternatief is het meest geschikt om de aardebaan bouwrijp te maken voor de twee nieuw aan te leggen rijbanen?

De hoofdvraag wordt vervolgens opgedeeld in tweeëntwintig onderzoeksvragen, die voor de duidelijkheid weer zijn onderverdeeld in een vijftal categorieën. Opgemerkt wordt dat de onderzoeksvragen eerst beantwoord dienen te worden, voordat er een antwoord gegeven kan worden op de hoofdvraag.

Algemeen

1. Wat zijn de geotechnische eigenschappen van de ondergrond?
2. Hoe groot is de bovenbelasting die wordt overgedragen aan de fundering?
3. Wat zijn de geldende eisen ten aanzien van de zetting en de stabiliteit?

De onderzoeksvragen die hieronder worden behandeld zijn specifiek voor het betreffende alternatief.

Alternatief 1: Zandophoging & Drainage

4. Hoeveel meter overhoogte is er benodigd?
5. Hoe groot is de zetting die wordt veroorzaakt door de voorbelasting?
6. Wat is de benodigde afstand tussen de drains om de restzettingseis te halen?
7. Hoeveel meter geotextiel is er benodigd om een stabiele zandophoging te krijgen?

Alternatief 2: Damwand & Lichte Ophoogmaterialen / Grondverbetering

8. Wat is de maximaal toegestane dikte van het ophoogmateriaal om opdrijving te voorkomen¹?
9. Hoe groot is de vervorming van het ophoogmateriaal die veroorzaakt wordt door de bovenbelasting¹?
10. Tot hoeveel meter mag er worden uitgegraven om opbarsting te voorkomen¹?
11. Wat de vereiste lengte van de damwand om stabiliteit te garanderen?
12. Welk damwandprofiel is benodigd?
13. De vereiste lengte van de anker om stabiliteit te garanderen?
14. Welk type anker is benodigd?

Alternatief 3: Paalmatrassen

15. Wat is de vereiste dikte van het gewapende granulaatmatras om een goede “boogwerking” te laten plaatsvinden?
16. Hoe groot is de belasting die door het gewapende granulaatmatras wordt overgedragen naar de paalfundering?
17. Hoe groot is de trekspanning in de geogrids?
18. Wat is de vereiste lengte van de paalfundering om de bovenbelasting te kunnen dragen?
19. Hoe groot is de zetting van de paalfundering²?

De onderzoeksvragen die hieronder worden behandeld spelen een rol bij alle alternatieven.

Toetsing

20. Wat is het risicoprofiel³?
21. Wat zijn de kosten?
22. Welke maatregelen kunnen er genomen worden om de risico's te beperken?

¹ Opgemerkt wordt dat deze onderzoeksvragen de haalbaarheid van een EPS constructie bepalen.

² De zetting van de paalfundering kan pas berekend worden als de lengte ervan bekend is.

³ In het risicoprofiel worden alle geïdentificeerde risico's uit tabellen H2.3, H2.4 en H2.6 geclassificeerd. Merk daarbij op dat de belangrijkste risico's kwantitatief beoordeeld worden, zoals de zettingen en de stabiliteit. Het resterende deel, veelal lastig kwantificeerbaar, wordt alleen kwalitatief beoordeeld.

2.4. Afwijkingen ten opzichte van het voorverslag

In totaal zijn er drie afwijkingen van betekenis. Ten eerste, komt er een drainagesysteem onder de zandophoging, want anders kan de restzettingseis van 12 centimeter over een periode van oplevering tot 7 jaar na oplevering niet gehaald worden. Ten tweede, wordt er bij het tweede alternatief, naast grondverbetering, ook gekeken naar de haalbaarheid van een EPS constructie. Het onderzoek naar de haalbaarheid van een EPS constructie is vanuit geotechnisch oogpunt interessant, want hierdoor is het mogelijk om een evenwichtsconstructie te realiseren. De laatste afwijking van betekenis is dat er nu drie alternatieven met elkaar worden vergeleken in plaats van twee zoals in het voorverslag beschreven staat. Het alternatief dat in dit rapport ook wordt meegenomen is het alternatief “Paalmatrassen”.

3. Analyse

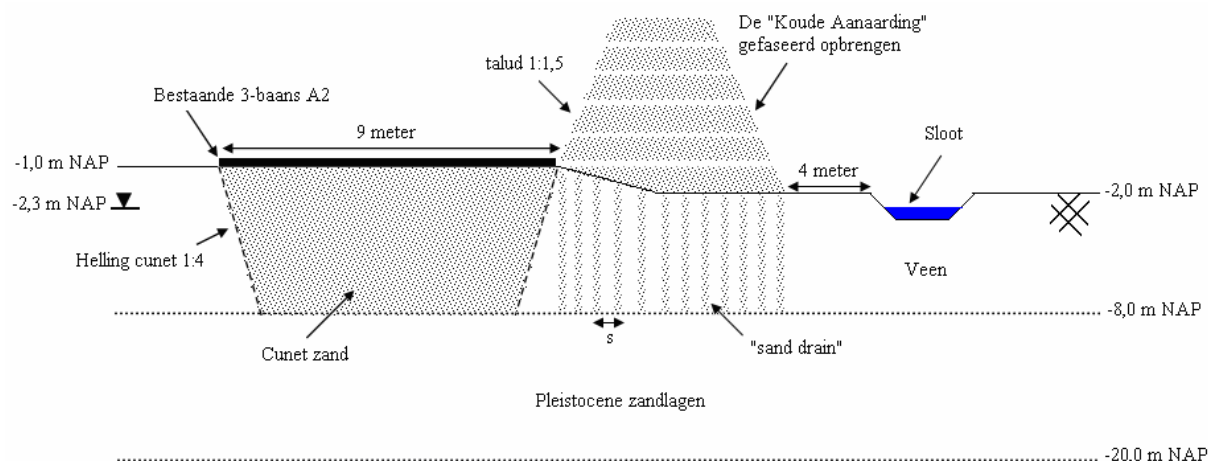
In dit hoofdstuk zijn de analyses van de onderzochte alternatieven te vinden. Er wordt begonnen met het referentie alternatief “Zandophoging en Drainage”, vervolgens worden respectievelijk alternatief “Damwand en Lichte Ophoogmaterialen / Grondverbetering” en alternatief “Paalmatrassen” behandeld. In de analyse van ieder alternatief wordt er begonnen met een schematisatie van de situatie inclusief maatvoering. Vervolgens worden de geïdentificeerde risico's geclassificeerd en waar mogelijk onderbouwd met kwantitatieve gegevens. Bij de analyse van de risico's wordt regelmatig een terugkoppeling gemaakt naar de onderzoeksvragen uit de vraagstelling. Iedere paragraaf wordt afgesloten met een indicatie van de kosten. Opgemerkt wordt dat van deze structuur wordt afgeweken bij het tweede alternatief “Damwand en Lichte Ophoogmaterialen / Grondverbetering”, omdat hierin eerst wordt gekeken naar de haalbaarheid van de lichte ophoogmaterialen. De reden hiervoor is dat in het onderzoekskader (paragraaf 2.1) als voorwaarde is gesteld dat de lichte ophoogmaterialen voor een evenwichtsconstructie moet zorgen, want anders moet de ondergrond als nog worden voorbelast en worden gedraineerd.

3.1. Alternatief “Zandophoging & Drainage”

Het eerste alternatief dat onder de loep genomen wordt is het referentie alternatief “Zandophoging en Drainage”. Deze bouwmethode is de laatste jaren de “common practise” geweest in de wegenbouw, daardoor zijn de risico's van deze manier van bouwen relatief bekend.

3.1.1. Schematisatie

De schematisatie van dit alternatief is te zien in figuur H3.1. Opgemerkt wordt dat de geotechnische gegevens terug te vinden zijn in bijlage 1.



Figuur H3.1: Schematisatie alternatief “Zandophoging en Drainage”

Uit figuur H3.1 dienen een aantal aspecten nader te worden toegelicht. Ten eerste, de zandophoging wordt direct naast de bestaande A2 aangelegd. Ten tweede, de hoogteligging van de A2 verschilt met die van de natuurlijke ondergrond. In dit geval ligt de bestaande A2 één meter hoger ten opzichte van het natuurlijke maaiveld, zodat vorstschade door bevriezing van het wegdek wordt voorkomen. Ten derde, uit het flankenonderzoek is gebleken dat de helling van het cunet ongeveer 4:1 bedraagt (Brugman, 2007). Ten vierde, de verticale spanningstoename is interessant tot 20 meter onder NAP, want daaronder zijn de veranderingen in de effectieve korrelspanning verwaarloosbaar (Budhu, 2000). Als laatste is het aantal meters voorbelasting

afhankelijk van de toekomstige belasting. De zandophoging moet minimaal een belasting teweeg brengen die gelijk is aan de toekomstige belasting, om ervoor zorgen dat de primaire consolidatietak nooit meer wordt bereikt in de gebruikersfase. Dat houdt in dat de overconsolidatieratio voldoende groot moet zijn, zodat de maximale effectieve spanning uit het verleden (σ'_{zc}) nooit wordt bereikt. Dit principe wordt verduidelijkt in formule 31.

$$OCR = \frac{\sigma'_{zc}}{\sigma'_{zo}} \quad (31)$$

waarin:

OCR = het overconsolidatie ratio (-)

σ'_{zc} = de maximale effectieve spanning uit het verleden (kN/m^2)

σ'_{zo} = de huidige effectieve spanning (kN/m^2)

Daarnaast is een extra zandophoging (= overhoogte) noodzakelijk om te compenseren voor de zettingen in het veen. Een bijkomend voordeel van de overhoogte is dat het in combinatie met de verticale drainage het zettingsproces versneld. Aan het einde van de voorbelastingsperiode wordt het gedeelte van de overhoogte boven 1,0 meter onder NAP verwijderd, zodat de wegverharding op het gewenste niveau aangelegd kan worden.

3.1.2. Risico's

In deze subparagraaf worden de geïdentificeerde risico's uit tabel H2.3 geclassificeerd met de methode van Smallman (1999) die beschreven staat in paragraaf 2.2. In deze methode worden de risico's opgedeeld in een aantal factoren die de kans ofwel het gevolg beïnvloeden. Al eerder is aangegeven dat het niet mogelijk is om alle risico's kwantitatief te onderbouwen, zo worden een aantal risico's slechts op basis van een kwalitatieve beschrijving geclassificeerd. Voor dit alternatief worden een tweetal risico's kwantitatief onderbouwd, te weten: de langere zettingstijd en het stabiliteitsverlies in de zandophoging. De risico's die uitsluitend op een kwalitatieve beschrijving worden geclassificeerd zijn: de (differentiële) zettingen in de bestaande A2, de dichtslibbing van de "sand drains", de beschadiging van een gas- of elektriciteitskabel tijdens het boren van de drains en de onzekerheid in de geotechnische parameters. Tot slot, wordt opgemerkt dat alle risico's teruggekoppeld kunnen worden naar één of meerdere onderzoeksvragen.

Risico 1: Langere zettingstijd

De zettingstijd is een belangrijke risicofactor in het ontwerp van de zandophoging, want het is mogelijk dat de restzettingseis van 12 centimeter over een periode van oplevering tot 7 jaar na oplevering niet wordt gehaald (Nguyen, 2007). De zettingstijd kan groter zijn dan verwacht, de oorzaak hiervan is bijvoorbeeld dat de samendrukbaarheid van de ondergrond is groter dan aangenomen of de consolidatiecoëfficiënt van de ondergrond lager dan is aangenomen. In bijlage 4 is de onderlinge afstand tussen de "sand drains" berekend voor drains met een diameter van 0,3 meter. Hieruit blijkt dat een onderlinge afstand van 2 meter voldoende is om de restzettingseis te halen. Deze onderlinge afstand is vervolgens gecontroleerd in MSettle, het resultaat dat hieruit volgt is dat de maximale restzetting onder de nieuwe A2 maximaal 8,5 centimeter bedraagt over de periode van oplevering tot 7 jaar na oplevering (zie bijlage 5). Kortom, het is mogelijk om met een traditioneel drainage systeem de aardebaan bouwrijp te krijgen voor september 2008. De classificatie op basis van de methode van Smallman (1999) is C, dat betekent dat het een groot risico is. De kans op dit risico is relatief laag, omdat de voorspellingsmethodiek voor de zettingen behoorlijk nauwkeurig zijn. Daarentegen zijn de gevolgen groot, want een grotere zettingstijd vergroot de bouwtijd, wat natuurlijk extra kosten met zich meebrengt.

Risico 2: Stabiliteitsverlies in de ondergrond

Om een stabiele zandophoging te verkrijgen dienen de weerstandskrachten groter te zijn dan de drijvende krachten, dat betekent dus dat de veiligheidsfactor groter moet zijn dan 1. Echter, door een aantal risicofactoren is het toch mogelijk dat er een onstabiele situatie ontstaat. Ten eerste is het mogelijk dat de sterkte van de ondergrond is overschat. Ten tweede kunnen de ophoogslagen te dik zijn, waardoor de zandophoging kan afschuiven. Ten derde kunnen er lokaal zwakke plekken zijn in het tracé. Met deze punten in ogenschouw is met het programma MStab de kritieke glijcirkel berekend (zie bijlage 6). Opgemerkt wordt dat er alleen gekeken is naar macro instabiliteit en niet naar micro instabiliteit, omdat alleen de eerste vorm van instabiliteit significante stabiliteitsproblemen veroorzaakt. Uit deze analyse bleek de laatste ophoogslag maatgevend te zijn voor het ontwerp, de veiligheidsfactor bedroeg in deze situatie 0,64. In bijlage 7 is de kritieke glijcirkel uit MStab vergeleken met de analytische Bishop berekening. De conclusie uit deze berekening was dat de kritieke glijcirkel goed benaderd werd met het programma MStab, want de verschillen waren kleiner dan 10%. Aangezien de veiligheidsfactor kleiner is dan 1, moet er geotextiel worden toegepast om de stabiliteit van de zandophoging te vergroten. Het geotextiel dat wordt toegepast heeft een treksterkte van 150 kN/m en wordt over de gehele breedte van de zandophoging aangebracht. Daarnaast is er ook nog gekeken naar de bezwijkmechanismen wegpersing en overschrijding van het draagvermogen. Deze mechanismen leverden echter geen problemen op als de zandophoging werd gefaseerd in vier ophoogslagen van 1,5 meter dikte. De classificatie op basis van Smallman (1999) is C, dat betekent dat het een groot risico is. Door de toepassing van geotextiel over de gehele breedte van de zandophoging wordt de kans op macro instabiliteit sterk verkleind.

De gevolgen van het stabiliteitsverlies zijn zeer ongewenst, want het afschuiven van de zandophoging heeft grote gevolgen voor de continuïteit van het project. Het is daarom essentieel dat er veel aandacht wordt besteed aan het ontwerp van het geotextiel.

Risico 3: Zettingen in de bestaande A2

Aangezien de natuurlijke ondergrond slechts één jaar de tijd heeft om te zetten, is het noodzakelijk om het consolidatieproces flink te versnellen om zo de restzettingseis te halen. Door deze tijdslimiet is een hoge zandophoging noodzakelijk (zie bijlage 5). Het nadelige effect van de zandophoging is dat de effectieve korrelspanningen in het cunet van de bestaande A2 zullen toenemen. Deze spanningstoename veroorzaken differentiële zettingen, waardoor er scheuren in het bestaande wegdek kunnen ontstaan. De classificatie op basis van Smallman (1999) is C, dat betekent dat het een groot risico is. De kans op scheurvorming is over het algemeen laag, want de stijfheid van de wegverharding is groot. Daarentegen zijn de gevolgen ongewenst, omdat de bestaande weg tijdelijk stilgelegd kan worden om de scheuren bij te werken.

Risico 4: Dichtslibbing van de “sand drains”

Om dichtslibbing te voorkomen moet de diameter van de “sand drain” groot genoeg zijn. De dichtslibbing wordt veroorzaakt door de inmenging van de fijnkorrelige veengrond in de relatief grove structuur van de “sand drains”. Het nadelige gevolg hiervan is dat de doorlatendheid van de drain verminderd, waardoor de gewenste consolidatiegraad niet meer wordt gehaald in september 2008. Om dit te voorkomen is het mogelijk om een omhulingskous van geokunststof aan te brengen. De classificatie van dit risico is A, dat betekent dat het risico in principe ongevaarlijk is. De kans op dit risico is bij een goed ontwerp en een bekwame uitvoering relatief klein. Het enige nadelige gevolg van dit risico is een vertraging in de bouwtijd, omdat de consolidatietijd wordt vergroot door de dichtslibbing.

Risico 5: Beschadiging van een gasleiding of elektriciteitskabel

Tijdens het voorboren van de “sand drains” is het mogelijk dat er kabels en/of leidingen worden geraakt. Over het algemeen zijn de locaties van de kabels en/of leidingen redelijk bekend bij de gemeenten en de nutsbedrijven. Toch is het risico’s niet geheel te verwaarlozen, dit werd op 17 augustus jongstleden bij de Zuwe benadrukt toen er tijdens het heien van een damwand een gasleiding werd geraakt. De classificatie volgens Smallman (1999) is C, dat betekent dat het risico groot is. Zoals is aangegeven is de kans op falen relatief klein, omdat de locaties goed zijn vastgelegd. Het gevolg is sterk afhankelijk van het soort kabel of leiding, want het kan gaan om een eenvoudige elektra leiding tot een hoofdleiding voor watertransport of industriële producten.

Risico 6: Onzekerheid in de geotechnische parameters

Bij de berekening van de zetting en de stabiliteit zijn diverse geotechnische parameters benodigd, te weten: de primaire consolidatiecoëfficiënt (C_c), de secundaire consolidatiecoëfficiënt (C_α), de recompressie coëfficiënt (C_r), de hoek van inwendige wrijving (ϕ') en de ongedraineerde schuifsterkte (c_u). Om met voldoende zekerheid de zetting en de stabiliteit te kunnen voorspellen zijn verscheidende Oedometer en CU testen benodigd. Opgemerkt wordt dat deze parameters nooit exact vastgesteld kunnen worden vanwege de geologische onzekerheid. De classificatie van dit risico valt voor dit project in categorie A, dat betekent dat het risico klein is. De kans en het gevolg van dit risico kunnen nog verder worden beperkt door intensieve monitoring.

3.1.3. Kosten

Een indicatie van de kosten wordt gegeven op basis van de eenheidsprijzen van Rijkswaterstaat (2005) en de opslagpercentages uit de CUR (2006-2). Aangezien deze eenheidsprijzen uit 2005 dateren, dienen ze voor 2007 geïndexeerd te worden met 5% (2,5% per jaar) voor inflatie. In deze indicatieve kostenberekening worden de volgende kosten niet meegenomen. Ten eerste, de mogelijke kosten voor herstel- en reparatiewerkzaamheden, deze worden indirect meegenomen door een oordeel te geven over het risicoprofiel. Ten tweede, de kosten voor de wegverharding, omdat er in dit onderzoek primair gekeken wordt naar het bouwrijp maken van de aardebaan. Tot slot, worden de maatschappelijke kosten van een verlate oplevering in eerste instantie niet meegenomen. De kosten die wel worden meegenomen zijn hieronder weergegeven.

In de kostenberekening worden de volgende materiaalkosten meegenomen:

- Inkopen van zand voor de ophoging en de “sand drains”
- Inkopen van het geotextiel

In de kostenberekening worden de volgende uitvoeringskosten meegenomen:

- Installatiekosten van het boren van de “sand drains”
- Installatiekosten van het aanbrengen van het geotextiel
- Transportkosten van het zand (hydraulisch pompen via een buizenstelsel)
- Kosten voor de verdichting van het cunet
- Kosten voor de afwerking van het talud

Daarnaast worden een drietal andere kosten als opslagpercentage meegenomen over de bouwkosten, dit zijn:

- Monitoringskosten (met name de zettingen in het nieuwe tracé)
- Kosten voor de aankoop van grond
- Kosten voor het omleggen van kabels en leidingen

In tabel H3.2 wordt een indicatie van de bovengenoemde kosten gegeven voor het referentie alternatief. Daarbij dienen drie opmerkingen gemaakt te worden. Ten eerste, zijn de manuren al opgenomen in de eenheidsprijzen, deze behoeven dus niet apart te worden berekend. Ten tweede, de installatiekosten van het geotextiel zijn al meegenomen in de inkoopprijs. Ten derde, zijn de kosten berekend over het gehele beschouwde gebied dat een lengte heeft van 500 meter.

<i>Kostenpost</i>	<i>Eenheidsprijs</i>	<i>Benodigde hoeveelheid</i>	<i>Kosten</i>
Inkoopkosten zand	0,75 €/m ³	45.000 m ³	33.750 €
Inkoopkosten geotextiel	8,00 €/m ²	12.000 m ²	96.000 €
Installatiekosten boren “sand drains”	25 €/stuk	3.125 stuks	78.125 €
Transportkosten aanvoeren zand	7,00 €/m ³	45.000 m ³	315.000 €
Kosten voor de verdichting cunet	1,00 €/m ³	45.000 m ³	45.000 €
Kosten voor de afwerking talud	1,00 €/m ²	14.000 m ²	14.000 €
Σmateriaal + uitvoering			581.875 €
	<i>Opslagpercentage</i>		
Monitoringskosten	20%		116.370 €
Aankoop grond	30%		174.565 €
Omleggen kabels en/of leidingen	10%		58.190 €
Σtotaal			931.000 €

Tabel H3.2: Kosten alternatief "Zandophoging en Drainage"

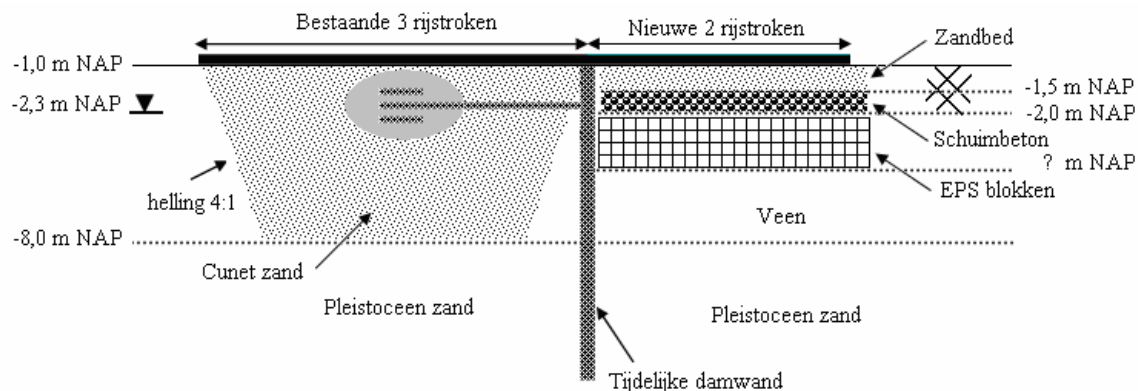
De totaalkosten voor het bouwrijp maken van de aardebaan bedragen 931.000 €. Opgemerkt wordt dat deze kostenberekening slechts een indicatieve functie heeft, zodat een vergelijking tussen de onderzochte alternatieven mogelijk is.

3.2. Alternatief “Damwand & Lichte Ophoogmaterialen / Grondverbetering”

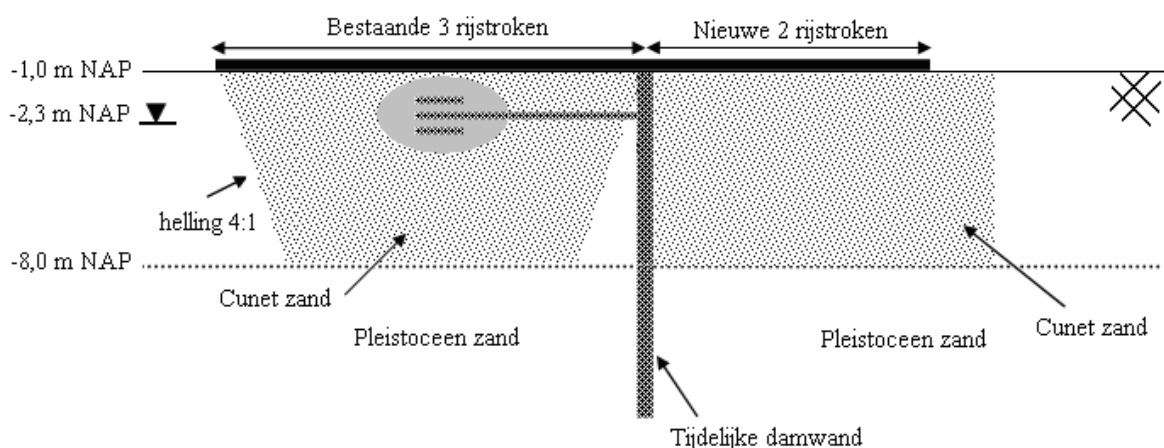
Het referentie alternatief zal als eerste vergeleken worden met het innovatieve alternatief “Damwand en Lichte Ophoogmaterialen”. Het voordeel van dit alternatief is dat de bouwtijd flink kan worden verkort, omdat de ondergrond niet meer hoeft te consolideren. Daardoor is het mogelijk om de weg eerder op te leveren en heeft de weggebruiker minder last van oponthoud door wegwerkzaamheden. Om het alternatief met lichte ophoogmaterialen succesvol uit te kunnen voeren is het noodzakelijk dat er een evenwichtsconstructie ($\Delta\sigma' = 0$) wordt gecreëerd, want anders moet de ondergrond nog steeds worden voorbelast en gedraineerd worden. Mocht een evenwichtsconstructie niet haalbaar zijn, zal er een cunet worden afgegraven tot aan het pleistoceen, zodat de restzettingen als nog nihil zijn.

3.2.1. Schematisaties

In tegenstelling tot de andere alternatieven zijn hier twee varianten te zien. De voorkeur gaat in eerste instantie uit naar het alternatief “Damwand en Lichte Ophoogmaterialen”. Indien dit niet haalbaar is wordt er voor het alternatief “Damwand en Grondverbetering” gekozen. De schematisaties zijn respectievelijk in de figuren H3.3 en H3.4 te zien.



Figuur H3.3: Schematisatie variant “Damwand en Lichte Ophoogmaterialen”



Figuur H3.4: Schematisatie variant “Damwand en Grondverbetering”

Uit beide figuren dienen wederom een aantal aspecten nader te worden belicht. Ten eerste, door het plaatsen van een damwand is de stabiliteit in het bestaande A2 tracé verzekerd. Ten tweede, tijdens het plaatsen van de EPS blokken is het noodzakelijk dat de bouwkuip droog is, want anders gaan de EPS blokken drijven. Ten derde,

wordt schuimbeton toegepast om de belasting beter te spreiden naar de EPS constructie. Als laatste, wordt opgemerkt dat de gewenste hoogteligging 1,0 meter boven het natuurlijke maaiveld ligt, zodat opvriezing van het wegdek wordt voorkomen.

3.2.2. Haalbaarheid

De haalbaarheid van de EPS constructie is afhankelijk van of er een evenwichtsconstructie gerealiseerd kan worden. In een evenwichtsconstructie zijn er geen veranderingen in de effectieve korrelspanningen te verwachten, daardoor zullen de restzettingen nihil zijn. In dit rapport wordt de haalbaarheid van een EPS20 beoordeeld aan de hand van drie criteria, te weten: opdrijving, vervorming en opbarsting.

Vervorming van het EPS20

In de EPS 20 constructie moeten belastingen boven de 40 kPa vermeden worden om de vervormingen binnen de perken te houden. In figuur H2.10 is weergegeven dat de elasticiteitsmodulus sterk afneemt bij belastingen boven de 40 kPa, waarbij ook de deformaties in het EPS materiaal sterk zullen toenemen. Daarnaast wordt de interne celstructuur onherstelbaar aangetast bij belastingen boven de 40 kPa. In deze situatie is de bovenbelasting op de EPS20 constructie maximaal 32,5 kPa (zie bijlage 3). Dat betekent dat de vervormingen de haalbaarheid niet belemmeren.

Maximale dikte van het EPS20

De maximaal toegestane dikte van het EPS20 laag is opgebouwd uit twee delen. Het eerste deel is het gedeelte boven de grondwaterspiegel, in dit geval is dat 0,3 meter (zie figuur H3.2). Het tweede deel is het gedeelte onder de grondwaterspiegel. Deze wordt berekend met de wet van Archimedes, waarin het verticale krachtenevenwicht wordt beschouwd. De maximale diepte onder de grondwaterspiegel wordt berekend met formule 17.

$$H_{\max} \leq \frac{(G_w + G_e)/FS}{\gamma_w} \quad (17)$$

waarin:

$$G_w = 12,5 \text{ kPa (zie bijlage 3)}$$

$$G_e \approx 0 \text{ kPa (zie bijlage 3)}$$

$$\gamma_w = 9,8 \text{ kN/m}^3$$

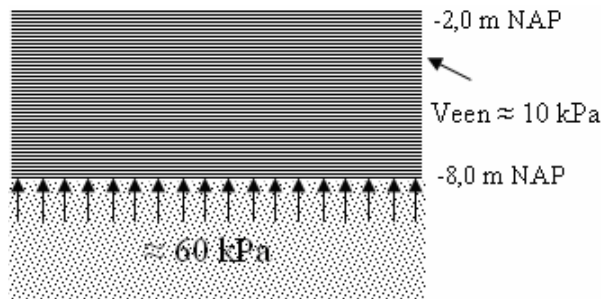
$$FS = 1,3$$

De maximale diepte onder de grondwaterspiegel bedraagt 1,0 meter, dat betekent dat de EPS20 constructie maximaal 1,3 meter dik mag zijn, want anders drijft de constructie in de gebruikersfase op. Voor deze situatie bedraagt de totale bovenbelasting op de EPS20 constructie 32,5 kPa (zie bijlage 3). Dat betekent dat bij een volumiek gewicht van 10 kN/m^2 van veen dat er 3,25 meter EPS20 benodigd is om een evenwichtsconstructie te realiseren. Kortom, zonder kunstmatige verlaging van de grondwaterstand is een evenwichtsconstructie niet haalbaar.

Opbarsting van de veengrond

Het derde criterium waaraan voldaan moet worden is opbarsting. Tijdens de ontgraving van de natuurlijke ondergrond is het mogelijk dat de ondergrond gaat opbarsten. Net als bij opdrijving van de EPS constructie wordt hier wederom een verticaal krachtenevenwicht beschouwd. Om opbarsting te voorkomen moet het gewicht van het veen groter zijn dan de opwaartse waterdruk. In figuur H3.5 is de initiële situatie weergegeven,

waarin het veenpakket een dikte heeft van 6 meter. In deze initiële situatie zijn de verticale krachten precies in evenwicht, beide liggen ze rond de 60 kPa. Dat betekent dat opbarsting niet te voorkomen is, hierdoor is het niet mogelijk om de bouwkuip droog te houden tijdens de uitvoering, wat een randvoorwaarde is tijdens de bouw van de EPS constructie.



Figuur H3.5: Schematisatie opbarsting

Uit het bovenstaande blijkt dat een EPS constructie niet haalbaar is, omdat er aan twee van drie criteria niet wordt voldaan. De maximale dikte van het EPS kan op drie manieren worden vergroot. Ten eerste, door de bovenbelasting te vergroten. Ten tweede, door de grondwaterstand kunstmatig te verlagen. Ten derde, door de EPS blokken te verankeren. Deze maatregelen zijn echter niet gewenst, omdat ze erg duur zijn en nadelige gevolgen hebben voor de omgeving. Om opbarsting van de veengrond te voorkomen zal onderwaterbeton toegepast moeten worden, vanwege de grote aanlegkosten is dit ook geen realistische oplossing. Om deze redenen is het onhaalbaar om de variant “Damwand en Lichte Ophoogmaterialen” toe te passen. Daarom wordt er voor de variant “Damwand en Grondverbetering” gekozen, waarbij de natuurlijke ondergrond volledig in den natte wordt uitgegraven.

3.2.3. Risico's

In deze subparagraaf worden de geïdentificeerde risico's uit tabel H2.4 geclassificeerd met de methode van Smallman (1999). Nu er gekozen is voor de variant “Damwand en Grondverbetering” vallen de risico's die gerelateerd zijn aan de EPS constructie weg. Een belangrijke risicofactor die dan overblijft is de installatie van de tijdelijke damwand. Anderzijds zorgt de tijdelijke damwand ook voor reductie van het risico, omdat de stabiliteit in het bestaande tracé is verzekerd. Opgemerkt wordt dat alleen het eerste risico “instabiliteit van de damwand” kwantitatief wordt beoordeeld. De resterende risico's zullen uitsluitend op basis van een kwalitatieve analyse worden geclassificeerd.

Risico 1: Instabiliteit van de damwand

Een risicofactor in het ontwerp is de dimensionering van de tijdelijke damwand. In bijlage 8 is de damwand analytisch berekend. Hieruit blijkt dat de tijdelijke damwand minimaal 2,5 meter in het pleistoceen geheid dient te worden om stabiel te blijven. Het maximale moment hierbij is 207 kN.m, om dit moment over te brengen is een AZ-12 damwandprofiel benodigd. Om de horizontale verplaatsingen binnen de perken te houden zijn ankers strikt noodzakelijk, in dit geval worden TITAN30/16 ankers die lengte hebben van 10 meter gebruikt. De resultaten uit de analytische berekening zijn geverifieerd met het programma MSheet (zie bijlage 9). De conclusie hieruit was eveneens dat de momenten, dwarskrachten en verplaatsingen gering zijn, waardoor een AZ-12 damwandprofiel suffiënt is om een stabiele constructie te creëren. De classificatie op basis van de methode van Smallman (1999) is C, dat betekent dat het een groot risico is. De kans op dit risico is relatief laag, omdat de berekeningsmethode voor de damwand conservatief is. Het gevolg van dit risico is echter ingrijpend, want de schade en de vertraging zullen groot zijn als de damwand komt te bezwijken.

Risico 2: Trillingen heien damwandplanken

Bij de toepassing van een stalen damwand kan er sprake zijn van overlast. Zo brengen de heiwerkzaamheden geluidsoverlast met zich mee, waarbij eveneens schokgolven worden geproduceerd. Deze schokgolven veroorzaken weer trillingshinder voor de nabije omgeving, die schade aan de bestaande bebouwing kan veroorzaken. Voor de wegwerkzaamheden bij de afslag Vinkeveen kan dit een probleem worden, omdat een aantal huizen op geringe afstand van de bestaande A2 staan. De classificatie van het risico is C, dat betekent dat het een groot risico is. De kans op het risico kan wel beperkt te worden door trillingsabsorberende mantels om de heibokken te plaatsen, want anders zou het risico in categorie D vallen. Het gevolg van het risico is behoorlijk, want er kunnen flinke schadeclaims ontstaan.

Risico 3: Spanningsverhoging onder bestaande A2

Om een stabiele damwandconstructie te verkrijgen zijn een flink aantal ankers benodigd, deze ankers zullen onder de bestaande A2 worden geschroefd. Er is gekozen voor een schroefconstructie, omdat hierdoor de trillingen onder de bestaande A2 worden vermindert. Deze schroefankers zullen na de constructieperiode niet worden verwijderd, om scheurvorming in de bestaande A2 te beperken. De classificatie volgens Smallman (1999) is D, dat betekent dat het een extreem risico is. De kans op scheurvorming blijft ondanks de schroefconstructie nog steeds aanwezig, omdat de ankers dicht onder de bestaande wegverharding worden aangebracht. Daarnaast is het gevolg behoorlijk groot, want de bestaande A2 zal tijdelijk afgesloten moeten worden voor reparatiewerkzaamheden.

Risico 4: Beschadiging van een gasleiding of elektriciteitskabel

Door het heien van de damwandplanken is het mogelijk dat er kabels en/of leidingen worden geraakt. De kans en het gevolg zijn overeenkomstig met het voorboren van de “sand drains” uit het referentie alternatief. De classificatie voor dit risico is wederom C, dat betekent dat het een groot risico is.

Risico 5: Onzekerheid in de geotechnische parameters

Bij de dimensionering van de damwand zijn verschillende geotechnische parameters benodigd, te weten: effectieve hoek van inwendige wrijving (ϕ') en de wandwrijvingscoëfficiënt (δ). Deze parameters worden vastgesteld in het laboratorium door middel van CU testen. De nauwkeurigheid van deze testen zijn redelijk groot, daardoor valt dit risico in de categorie A. Dat betekent dat dit risico over het algemeen ongevaarlijk is voor de voortgang van het project.

3.2.4. Kosten

De kosten worden in deze subparagraaf op dezelfde wijze berekend als bij het referentie alternatief. De verschillen ten opzichte van het referentie alternatief hebben uitsluitend te maken met de opslagpercentages voor de monitoring en aankoop van grond. Aangezien er bij het referentie alternatief intensiever gemonitort dient te worden, is het opslagpercentage voor de monitoring in dit geval 5%. Daarnaast is de brede zandophoging niet benodigd, zodat het opslagpercentage voor de aankoop van grond verlaagd kan worden tot 7,5%.

In de kostenberekening worden de volgende materiaalkosten meegenomen:

- Inkopen van de damwandplanken
- Inkopen van de ankers
- Inkopen van het zand voor het cunet

In de kostenberekening worden de volgende uitvoeringskosten meegenomen:

- Installatiekosten van de damwandplanken
- Kosten voor het trekken van de damwandplanken
- Installatiekosten van de ankers
- Kosten voor het ontgraven van het veen
- Kosten voor het verdichten van het cunet
- Transportkosten voor het afvoeren van het veen
- Transportkosten voor het aanvoeren het zand (hydraulisch pompen via een buizenstelsel)

Daarnaast worden een drietal andere kosten als opslagpercentage meegenomen over de bouwkosten, dit zijn:

- Monitoringskosten (bijvoorbeeld: vervormingen van de damwand, trillingen tijdens heien van de damwand en veranderingen in de grondwaterstand)
- Kosten voor de aankoop van grond
- Kosten voor het omleggen van kabels en leidingen

In tabel H3.6 is een indicatie gegeven van de kosten voor het tweede alternatief. Daarbij dienen vier opmerkingen gemaakt te worden. Ten eerste, wordt er rekening gehouden met de restwaarde van de damwand. Ten tweede, de installatiekosten voor het heien van de damwand en het schroeven van de anker zijn meegenomen in de inkoopprijs. Ten derde, zijn de transportkosten voor het afvoeren van het veen al meegenomen in de kostenberekening voor de ontgraving van het veen. Ten vierde, zijn de kosten berekend over het gehele beschouwde gebied dat een lengte heeft van 500 meter.

<i>Kostenpost</i>	<i>Eenheidprijs</i>	<i>Benodigde hoeveelheid</i>	<i>Kosten</i>
Inkoopkosten damwand AZ-12	90 €/m ²	4.750 m ²	427.500 €
Restwaarde damwand	0,30 €/kg	508.250 kg	152.475 €
Inkoopkosten TITAN 30/16	1000 €/stuk	375 stuks	375.000 €
Inkoopkosten zand	0,75 €/m ³	21.000 m ³	15.750 €
Kosten voor het trekken damwand	20 €/m ²	4.750 m ²	95.000 €
Kosten voor de verdichting cunet	1,00 €/m ³	21.000 m ³	21000 €
Kosten voor het ontgraven veen	12,50 €/m ³	21.000 m ³	262.500 €
Transportkosten aanvoeren zand	7,00 €/m ³	21.000 m ³	147000 €
Σ materiaal en uitvoering			1.496.225 €
<i>Opslagpercentage</i>			
Monitoringskosten	5%		74.810 €
Aankoop grond	7,5%		112220 €
Omleggen kabels en/of leidingen	5%		74.810 €
Σ totaal			1.758.065 €

Tabel H3.6: Kosten variant “Damwand en Grondverbetering”

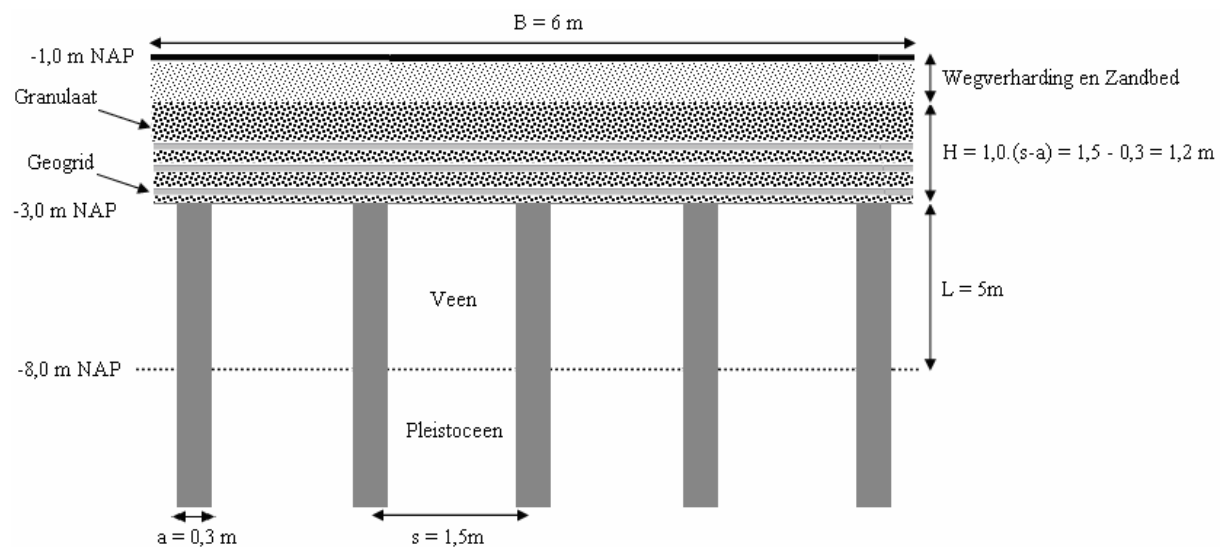
De totaalkosten voor dit alternatief bedragen 1.758.065 €, dat betekent dat dit alternatief bijna 2x zo duur is als het referentie alternatief.

3.3. Alternatief “Paalmatrassen”

Het innovatieve alternatief “Paalmatrassen” is het tweede alternatief dat is vergeleken met het referentie alternatief. In dit rapport is het paalmatrassysteem gedimensioneerd op basis van het Spijkerbed® principe, dat houdt in dat er veel slanke palen worden geheid met een kleine hart op hart afstand. Door de aardebaan op palen te funderen wordt de belasting niet meer afgedragen aan de slappe natuurlijke ondergrond maar aan de pleistocene zandlagen, hierdoor zullen de restzettingen nihil zijn. Een ander groot voordeel van dit alternatief is dat de bouwtijd flink kan worden verkort, omdat de ondergrond niet meer hoeft te consolideren. Daardoor is het mogelijk om de weg eerder op te leveren en heeft de weggebruiker minder last van oponthoud door wegwerkzaamheden.

3.3.1. Schematisatie

De schematisatie van dit alternatief is te zien in figuur H3.7. Opgemerkt wordt dat de geotechnische parameters terug zijn te vinden in bijlage 1.



Figuur H3.7: Visualisatie alternatief “Paalmatrassen”

In figuur H3.7 dienen een aantal aspecten te worden toegelicht. Ten eerste, er is gekozen voor een hart op hart afstand tussen de palen van 1,5 meter om een goede boogwerking creëren. Met dit gegeven kan aan de hand van formule 20 de dikte van het matras worden berekend, in geval is dat dan 1,2 meter. Ten tweede, de dikte van de vierkante paal is 0,30 meter. Ten derde, moet de grondwaterstand tijdens de bouwfase onder de paalkop liggen, hiervoor zal de bouwplaats tijdelijk bemalen worden. Als laatste, is te zien dat de gewenste hoogteligging 1,0 meter onder NAP ligt, zodat opvriezing van het wegdek wordt voorkomen.

3.3.2. Risico's

In deze subparagraaf worden de geïdentificeerde risico's uit tabel H2.6 geclassificeerd met de methode van Smallman (1999). Bij deze methode wordt het risico (= kans x gevolg) opgedeeld in een aantal factoren, welke in paragraaf 2.2 zijn beschreven. Ook hier zijn opgedeeld in een kwantitatief deel en een kwalitatief deel. Het kwantitatieve deel bestaat uit drie risico's, dit zijn: de lacunes in het ontwerp van het matras, onvoldoende draagkracht van de paalfundering en ontoelaatbare zettingen van de paalfundering. De resterende risico's uit tabel H2.6 zullen uitsluitend op basis van een kwalitatieve analyse worden geclassificeerd.

Risico 1: Lacunes in het ontwerp van het matras

De onzekerheid in de berekening van het paalmatras wordt veroorzaakt doordat het niet bekend is hoe de belasting wordt afgedragen naar de paalfundering. In de huidige praktijk zijn er diverse theoretische modellen beschikbaar die een voorspelling doen over de wijze van afdracht. In dit rapport is er gekozen voor de methode van Bush en Jenner, die gebaseerd is op de plaatdrukproeven van Guido (1987). De aanname die Bush en Jenner maken is dat de plaatdrukproef zonder enige consequentie 180° gedraaid kan worden. Aangezien deze aanname nergens is onderbouwd, wordt de methode door zijn goede resultaten vaak gebruikt in de eerste stappen van het ontwerp. Het paalmatras is berekend in bijlage 10, de resultaten voor de spanningsreductiefactor (S_{3D}) en de paaleffectiviteit (E_p) zijn respectievelijk 2,7% en 97,4%. Op basis van deze gegevens kan de conclusie worden getrokken dat het granulaatmatras een goede boogwerking heeft. Er wordt slechts een klein percentage van de belasting, in dit geval 2,7%, afgedragen naar de natuurlijke ondergrond. In de reeds uitgevoerde projecten leverde deze restbelasting geen problemen op voor de vlakheid van de weg (CUR, 2002-7). De classificatie van dit risico volgens Smallman (1999) is B, dat betekent dat het in principe een gemiddeld risico is. Dit wordt veroorzaakt doordat er geen volledige controle is over het risico, want de beschikbare kennis is op bepaalde punten gering.

Risico 2: Onvoldoende draagkracht paalfundering

In eerste instantie is er gekozen voor een paal met een diameter van 15 centimeter en een verbrede paalkop van 30 centimeter om doorponzing te voorkomen. In bijlage 11 is de berekening op basis van de “ β -method” weergegeven, hieruit bleek dat de slanke paal bijna 8 meter in het pleistoceen geheid moest worden om de belasting te kunnen dragen. Dit is uitvoeringstechnisch niet mogelijk om zo’n slanke paal zo diep in het pleistoceen te heien. Daardoor was het noodzakelijk om een paal te kiezen met een diameter van 30 centimeter. Het resultaat hieruit was een stuk realistischer, omdat de paal nu 3,5 meter in het pleistoceen geheid dient te worden. De classificatie volgens Smallman (1999) is C, dat betekent dat het een groot risico is. De kans dat de paal onvoldoende draagkracht bezit is klein. Dit komt door de conservatieve aanname dat de negatieve kleef over de gehele veenlaag werkt. Het gevolg is echter behoorlijk groot, want de problemen met het op diepte krijgen van de palen kunnen serieuze bouwvertragingen veroorzaken.

Risico 3: Ontoelaatbare zettingen in de paalfundering

In de normale ontwerp praktijk wordt de zetting van een paalfundering vaak niet eens doorgerekend. In dit geval wordt er een uitzondering op de regel gemaakt, omdat de natuurlijke ondergrond nabij Vinkeveen bijzonder slecht van kwaliteit is (zie bijlage 1). Om aan de restzettingseis te kunnen voldoen dient de zetting van de paalfundering niet meer dan 12 centimeter over een periode van oplevering tot 7 jaar na oplevering te bedragen (Nguyen, 2007). In bijlage 11 is berekend dat de totale zetting van de paalfundering ongeveer 6 centimeter bedraagt. Dat betekent dat de restzettingseis ruim wordt gehaald. Opgemerkt wordt dat het grootste gedeelte van de zetting wordt veroorzaakt door de “downdrag” (= zetting door wandwrijving). De classificatie van het zettingsrisico van de paalfundering is A, dat betekent dat het een klein risico is.

Risico 4: Trillingen heien palen

Evenals het heien van de stalen damwandplanken veroorzaken de betonnen palen overlast voor de nabije omgeving. De gevolgen zijn in principe overeenkomstig met het heien van de stalen damwandplanken. De classificatie volgens Smallman (1999) is C, dat betekent dat het een groot risico is. Mocht de opdrachtgever het risico niet aanvaarden, is het mogelijk om het risico sterk te reduceren door gebruik te maken van de (duurdere) voorgeboorde palen.

Risico 5: Verwaarlozing van de rembelasting

De verwaarlozing van de rembelasting is het onderwerp van discussie onder verschillende onderzoekers. In de huidige praktijk neemt geen enkele “code of practice” de horizontale belasting expliciet mee in het ontwerp van de paalkop. In dit rapport is aangenomen dat de horizontale belasting verwaarloosbaar is, omdat deze belasting over een groot aantal palen wordt verdeeld (CUR, 2007-2). Om toch rekening te houden met deze onzekerheid wordt de wapening in de paalkop overgedimensioneerd om bezwijking in de gebruikersfase te voorkomen. De huidige praktijk heeft echter uitgewezen dat de kans op dit risico klein is, daardoor valt het risico in categorie C.

Risico 6: Onzekere treksterkte geogrid

De treksterkte van het geogrid wordt negatief beïnvloed door een aantal factoren. Ten eerste, is de treksterkte van het geogrid gevoelig voor UV straling, dat door zonlicht wordt veroorzaakt. Mocht de uitvoering in een “zonnige” zomer plaatsvinden is het verstandig om UV stabilisatoren toe te passen. Ten tweede, moet er rekening gehouden worden met de mechanische beschadiging die veroorzaakt wordt door de verdichting van het granulaat, want de grove en hoekige vorm van het granulaat kan significant tot verlies in sterkte leiden. In bijlage 10 is berekend dat de benodigde treksterkte maximaal 1,25 kN/m is, deze waarde is dermate klein vergeleken met de maximale treksterkte van het Tensar SS30 geogrid, dat de faalkans van het geogrid gering is. De classificatie volgens Smallman (1999) is A, dat betekent dat dit risico bij een goede uitvoering gering is.

Risico 7: Doorponsen van de paalkop

Door de grote bovenbelasting is het mogelijk dat de betonnen palen door het granulaatmatras heen worden geponst. De CUR (2002-7) stelt als eis dat de paalkop ten minste een diameter van 0,3 meter moet hebben, zodat het risico van doorponzing tot een minimum wordt beperkt. Indien de diameter van de paal kleiner is dan 0,3 meter, is het noodzakelijk om de paalkop te verbreden door middel van betontegel. In bijlage 11 is te zien dat er gekozen is voor palen met een diameter van 0,3 meter, het is daarom niet nodig om de paalkop extra te verbreden. De classificatie van dit risico is A, dat betekent dat het risico over het algemeen gering is.

Risico 8: Beschadiging van een gasleiding of elektriciteitskabel

Door het heien van de paalfundering is het mogelijk dat er kabels en/of leidingen worden geraakt. De kans en het gevolg zijn overeenkomstig met het voorboren van de “sand drains” en heien van de damwandplanken uit de andere alternatieven. De classificatie voor dit risico is wederom C, dat betekent dat het een groot risico is.

Risico 9: Ervaring met bouwwijze

Op dit moment is de verbreding van de N247 de grootste toepassing van het paalmatrassysteem in Nederland. In dit project werd de provinciale weg over een lengte van ruim 4 kilometer verbreed met één busbaan (Habib et al., 2002). Uit het bovenstaande blijkt dus dat het paalmatrassysteem in Nederland slechts op kleine schaal is toegepast. In het buitenland zijn er wel projecten aan te wijzen die een overeenkomstige grootte hebben met het A2 project. De afloop van deze projecten was op enkele kleine problemen na overwegend positief. Desondanks zijn er nog steeds risico's die niet volledig zijn uitgekristalliseerd, bijvoorbeeld omtrent de kwantificering van de horizontale belasting. De classificatie van dit risico is B, dat betekent dat het een gemiddeld risico is. Dit komt doordat er geen volledige controle over het risico is, want de kennis is op bepaalde gebieden erg oppervlakkig. Het gevolg hiervan is ongewenst, want de bouwtijdswinst ten opzichte van het referentie kan hierdoor teniet worden gedaan.

Risico 10: Onzekerheid in de geotechnische parameters

Voornamelijk bij de berekening van de paalfundering zijn veel “onzekere” parameters benodigd. Ten eerste is de elasticiteitsmodulus een lastig vast te stellen parameter, want deze is variabel over de diepte en de tijd. Toch is een relatief zekere elasticiteitsmodulus gewenst om een realistische zetting van de paalfundering te verkrijgen. Ten tweede is er veel gebruik gemaakt van empirische relaties die eigenlijk niet zonder meer toepasbaar zijn op de situatie bij Vinkeveen. Een voorbeeld hiervan is de β coëfficiënt, deze parameter is statistisch afgeleid uit verzamelde data van voorgaande projecten. De classificatie volgens Smallman (1999) is C, dat betekent dat het een groot risico is. De kans van dit risico kan flink beperkt door intensieve monitoring.

3.3.3. Kosten

De indicatieve kosten voor de materialen en de uitvoering zijn wederom gebaseerd op de eenheidsprijzen van Rijkswaterstaat (2005). De opslagpercentages uit de CUR (2006-2) voor de monitoring, de aankoop van grond en het omleggen van kabels en/of leidingen zijn wel verschillend. Het opslagpercentage over de bouwkosten voor de monitoring bedraagt 20%. Dit relatief hoge percentage is aangenomen om rekening te houden met de onzekerheid in de parameters en het gebrek aan ervaring met de bouwwijze. Het opslagpercentage voor de aankoop van grond is vastgesteld op 5%. Dit komt doordat het paalmatrassysteem relatief weinig beslag legt op de schaarse ruimte in vergelijking tot het referentie alternatief. Tot slot, het opslagpercentage voor het verleggen van de kabels en/of leidingen is 10%. Dit percentage is hoog aangenomen, omdat er enorm veel palen geheid worden, daardoor is de kans op een omlegging zeer reëel.

In de kostenberekening worden de volgende materiaalkosten meegenomen:

- Inkopen van de vierkante betonnen palen met een doorsnede van 30 centimeter
- Inkopen van het granulaat (= betonpuin)
- Inkopen van de geogrids
- Inkopen van het zand voor de wegverharding

In de kostenberekening worden de volgende uitvoeringskosten meegenomen:

- Installatiekosten van het heien van de palen
- Installatiekosten voor het aanbrengen van de geogrids
- Transportkosten voor het aanvoeren van het granulaat
- Transportkosten voor het aanvoeren van het zand (hydraulisch pompen via een buizenstelsel)
- Kosten voor het ontgraven van het veen
- Kosten voor het verdichten van het zand- en het granulaatpakket
- Transportkosten voor het afvoeren van het veen

Daarnaast worden een drietal andere kosten als opslagpercentage meegenomen over de bouwkosten, dit zijn:

- Monitoringskosten (bijvoorbeeld: zettingen paalfundering, zettingen matras en treksterktes geogrids)
- Kosten voor de aankoop van grond
- Kosten voor het omleggen van kabels en leidingen

In tabel H3.8 wordt een indicatie van de bovengenoemde kosten gegeven voor het alternatief “Paalmatrassen”. Daarbij dienen vijf opmerkingen gemaakt te worden. Ten eerste, zijn de installatiekosten van de geogrids al meegenomen in de inkoopprijs. Ten tweede, zijn de transportkosten voor het afvoeren van het veen al inbegrepen in de kostenberekening voor de ontgraving van het veen. Ten derde, dient er 1 meter veen te worden afgegraven, want de paalkop ligt op -3,0 meter onder NAP en het natuurlijke maaiveld op -2,0 meter NAP (zie figuur 3.7). Ten vierde, zijn de inkoopkosten voor de betonnen palen gebaseerd op de prijzen van bouwkosten.nl. Tot slot, zijn de kosten berekend over het gehele beschouwde gebied dat een lengte heeft van 500 meter.

<i>Kostenpost</i>	<i>Eenheidprijs</i>	<i>Benodigde hoeveelheid</i>	<i>Kosten</i>
Inkoopkosten betonnen palen [9]	17,50 €/m	1.675 stuks à 8,5 m	249.155 €
Inkoopkosten geogrids	8,00 €/m ²	3.000 m ²	24.000 €
Inkoopkosten zand	0,75 €/m ³	1.500 m ³	1.125 €
Inkoopkosten granulaat	1,00 €/m ³	3600 m ³	3.600 €
Installatiekosten betonnen palen	30,00 €/m	1.675stuks à 8,5 m	427.125 €
Transportkosten aanvoeren granulaat	9,00 €/m ³	3.600 m ³	32.400 €
Transportkosten aanvoeren zand	7,00 €/m ³	1.500 m ³	10.500 €
Kosten ontgraven veen	12,50 €/m ³	3.000 m ³	37.500 €
Kosten verdichting zand en granulaat	1,00 €/m ³	5.100 m ³	5.100 €
Σ materiaal en uitvoering			790.506 €
	<i>Opslagpercentage</i>		
Monitoringskosten	20%		158.100 €
Aankoop grond	5%		39.525 €
Omleggen kabels en/of leidingen	10%		79050 €
Σ totaal			1.067.180 €

Tabel H3.8: Kosten alternatief “Paalmatrassen”

De totaalkosten van het alternatief bedragen 1.067.183 €, dat betekent dat dit alternatief ongeveer 15% duurder is dan het referentie alternatief. De gevonden kostenverhouding is overeenkomstig met het paalmatrassysteem die door de CUR (2006-2) is doorgerekend.

4. Conclusies & Aanbevelingen

In dit rapport is verslag gedaan van een onderzoek naar drie verschillende wijzen om de aardebaan bij de afslag Vinkeveen bouwrijp te krijgen voor september 2008. De hoofdvraag hierbij luidde als volgt:

Welk alternatief is het meest geschikt om de aardebaan bouwrijp te maken voor de twee nieuw aan te leggen rijbanen?

Om het antwoord op de hoofdvraag te kunnen geven worden eerst alle resultaten op een rijtje gezet, zodat een vergelijking tussen de resultaten mogelijk wordt. Echter, om de juiste keuze te kunnen maken spelen naast kosten en risico's een tweetal andere aspecten ook een rol. Ten eerste, wordt gekeken naar het nut van een snellere oplevering. Ten tweede, wordt de zekerheid van de te leveren eisen bekeken. Als alle aspecten in ogenschouw zijn genomen wordt de voorkeur uitgesproken voor één van de onderzochte alternatieven. In het tweede gedeelte van het hoofdstuk worden enkele suggesties gegeven voor het vervolgtraject. Deze suggesties zijn bedoeld als aanbevelingen om de risico's zoveel als mogelijk te beperken, zodat het A2 project bij Vinkeveen een succes wordt.

4.1. Conclusies

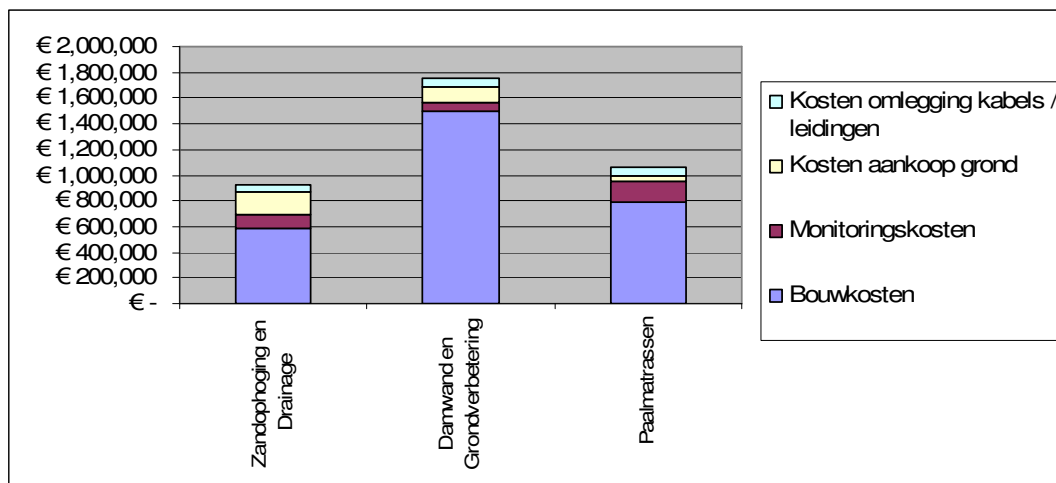
In deze paragraaf zullen de conclusies van het onderzoek worden beschreven. Om een goede afweging te kunnen maken worden de resultaten eerst gepresenteerd, zo zijn in tabel H4.1 de classificaties van alle risico's weergegeven. De legenda bij deze tabel is als volgt: alternatief 1 is de "Zandophoging en Drainage", alternatief 2 is "Damwand en Grondverbetering" en alternatief 3 is "Paalmatrassen".

<i>Risico</i>	<i>Alternatief 1</i>	<i>Alternatief 2</i>	<i>Alternatief 3</i>
Langere zettingstijd	C	n.v.t.	n.v.t.
Zettingen in de bestaande A2	C	n.v.t.	n.v.t.
Stabiliteitsverlies in de zandophoging	C	n.v.t.	n.v.t.
Dichtslibbing van de "sand drains"	A	n.v.t.	n.v.t.
Instabiliteit van de damwand	n.v.t.	C	n.v.t.
Trillingen door heien damwandplanken	n.v.t.	C	n.v.t.
Spanningsverhoging door verankering	n.v.t.	D	n.v.t.
Lacunes in het van het matras	n.v.t.	n.v.t.	B
Onvoldoende draagkracht van de paalfundering	n.v.t.	n.v.t.	C
Ontoelaatbare zettingen van de paalfundering	n.v.t.	n.v.t.	A
Trillingen door heien palen	n.v.t.	n.v.t.	C
Verwaarlozing van de rembelasting	n.v.t.	n.v.t.	C
Onzekere treksterkte geogrid	n.v.t.	n.v.t.	A
Doorponsen van de paalkopplaat	n.v.t.	n.v.t.	A
Ervaring met paalmatrassysteem	n.v.t.	n.v.t.	B
Beschadiging van een gasleiding of elektriciteitskabel	C	C	C
Onzekerheid in de geotechnische parameters	A	A	C

Tabel H4.1: Classificaties van de risico's van de onderzochte alternatieven

In tabel H4.1 is te zien dat de meeste risico's in categorie C vallen. Voor dit soort risico's is de kans op falen klein, maar de gevolgen kunnen de voortgang van het project ernstig frustreren. Een voorbeeld hiervan is het risico "de langere zettingstijd", want de kans op dit risico is relatief laag, omdat de voorspellingsmethodiek voor de zetting redelijk accuraat is. Daarentegen is het gevolg groot als de aardebaan niet op tijd opgeleverd kan worden. Verder valt op dat het alternatief "Paalmatrassen" meer risico's heeft dan de andere alternatieven. Dit komt doordat het een relatief nieuw principe is om de aardebaan bouwrijp te maken, daardoor zijn er nog een aantal onduidelijkheden omtrent het ontwerp. Tenslotte zijn niet alle risico's alternatief specifiek, bijvoorbeeld de beschadiging van leidingen en/of kabels. De oorzaak van de beschadiging is echter wel verschillend, want in het eerste alternatief wordt het veroorzaakt door het voorboren van de "sand drains", in het tweede alternatief door het heien van de damwandplanken en in derde alternatief door het heien van de betonnen palen.

In het hoofdstuk "Analyse" zijn indicaties gegeven voor de kosten van de onderzochte alternatieven. De groottes hiervan bedragen respectievelijk 0,93 miljoen €, 1,76 miljoen € en 1,07 miljoen €. Opgemerkt wordt dat deze kosten zijn berekend over een lengte van 500 meter. Om een goed beeld te krijgen van de kostenverhoudingen is in figuur H4.2 een histogram gemaakt.



Figuur H4.2: Kosten vergelijking tussen de beschouwde alternatieven exclusief maatschappelijke kosten

Als de keuze alleen wordt gemaakt op basis van figuur H4.2 wordt er gekozen voor het alternatief "Zandophoging en Drainage", omdat dit alternatief het goedkoopste is. Echter, als het fileleed ook in de berekening worden meegenomen, dan zou figuur H4.2 er heel anders hebben uitgezien. Dit komt doordat het bouwrijp maken van de aardebaan duurt langer bij het alternatief "Zandophoging en Drainage", omdat het consolideren van de natuurlijke ondergrond een tijdrovend proces is. In dit rapport wordt verondersteld dat de alternatieven "Damwand en Grondverbetering" en "Paalmatrassen" het bouwproces met een half jaar kunnen versnellen. Om de maatschappelijke kosten te kunnen berekenen dient het aantal voertuigen die in de spits Vinkeveen passeren bekend te zijn. Uit de gegevens van Rijkswaterstaat blijkt dat per dag in de spits tijden +/- 75.000 voertuigen de afslag bij Vinkeveen passeren [1]. Daarnaast zijn de "modal split" gegevens voor een gewone werkdag benodigd. Voor de A2 tussen Amsterdam en Utrecht heeft de "modal split" ongeveer de volgende opbouw: 1/3 van het verkeer zijn zakelijke reizigers met een uurtarief à 40 €/uur en 2/3 van het verkeer zijn normale reizigers à 10 €/uur [2]. Tenslotte wordt aangenomen dat de wegverbreding bij de afslag Vinkeveen voor een reistijdbesparing van 1 minuut per dag zorgt.

De maatschappelijke kosten voor een verlate oplevering worden berekend in formule 32.

$$K_M = x \cdot t \cdot r \left(\frac{1}{3} \cdot u_z + \frac{2}{3} \cdot u_n \right) \quad (32)$$

$$K_M = 75000 \cdot \frac{365}{2} \cdot \frac{1}{60} \cdot \left(\frac{1}{3} \cdot 40 + \frac{2}{3} \cdot 10 \right) \approx 4,6 \cdot 10^6$$

waarin:

x = aantal voertuigen in de spits (aantal)

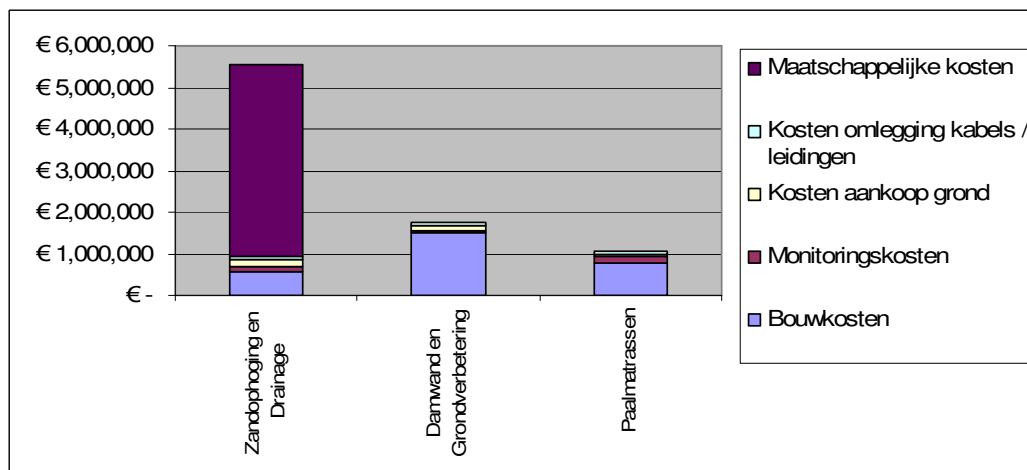
t = bouwtijdverkorting (dagen)

r = reistijdbesparing (uur/dag)

u_z = uurtarief zakelijke reiziger (€/uur)

u_r = uurtarief normale reiziger (€/uur)

De maatschappelijke kosten voor een verlate oplevering bedragen +/- 4,6 miljoen €. In figuur H4.3 is het resultaat weergegeven als de maatschappelijke kosten worden meegenomen in de analyse.



Figuur H4.3: Kosten vergelijking tussen de beschouwde alternatieven inclusief maatschappelijke kosten

In figuur H4.3 is te zien dat het alternatief “Zandophoging en Drainage” niet meer concurrerend is als de maatschappelijke kosten worden meegenomen in de analyse. In dit rapport wordt verondersteld dat de opdrachtgever bereid is om waarde toe te kennen aan een kortere bouwtijd, zodat de hinder voor de weggebruiker tot een minimum wordt beperkt.

De overgebleven concurrerende alternatieven zijn “Damwand en Grondverbetering” en “Paalmatrassen”. Beide alternatieven halen de restzettingseis van 12 centimeter over de periode van oplevering tot 7 jaar na oplevering gemakkelijk, omdat beide alternatieven nagenoeg zettingsvrij opgeleverd kunnen worden. Het risicoprofiel geeft echter de doorslag, want het alternatief “Damwand en Grondverbetering” bevat twee grote risico’s die niet zijn te beperken met correctieve maatregelen. Het eerste risico betreft de trillingen door het heien van de damwandplanken, deze activiteit kan schade veroorzaken aan de bestaande bebouwing. Het tweede risico betreft de spanningsverhogingen onder de bestaande A2 door de schroefgroutankers. Deze spanningstoename veroorzaakt vrijwel zeker schade aan het bestaande tracé. Het alternatief “Paalmatrassen” bevat daarentegen geen onoverkomelijke risico’s. Zo worden de problemen met de paalfundering nagenoeg verholpen door ze voor te boren in plaats van door ze te heien, want de trillingshinder voor de nabije omgeving en de problemen met het

op diepte krijgen van de palen vervallen dan als risico. Kortom, het antwoord op de hoofdvraag is dat het alternatief “Paalmatrassen” het meeste perspectief biedt voor het bouwrijp maken van de aardebaan, omdat de prestaties ten aanzien van de kosten en de risico’s het gunstigste zijn.

4.2. Aanbevelingen

In deze paragraaf worden enkele aanbevelingen gegeven voor het gekozen alternatief “Paalmatrassen”. De aanbevelingen zijn bedoeld als suggesties, zodat de risico’s tot een minimum beperkt kunnen worden. In de onderstaande beschrijving wordt er onderscheid gemaakt tussen de aanbevelingen die betrekking hebben op de opdrachtgever en anderzijds de aanbevelingen voor de aannemer.

Opdrachtgever

In de vorige paragraaf is aangetoond dat de maatschappelijk kosten flink beperkt kunnen worden door te kiezen voor het alternatief “Paalmatrassen”. Echter werkt de tijdwinst in de aanleg van de aardebaan niet altijd door in tijdwinst voor het gehele project (Venmans et al., 2007). Dit komt doordat de beschikbaarheid van gronden, het vaststellen van bestemmingsplannen en de afstemming met ander werk aan het wegennet de tijdwinst van de “Paalmatrassen” ernstig kunnen ondermijnen. Kortom, de versnelde realisatie vereist dus een gedegen voorbereiding van de opdrachtgever.

Aannemer

De risico’s van het alternatief “Paalmatrassen” kunnen worden beperkt als de aannemer de volgende acties onderneemt. Ten eerste, zoals reeds is aangegeven in de conclusie worden de problemen met het op diepte krijgen van de paalfundering en de trillingshinder tijdens het heien van de palen sterk verminderd door de palen voor te boren. Ten tweede, wordt aangeraden om een aantal paaldruckproeven te doen, zodat de berekende draagkracht uit de “ β -method” vergeleken kan worden met de data uit het veld. Hierdoor kan het noodzakelijk zijn om het ontwerp van de paalfundering aan te passen. Ten derde, is het monitoren van de bouwplaats cruciaal om de risico’s in een vroeg stadium te ontdekken. De metingen die worden aanbevolen hebben o.a. betrekking op de bepaling van de grond- en de waterspanningen, de paalkopbelastingen, de paalverkortingen en de rek in de geogrids. Ten vierde, wordt een 3D eindige elementen model aanbevolen om een beter beeld te krijgen van de krachtwerking in het matras. Daarnaast is het 3D eindige elementen model ook bruikbaar om een voorspelling te geven van de horizontale belasting op de paalkop, zodat de wapening in de paalkop kosteneffectiever ontworpen kan worden. Tot slot, is het verstandig om kennis uit te wisselen met buitenlandse aannemers die ervaring hebben op het gebied van grootschalige paalmatrassystemen.

Literatuurlijst

- Barron, R.A. (1948). *Consolidation of soil using vertical drain wells*. Geotechnique, 31(3), 718-742.
- Bishop, A.W. (1955). *The use of a slip circle in the stability analysis of slopes*. Geotechnique, 5(1), 7-17.
- Brugman, M.H.A. (2007). *Flankenonderzoek weg A2 – onderbouw*. A2HoMa, Breukelen.
- Budhu, M. (2000). *Soil mechanics & foundations*. Wiley, New York.
- Burland, J.B. (1973). *Shaft friction piles in clay – a simple fundamental approach*. Ground Engineering, 6(3), 30-42.
- Camerik, R. (2005). *Eenheidsprijzen voor civieltechnisch ontwerpen*. Universiteit Twente, Enschede.
- Colin, J.G., Han, J., Huang, J. (2006). *Geosynthetic-reinforced column-support embankment design guidelines*. University of Kansas, Kansas.
- Cortlever, N.G., Gutter, H.H. (2002). *Design of double track railway Bidor-Rawang on Auger piling system according to BS8006 and PLAXIS numerical analysis*. Cofra & Omegam, Amsterdam.
- CROW publicatie 150 (2000). *Toepassingsrichtlijn voor EPS in de wegenbouw*. CROW, Ede.
- CUR publicatie 175 (1995). *Geokunststoffen in de wegenbouw en als grondwapening*. Civieltechnisch Centrum Uitvoering Research en Regelgeving, Gouda.
- CUR publicatie 166 (1997). *Damwandconstructies*. Civieltechnisch Centrum Uitvoering Research en Regelgeving, Gouda.
- CUR publicatie 7 (2002). *Gewapende Granulaatmatras op Palen*. Civieltechnisch Centrum Uitvoering Research en Regelgeving, Gouda.
- CUR publicatie 2 (2006). *Innovatieve aardebaan*. Civieltechnisch Centrum Uitvoering Research en Regelgeving, Gouda.
- CUR publicatie 2 (2007). *Eisen aan paalmatrassystemen*. Civieltechnisch Centrum Uitvoering Research en Regelgeving, Gouda.
- Duškov, M. (1997). *Measurements on a flexible pavement structure with an EPS geof foam sub-base*. Geotextiles and Geomembranes, London.
- Fellenius, B.H. (1999). *Design of piles and pile groups – considering capacity, settlement and negative skin friction*. Unipile, Calgary.

- Fellenius, B.H. (1998). *Recent advances in the design of piles for axial loads, dragloads, downdrag and settlement*. ASCE, New Jersey.
- Fleming, W.G.K., Weltman, A.J., Randolph, M.F., Elson, W.K. (1985). *Piling engineering*. Halsted Press, New York.
- Giroud, J.P. (1968). *Settlement of a linearly loaded rectangular area*. ASCE, 33(2), 813-831
- Guido, V.A., Knueppel, J.D., Sweeny, M.A. (1987). *Plate loading tests on geogrid-reinforced earth slabs*. Geosynthetic Conference, New Orleans.
- Habib, H.A.A., Brugman, M.H.A., Uijting, B.G.J. (2002). *Widening of road N247 on a geogrid reinforced mattress on piles*. 7th International Conference on Geosynthetics, Nice.
- Horvath, J.S. (1999). *Lessons learned from failures involving geofabric in roads and embankments*. Manhattan College, New York.
- Huerne, ter H.L., Smink, L.M.G. (2003). *Rekenmodellen voor damwandconstructies*. Universiteit Twente, Enschede.
- Ignold, T.S. (1979). *The effects of compaction on retaining walls*. Geotechnique, 29(3), 265-283.
- Jacobs, E., Steijn, F. (2006). *Economische wegwijzer – prognose 2006*. EVO, Zoetermeer.
- Janbu, N. (1976). *Static bearing capacity of friction piles*. Proceedings of the 6th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 479-488.
- Kerisel, J., Absi, E. (1990). *Active and passive earth pressure tables*. Balkema, Rotterdam.
- Ladd, C.C. (1991). *Stability evaluation during staged construction*. ASCE, 117(4), 540-615.
- Lee, C.J. (1993). *Settlement of pile groups – practical approach*. ASCE, 119(9), 1449-1461.
- Lee, C.J., Charles, W.W. (2004). *Development of downdrag on piles and pile groups in consolidating soil*. ASCE, 130(9), 905-914.
- Meyerhof, G.G. (1976). *Bearing capacity and settlement of pile foundations*. ASCE, 102(3), 195-228.
- MSettle user's manual (2006). *Settlement analysis in soft soils*. GeoDelft, Delft.
- MSheet user's manual (2005). *Design of diaphragm and sheet pile walls*. GeoDelft, Delft.
- MStab user's manual (2004). *Stability of earth structures*. GeoDelft, Delft.
- NEN 6702, (1990). *Belastingen en vervormingen*. Nederlands Normalisatie Instituut, Delft.

- NEN 6723, (1990). *Bijlage A: karakteristieke belastingen*. Nederlands Normalisatie Instituut, Delft.
- NEN 6740, (1990). *Geotechniek: basiseisen en belastingen*. Nederlands Normalisatie Instituut, Delft.
- Nguyen, B.L., (2007). *Ontwerpnota onderbouw – definitief ontwerp*. A2HoMa, Breukelen.
- Nguyen, B.L. (2007). *Interpretatie grondcondities en parameters*. A2HoMa, Breukelen.
- Padfield, C.J., Mair, R.J. (1984). *Design of retaining walls embedded in stiff clay*. CIRIA, London.
- Poulos, H.G. (1989). *Pile behaviour theory and application*. Geotechnique, 39(3), 365-415.
- Richart, F.E. (1959). *Review of the theories for sand drains*. ASCE, 124, 709-736.
- Rowe, R.K., Maclean, M.D., Soderman, K.L. (1984). *Analysis of a geotextile-reinforced embankment constructed on peat*. Canadian Geotechnical Journal, 21(3), 563-576.
- Shercliff, D.A. (1990). *Reinforced embankments, theory and practise*. Thomas Telford, London.
- Skempton, A.W. (1951). *The bearing capacity of clay*. Building Research Congress, London.
- Smallman, C. (1999). *The risk factor*. Financial Times, London.
- Staveren, van M. (2006). *Uncertainty and ground conditions*. Butterworth - Heinemann, London.
- Tol, van A.F., Oostveen, J.P. (2002). *Construeren met grond*. Universiteit Delft, Delft.
- Velden, van der J.R. (2005). *Maatvoering grondwerk*. Bouwdienst Rijkswaterstaat, Den Haag.
- Venmans, A., Eekelen, van S., Ruijven, van J. (2007). *Is het duur om wegen te bouwen of te verbreden?* Land + Water, Barneveld.
- Weerts, H., Schokker, J., Laban, C. (2006). *Geologische overzichtskaart van Nederland*. TNO, Utrecht.

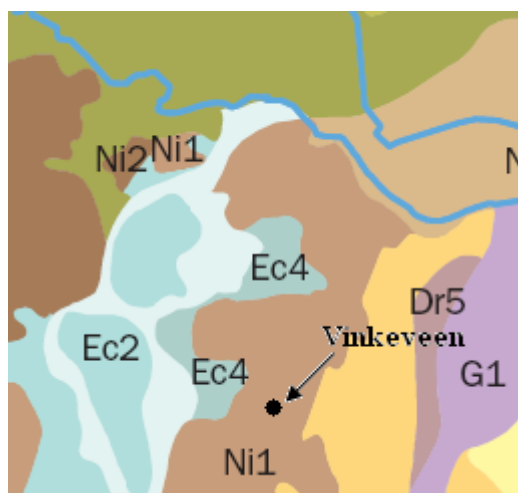
Internet sites

- [1] <http://www.lerenvandea2.nl>
- [2] <http://www.rijkswaterstaat.nl/A2>
- [3] <http://www.spijkerbed.nl>
- [4] <http://www.crux.nl>
- [5] <http://www.voton.nl>
- [6] <http://www.huesker.com>
- [7] <http://www.arcelorprojects.nl>
- [8] <http://www.tensar.nl>
- [9] <http://www.bouwkosten.nl>
- [10] <http://www.devriestitan-verankeringen.nl>

BIJLAGEN

Bijlage 1: Geotechnische parameters

Om de zettings- en stabiliteitsberekeningen uit te voeren zijn geotechnische parameters benodigd. Het te onderzoeken traject betreft de afslag bij Vinkeveen, concreet betreft dit hectometerpaal 43,0 tot 43,5. Er is gekozen voor dit traject, omdat de ondergrond op deze locatie zeer slecht draagkrachtig is, waardoor nieuwe bouwwijzen economisch interessant worden. Volgens de geologische map van Weerts (2006) ligt de A2 grotendeels in de formatie van Nieuwkoop (zie figuur B1.1). Dat houdt in dat de ondergrond voornamelijk uit veen (classificatie Ni1) bestaat. Tot slot, wordt opgemerkt dat deze kaart alleen representatief is voor de eerste 5 meter onder maaiveld.



Figuur B1.1: Geologische map

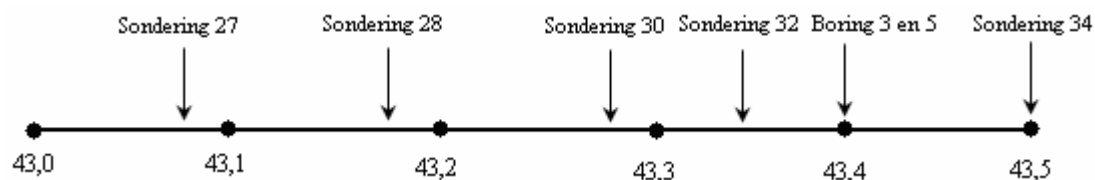
Om een gedetailleerder beeld te krijgen van de structuur van de ondergrond worden in deze bijlage verschillende geotechnische data bestudeerd. Het doel hiervan is om de waarden van de volgende geotechnische parameters te verkrijgen:

- Ongedraineerde schuifsterkte
- Effectieve hoek van inwendige wrijving
- Relatieve dichtheid
- Gesatureerde dichtheid
- Primaire samendrukkingsindex
- Recompressie index
- Secundaire samendrukkingsindex
- Elasticiteitsmodulus
- Consolidatiecoëfficiënt
- Grondwaterstand

Om de geotechnische parameters vast te stellen zijn er veldmetingen en metingen uit het laboratorium geanalyseerd. Er wordt begonnen met de interpretatie van de veldmetingen. Daarna worden enkele testen die uitgevoerd zijn in het laboratorium nader toegelicht.

Veldmetingen

Om een duidelijk beeld te krijgen van de ondergrond bij Vinkeveen worden er vijf sonderingen en twee boringen geanalyseerd, waarvan de locaties in figuur B1.2 zijn weergegeven. De kopieën van de boringen en de sonderingen zijn terug te vinden in bijlage 2, zodat de resultaten geverifieerd kunnen worden.



Figuur B1.2: Locaties sonderingen en boringen

De data uit de sonderingen wordt geclassificeerd aan de hand van de CUR (1997-166). Voordat begonnen wordt met de classificatie van de geotechnische data worden er vijf opmerkingen gemaakt. Ten eerste, bij sondering 27 is de eerste anderhalve meter uitgegraven, omdat er puin aanwezig was op de toplaag. Ten tweede, is secundaire samendrukkingsindex alleen van toepassing bij kleiige of venige ondergronden. Ten derde, de relatieve dichtheid wordt alleen bepaald voor zand en niet voor cohesieve ondergronden. Ten vierde, de geotechnische parameters die in dit rapport worden beschouwd zijn gemiddelde waarden.

De legenda voor de tabellen B1.3 t/m B1.8 is als volgt:

q_c is de conusweerstand, f is het wrijvingsgetal, c_u is de ongedraineerde schuifsterkte, ϕ' is de effectieve hoek van inwendige wrijving, γ_{sat} is het gesatureerde volumieke gewicht, C_c is de primaire samendrukkingsindex, C_r is de recompressie index, C_α is de secundaire samendrukkingsindex en E is de elasticiteitsmodulus.

Laag	Diepte (NAP)	Dikte (m)	q_c (MPa)	f (%)	Classificatie	c_u of ϕ'	D_R (%)	γ_{sat} (kN/m ³)	C_c (-)	C_r (-)	C_α (-)	E (MN/m ²)
1	-3,0 tot -8,0	5,0	1,0	8,0	Veen	10 kN/m ²	-	10	1,690	0,550	0,030	2,5
2	-8,0 tot -16,0	8,0	8,0	1,0	Grindig zand	36°	40	21	0,006	0,003	-	125

Tabel B1.3: Sondering 27

Laag	Diepte (NAP)	Dikte (m)	q_c (MPa)	f (%)	Classificatie	c_u of ϕ'	D_R (%)	γ_{sat} (kN/m ³)	C_c (-)	C_r (-)	C_α (-)	E (MN/m ²)
1	-1,8 tot -4,0	2,2	1,0	8,0	Veen	10 kN/m ²	-	10	1,690	0,550	0,030	2,5
2	-4,0 tot -8,0	4,0	1,0	4,0	Zandige klei	40 kN/m ²	-	18	0,190	0,060	0,004	20
3	-8,0 tot 10,5	2,5	6,0	1,0	Grindig zand	35°	40	21	0,006	0,003	-	125

Tabel B1.4: Sondering 28

Laag	Diepte (NAP)	Dikte (m)	q_c (MPa)	f (%)	Classificatie	c_u of ϕ'	D_R (%)	γ_{sat} (kN/m ³)	C_c (-)	C_r (-)	C_α (-)	E (MN/m ²)
1	-1,8 tot -5,0	3,2	1,0	8,0	Veen	10 kN/m ²	-	10	1,690	0,55	0,030	2,5
2	-5,0 tot -8,0	3,0	1,0	4,0	Zandige klei	40 kN/m ²	-	18	0,190	0,060	0,004	20
3	-8,0 tot -10,0	2,0	6,0	1,0	Grindig zand	35°	40	21	0,006	0,003	-	125

Tabel B1.5: Sondering 30

Laag	Diepte (NAP)	Dikte (m)	q_c (MPa)	f (%)	Classificatie	c_u of ϕ'	D_R (%)	γ_{sat} (kN/m ³)	C_c (-)	C_r (-)	C_α (-)	E (MN/m ²)
1	-1,8 tot -5,0	3,2	1,0	8,0	Veen	10 kN/m ²	-	10	1,690	0,550	0,030	2,5
2	-5,0 tot -8,0	3,0	1,0	5,0	Klei	30 kN/m ²	-	15	0,760	0,250	0,012	4,0
3	-8,0 tot -10,5	2,5	6,0	1,0	Grindig zand	35°	40	21	0,006	0,003	-	125

Tabel B1.6: Sondering 32

Laag	Diepte (NAP)	Dikte (m)	q_c (MPa)	f (%)	Classificatie	c_u of ϕ'	D_R (%)	γ_{sat} (kN/m ³)	C_c (-)	C_r (-)	C_α (-)	E (MN/m ²)
1	-1,8 tot -4,0	2,2	1,0	8,0	Veen	10 kN/m ²	-	10	1,690	0,550	0,030	2,5
2	-4,0 tot -8,0	4,0	1,0	5,0	Klei	30 kN/m ²	-	15	0,760	0,250	0,012	4,0
3	-8,0 tot -10,5	2,5	6,0	1,0	Grindig zand	35°	40	21	0,006	0,003	-	125

Tabel B1.7: Sondering 34

Wanneer de sonderingen worden geanalyseerd valt op dat het pleistocene zand op +/- 8,0 meter onder NAP ligt. De ondergrond boven 8,0 meter onder NAP bestaat voornamelijk uit veen. Opgemerkt wordt dat veen een slechte ondergrond is om een wegconstructie op te bouwen, want zonder maatregelen zullen de verwachte zettingen groot zijn. Verder vertonen de geprikte sonderingen veel overeenkomsten, dat suggereert dat de ondergrond relatief uniform is.

Na analyse van de boringen is er echter wel een kleine discrepantie waar te nemen, want de boringen geven aan dat vanaf het maaiveld tot aan de pleistocene zandlaag de ondergrond voor 95% uit veen bestaat. De locatie van het pleistoceen wordt wel bevestigd door de boringen, want bij beide boringen ligt het pleistocene zand ongeveer op 8 meter onder NAP.

Een andere belangrijke parameter is de grondwaterstand, want veel geotechnische risico's hebben direct of indirect een relatie met de grondwaterstand. Aangezien de A2 tussen Utrecht en Amsterdam in een polder ligt, wordt er onderscheid gemaakt tussen het zomerpeil en het winterpeil. De ontwerpnota onderbouw worden de volgende waarden gegeven (Nguyen, 2007).

- 2,3 meter onder NAP voor het zomerpeil
- 2,4 meter onder NAP voor het winterpeil

Opgemerkt wordt dat het laagste peil (= het winterpeil) interessant is vanuit het oogpunt van zettingen, omdat de korrelspanningen hier het grootste zullen zijn.

Laboratorium testen

Naast de veldmetingen zijn er voor boring 5 nog een aantal testen in het laboratorium uitgevoerd. Zo zijn er drie Oedometer testen uitgevoerd om de consolidatiecoëfficiënt te bepalen. Daarnaast zijn er drie classificatietesten uitgevoerd, waarbij tevens de dichtheid van het monster is bepaald. Als laatste zijn er drie CU (Consolidated Undrained) testen uitgevoerd.

Oedometer testen

De Oedometer testen worden gebruikt voor de bepaling van de consolidatiecoëfficiënt. Opgemerkt wordt dat deze parameter de snelheid van consolideren na een belastingsverhoging bepaald. De resultaten van de drie Oedometer testen zijn in tabel B1.8 weergegeven.

Diepte (NAP)	c_v (m^2/s)
-3,92	$7,1 \cdot 10^{-8}$
-5,94	$9,6 \cdot 10^{-8}$
-7,24	$2,8 \cdot 10^{-8}$

Tabel B1.8: resultaten Oedometer test

De bepalingmethode die door ingenieursbureau Mos is gebruikt is de “root time method” van Taylor. De combinatie A2HoMa rekent zelf met een consolidatiecoëfficiënt voor veen van $5,0 \cdot 10^{-8} m^2/s$ (Nguyen, 2007); deze waarde wordt ook gebruikt in dit onderzoek.

Classificatie testen

De resultaten van de classificatietesten zijn in tabel B1.9 te zien.

Boring (nummer)	Locatie (-)	Diepte (m NAP)	Classificatie (Grondsoort)	Organisch Gehalte (%)	γ_{nat} (kN/m^3)
5	43,38	-3,92	Veen	81,9	10,51
5	43,38	-5,64	Veen	78,5	9,66
5	43,38	-7,24	Veen	86,2	9,79

Tabel B1.9: Classificatie test

Zoals u ziet ligt het organisch gehalte rond de 80%, dit is kenmerkend voor een veengrond. Opmerkelijk is de lage waarde voor de gesatureerde volumieke massa, dat betekent dat de ondergrond zeer slap is. In dit rapport wordt daarom gerekend met een waarde van $10 kN/m^3$ voor de gesatureerde dichtheid.

CU testen

De gemiddelde waarde voor de ongedraineerde schuifsterkte is 13,1 KPa. Deze waarde komt redelijk overeen met de eerder gevonden waarde van 10,0 KPa uit de classificatie van de CUR (1997-166). Daarom wordt er verder gerekend met een ongedraineerde schuifsterkte van 10 KPa.

Rekenwaarden

Na de bestudering van de geotechnische data bleek de classificatie van sondering 27 de omstandigheden rondom de afslag Vinkeveen het beste te benaderen. Kortom, de geotechnische parameters waarmee in dit rapport wordt gerekend zijn te vinden in tabel B1.10.

Laag	Diepte (NAP)	Dikte (m)	q_c (MPa)	f (%)	Classificatie	c_u of ϕ'	D_R (%)	γ_{sat} (kN/m^3)	C_c (-)	C_r (-)	C_α (-)	E (MN/m^2)
1	-2,0 tot -8,0	6,0	1,0	8,0	Veen	$10 kN/m^2$	-	10	1,690	0,550	0,030	2,5
2	-8,0 tot -20,0	12,0	8,0	1,0	Grindig zand	36°	40	21	0,006	0,003	-	125

Tabel B1.10: Rekenwaarden voor de geotechnische parameters

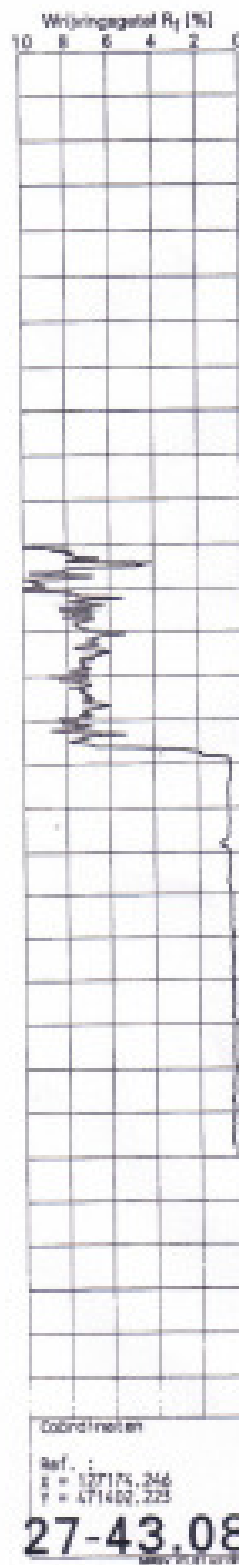
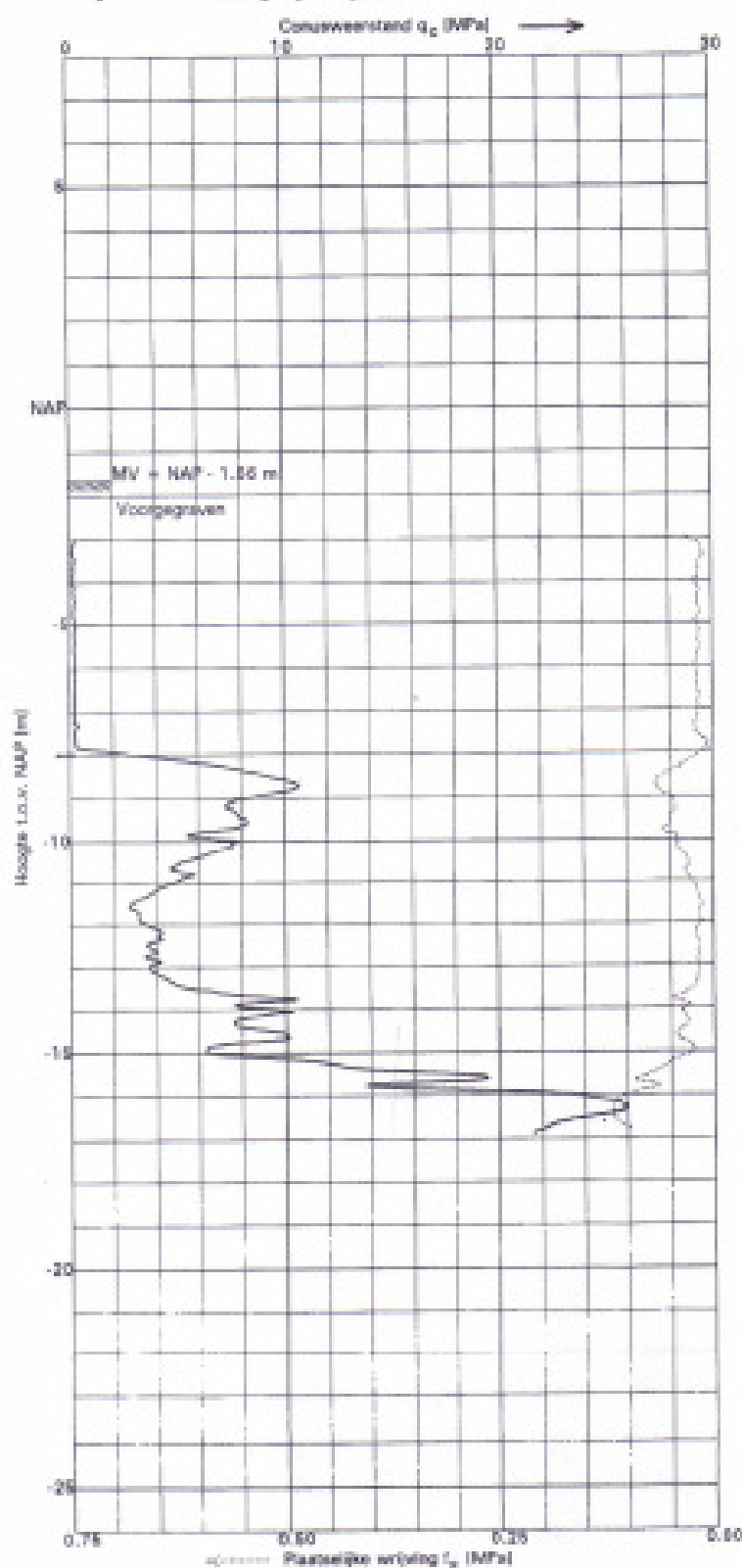
Bijlage 2: Geotechnische data

In deze bijlage zijn de kopieën van de boringen en de sonderingen die door ingenieursbureau Mos zijn uitgevoerd weergegeven.

Sondering 27-43.08

Opdracht : 129697 Conus nummer :
 Plaats : Breukelen-Vinkenvoer Soort conus : Elektrisch
 Datum : 98-2-11
 Project : Verbinding Rijksweg A2

NEN 5140
 Wagen : 6
 Pagina : 1 van 1



Coördinaten

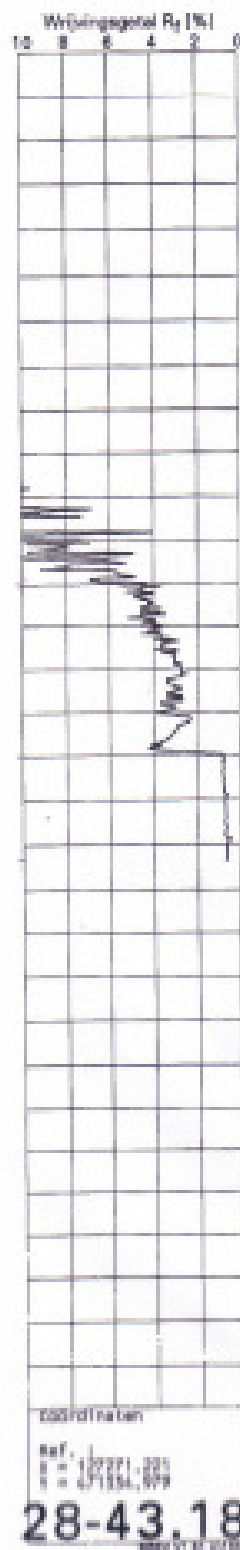
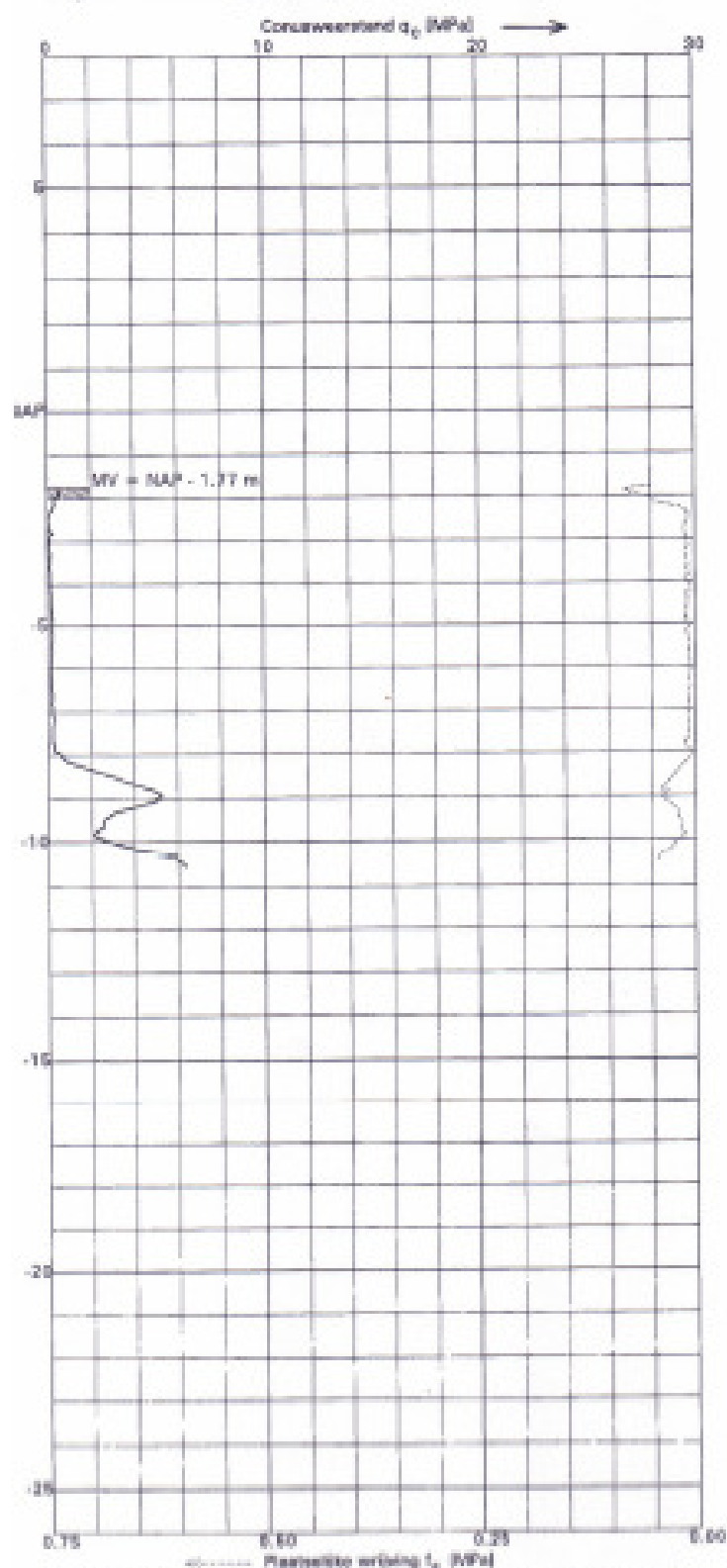
Ref. :
 E = 127175,246
 Y = 471402,225

27-43.08
 Sondering

Sondering 28-43.18

Opdracht : L29697 Conus nummer : G10
 Plaats : Breda - Vinkeveen Soort conus : Elektrisch
 Datum : 27-03-98
 Project : Verbreding Rijksweg A2

NEN 5140
 Wagen : 9
 Pagina : 1 van 1

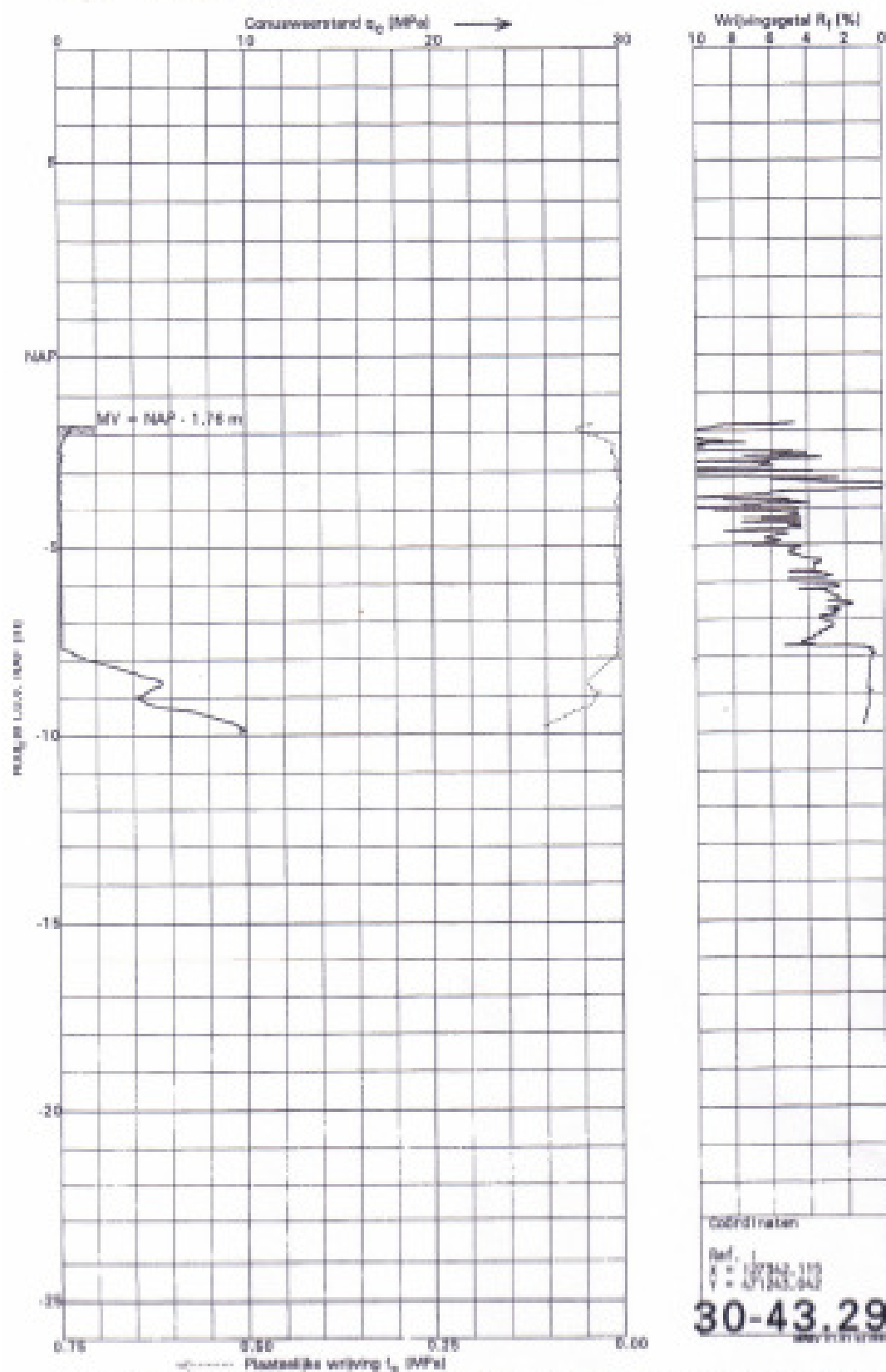


Sondering 30-43.29

Opdracht : 129687
 Plaats : Breukelen-Vinkerveen
 Datum : 09-01-98
 Project : Verbreding Rijksweg A2

Coors nummer : G09
 Soort coors : Elektrisch

NEN 5140
 Wagen : 9
 Pagina : 1 van 1

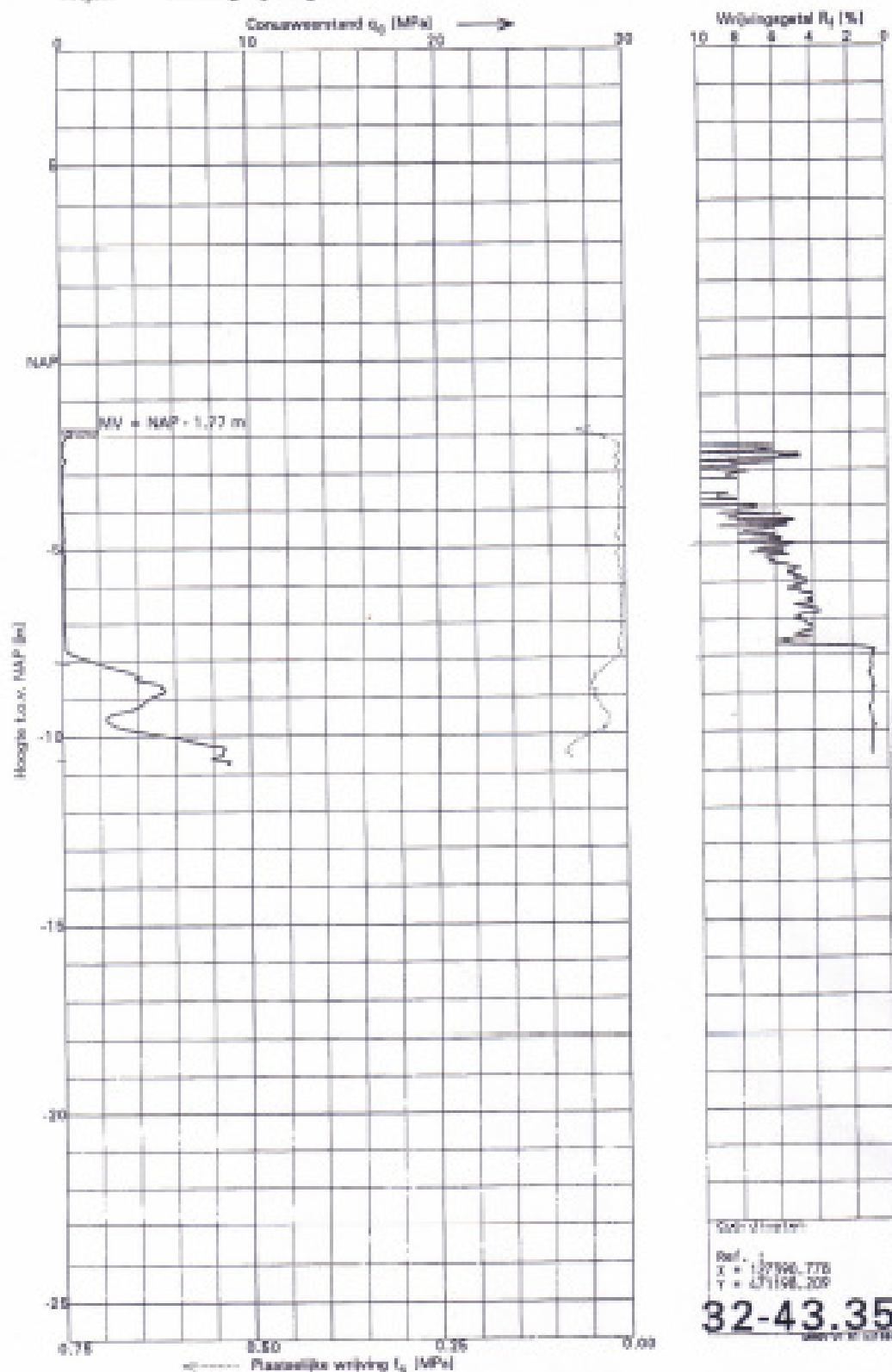


Sondering 32-43.35

Opdracht : 129697
 Plaats : Beekelen-Vinkelveen
 Datum : 08-01-88
 Project : Verbreding Rijksweg A2

Conus nummer : 009
 Soort conus : Elektrisch

NEN 5140
 Wagen : 9
 Pagina : 1 van 1



MOS GRONDMECHANICA Postbus 801, 3160 AA Broom - Telefoon (0)10 5030200 - Fax (0)10 5031656

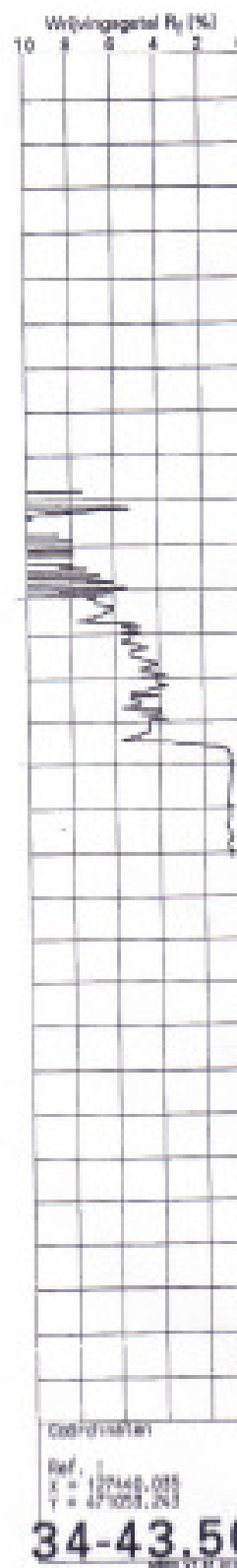
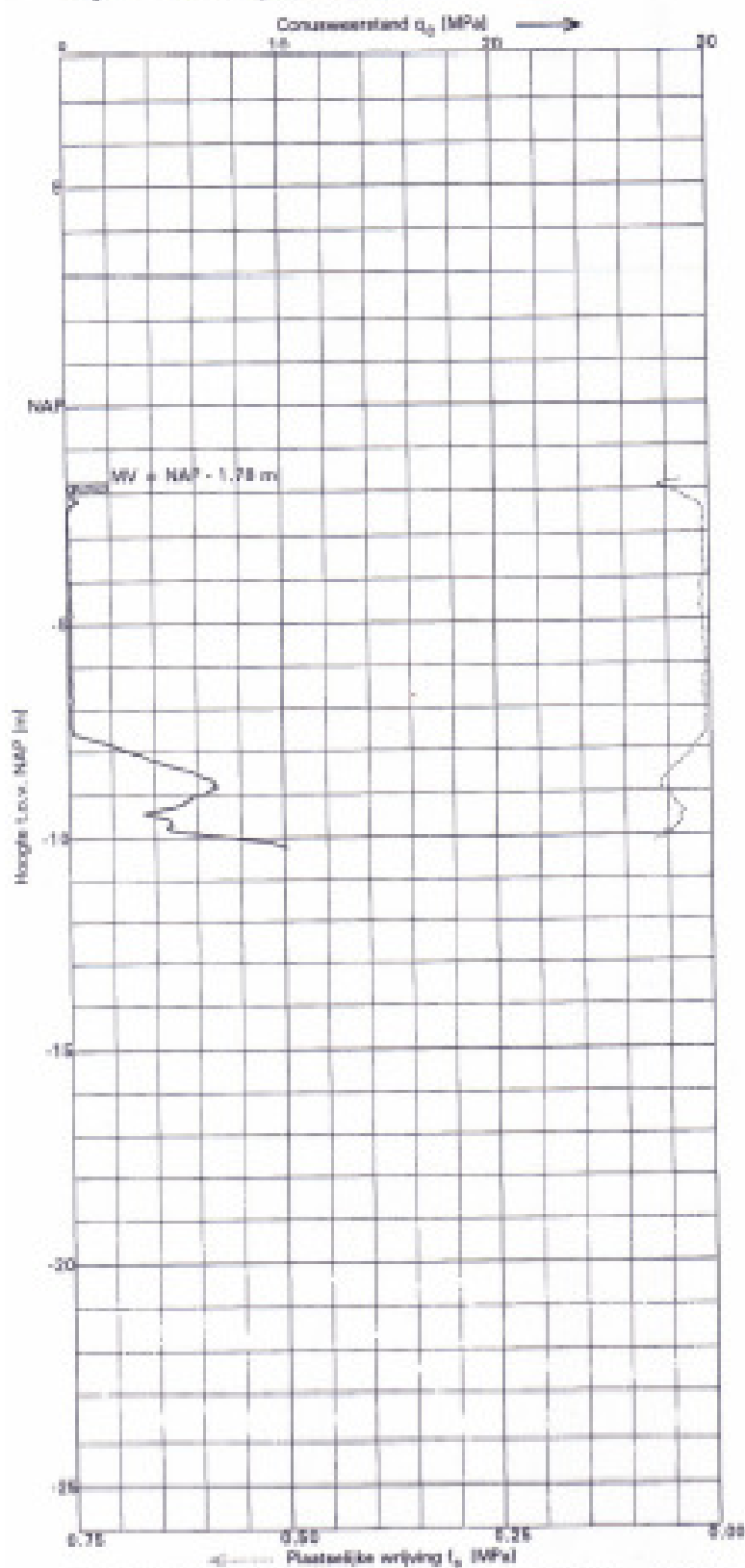


Sondering 34-43.50

Opdracht : 129687
 Plaats : Broekelen-Vinkovoor
 Datum : 26-03-98
 Project : Verbinding Rijksweg A2

Conus nummer : G10
 Soort conus : Elektrisch

NEN 5140
 Wagen : 9
 Pagina : 1 van 1



Opdracht : 010498 Boring : 83

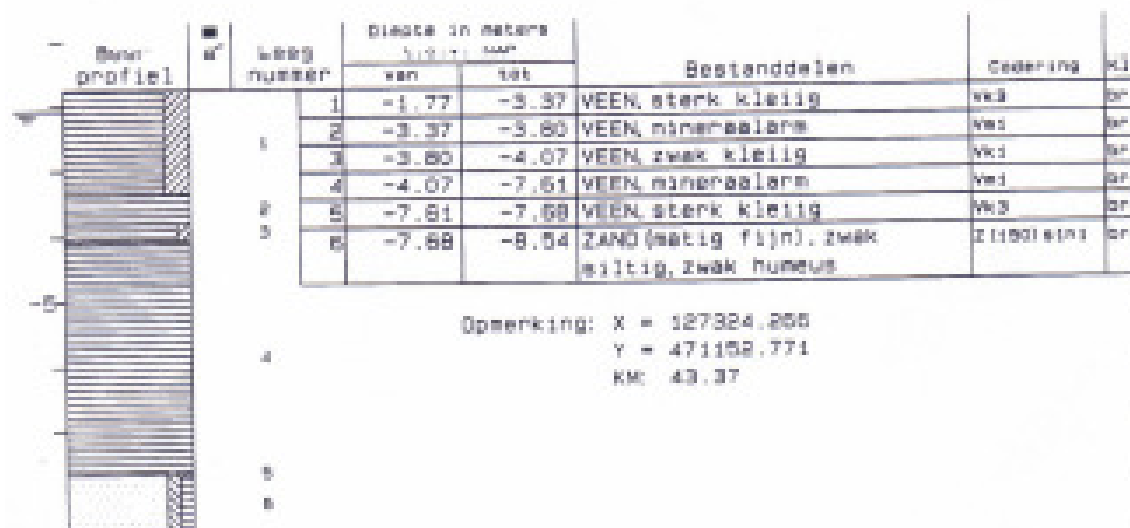
BORING

Kaart : 31E Datum : 090209

Method: SM : NAP -2.00 Beschv: MV : NAP-1.77 Grd :

REM 5104
92.00

Plaats : Vinkeveen



Opmerking: X = 127324.205
Y = 471152.771
KM: 43.37

1:50 = 1000mm



Opdracht : 010488 Boring : 85
 Kaart : 31E Datum : 980212
 Plaats : Vinkeveen

BORING

Methoden:
 SK NAP -2.30 Beschm:
 MV NAP -1.71 Sca:

NEN 5104
 V2.00

Boor profiel	d	Laag nummer	diepte in meters t.o.v. NAP		Bestanddelen	Profieltop	Bt
			van	tot			
	■	1	-1.71	-2.18	KLEI, zwak zandig (matig fijn), zwak grindig (matig grof), zwak humeus	212301g1 (9.60 m)	21
		2	-2.18	-2.60	ZAND (matig grof), matig kleilig -fijn	212301k2	20
		3	-2.60	-3.00	KLEI, sterk zandig (matig fijn), sterk humeus	212301h3	20
		4	-3.00	-3.40	VEEN, sterk kleilig	Vk3	20
		5	-3.40	-3.95	VEEN, zwak kleilig -hout	Vk1	20
		6	-3.95	-7.50	VEEN, mineraalarm	Vm1	25
		7	-7.50	-7.60	VEEN, sterk kleilig	Vk3	20
		8	-7.60	-7.72	ZAND (matig fijn), sterk ellig, matig humeus	211801a2	20
		9	-7.72	-8.55	ZAND (matig fijn), zwak ellig, zwak humeus	211801a1	20

1 sd = 1000mm

Opmerking: X = 127285.888
 Y = 471117.131
 KM: 49.98



Bijlage 3: Belastingen

In deze bijlage zijn de belastingen die rusten op de fundering van de onderzochte alternatieven geanalyseerd.

Alternatief “Zandophoging & Drainage”

Voor het eerste alternatief is de totale belasting op de ondergrond opgebouwd uit drie componenten, te weten: de verkeersbelasting, de belasting van de verhardingsopbouw en de belasting van het aantal meters overhoogte. De grootte van de verkeersbelasting staat vermeld in bijlage A van de NEN6723 (1990) voor de diverse verkeersklassen. De rijksweg A2 behoort tot de zwaarste categorie wegen, in Nederland is dat verkeersklasse 60. De waarde die wordt aangenomen in de norm voor deze klasse is 20 kN/m^2 . De verhardingsopbouw is opgebouwd uit de volgende componenten: 250 millimeter asfalt, 250 millimeter BRAC (= gebroken asfalt) en 500 millimeter zandbed. Gesommeerd brengen deze componenten een belasting van 10 kN/m^2 teweeg (van der Velden, 2005). Als laatste is de extra belasting door de overhoogte van belang. De dichtheid van het cunetzand is 18 kN/m^3 , dat betekent dat de belasting per meter overhoogte 18 kN/m^2 bedraagt. Tot slot, wordt opgemerkt dat de belasting die veroorzaakt wordt door het geotextiel verwaarloosbaar is ten opzichte van de ander componenten.

De totale belasting op de ondergrond bedraagt $30 \text{ kN/m}^2 + 18 \text{ kN/m}^2 \times \text{aantal meter overhoogte}$.

Alternatief “Damwand & Lichte Ophoogmaterialen / Grondverbetering”

Bij dit alternatief zijn er twee varianten beschouwd. Voor de eerste variant “Damwand en Lichte Ophoogmaterialen” is de totale belasting op de ondergrond opgebouwd uit drie componenten, te weten: de verkeersbelasting, de belasting van de wegverharding en de belasting van het schuimbeton. De verkeersbelasting is wederom 20 kN/m^2 . De traditionele wegverharding zorgt voor een belasting van 10 kN/m^2 . Tenslotte, de dichtheid van het schuimbeton is 5 kN/m^3 . In dit geval wordt een vloer van een 0,5 meter dikte aangebracht, dat veroorzaakt een belasting van $2,5 \text{ kN/m}^2$. Opgemerkt wordt dat de belasting die veroorzaakt wordt door het eigen gewicht van het EPS20 verwaarloosbaar is ten opzichte van de andere componenten. Voor de tweede variant “Damwand en Grondverbetering” is de totale belasting opgebouwd uit de verkeersbelasting en de belasting van de wegverharding. Deze hebben een waarde van respectievelijk 20 kN/m^2 en 10 kN/m^2 .

Variant 1: De totale belasting op de ondergrond bedraagt $32,5 \text{ kN/m}^2$.

Variant 2: De totale belasting op de ondergrond bedraagt 30 kN/m^2 .

Alternatief “Paalmatrassen”

De totale belasting op de paalfundering is opgebouwd uit drie componenten, te weten: de verkeersbelasting, de belasting van de verhardingsopbouw en de belasting veroorzaakt door het paalmatras. De eerste twee componenten van de belasting hebben een waarde van respectievelijk 20 kN/m^2 en 10 kN/m^2 . Bij de bepaling van de belasting van het matras wordt alleen het gewicht van granulaat (= betonpuin) meegenomen, omdat het gewicht van de geogrids daartegenover verwaarloosbaar is. De dichtheid van het granulaat is 20 kN/m^3 . In dit geval is de constructiehoogte van het matras 1,2 meter dik (zie figuur H3.7), dat veroorzaakt een belasting van 24 kN/m^2 . Als laatste wordt opgemerkt dat bij een gewapend granulaatmatras niet alle belasting wordt overgedragen naar de paalfundering. De mate van overdracht wordt bepaald door de paaleffectiviteit (E_p), die berekend wordt in bijlage 10.

De totale belasting op de paalfundering bedraagt $54 \text{ kN/m}^2 \times E_p$.

Bijlage 4: Afstand tussen de drains

Om de snelweg bij Vinkeveen in september 2008 bouwrijp te krijgen, wordt voor het eerste alternatief naast de zandophoging ook een verticaal drainagesysteem toegepast. Het doel van de verticale drainage is om het consolidatieproces in het veen te versnellen, zodat de restzettingen in de gebruikersfase binnen de gestelde norm blijven. De restzettingseis die geldt is voor de twee nieuwe rijstroken vastgesteld op 120 millimeter over een periode van oplevering tot 7 jaar na oplevering (Nguyen, 2007). Om dit te bereiken moet de primaire consolidatietak nagenoeg zijn doorlopen, zodat in de gebruikersfase alleen nog kruip optreedt.

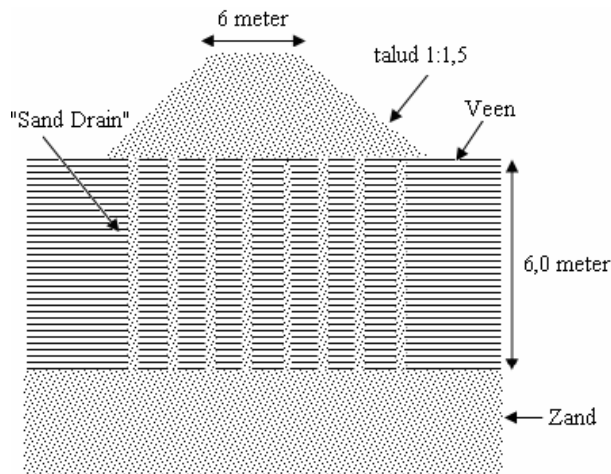
Aangezien er veel verschillende soorten verticale drainage systemen op de markt zijn, zal er een keuze gemaakt moeten worden. In dit onderzoek wordt er voor “sand drains” (= zandpalen) gekozen. De “sand drains” hebben in de praktijk meestal een diameter van 300 millimeter. Het ontwerp van de drains focust zich op de onderlinge afstand, zodat de gewenste consolidatiegraad in de beschikbare tijd gehaald kan worden. Om deze afstand te berekenen wordt er gebruikt gemaakt van de theorie van Richart (1959), de principes hiervan zijn reeds besproken in paragraaf 2.2.

De berekening van het drainage systeem bestaat uit 13 stappen, te weten:

1. Schematisering van het probleem.
2. Vaststelling van de geotechnische parameters, in het bijzonder C_v , C_h , C_c en C_α .
3. Belasting op de ondergrond.
4. Bereken de spanningen in de ondergrond.
5. Bereken de totale zetting door primaire consolidatie.
6. Bereken de gewenste consolidatiegraad U_{vr} voor september 2008.
7. Bereken de tijdfactor T_v voor de verticale richting.
8. Los de differentiaalvergelijking op voor de verticale richting.
9. Bereken de benodigde radiale consolidatie.
10. Bereken de tijdfactor T_r voor de radiale richting.
11. Los de differentiaalvergelijking op voor de radiale richting.
12. Bereken de vereiste afstand tussen de drains.
13. Schematisering van het drainage plan.

Stap 1: Schematisering van het probleem

In figuur B4.1 is de schematisering van het probleem te zien.



Figuur B4.1: Schematisering “sand drain” systeem

Uit figuur B4.1 verdienen een tweetal aspecten nadere toelichting. Ten eerste, de “sand drains” hebben een diameter van 0,3 meter. Ten tweede, de breedte tussen de kruinen van de zandophoging is 6 meter, dit is precies de breedte van de twee toekomstige rijstroken.

Stap 2: Vaststelling van de geotechnische parameters

De geotechnische parameters hebben de volgende waarde (zie bijlage 1):

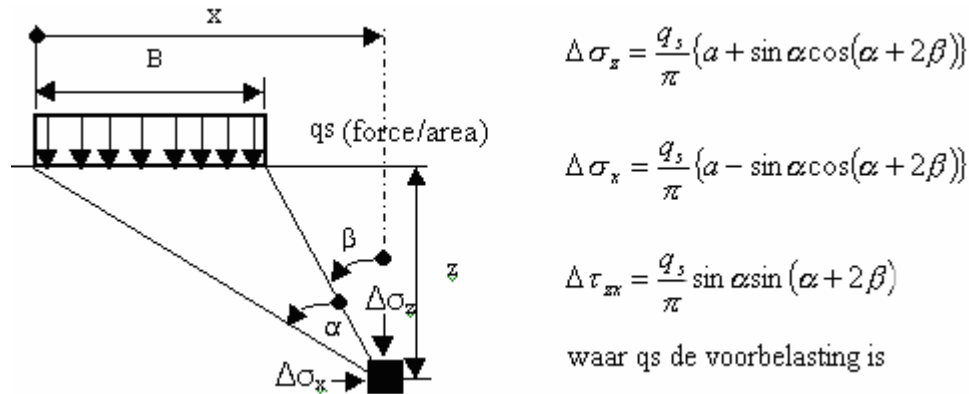
- $C_v = 5,0 \cdot 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s} = 1,6 \text{ m}^2/\text{jaar}$
- $C_h = 5,0 \cdot 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s} = 1,6 \text{ m}^2/\text{jaar}$, er is aangenomen dat $C_v = C_h$, deze keuze is conservatief, maar wel de praktijk bij A2HoMa.
- $C_c = 1,69$
- $C_r = 0,55$
- $C_\alpha = 0,03$
- $e_0 = 6,6$

Stap 3: Belasting op de ondergrond

In bijlage 3 is vastgesteld dat de verkeerbelasting en de belasting van de wegverharding een gezamenlijke belasting van 30 kN/m^2 op de ondergrond teweeg brengen. De dichtheid van het cunetzand is 18 kN/m^2 , dat betekent dat er 1,7 meter cunetzand benodigd is om een equivalente belasting te creëren. Daarnaast is er nog overhoogte benodigd. Ten eerste, omdat de rijstroken 1,0 meter boven het natuurlijke maaiveld worden aangelegd (zie figuur H3.1). Ten tweede, wordt er 3,3 meter extra overhoogte toegepast om voor de zettingen in het veen compenseren. In totaal wordt er 6,0 meter zand gebruikt voor de ophoging, dit zorgt voor een belasting van 108 kN/m^2 .

Stap 4: Spanningen in de ondergrond

Voordat de zettingen vastgesteld kunnen worden is het noodzakelijk om eerst de verticale spanningstoename te berekenen. Hiervoor wordt de elasticiteitstheorie van Boussinesq gebruikt, het model wordt verduidelijkt in figuur B4.2. Opgemerkt wordt dat de voorbelasting als gelijkmatige verdeelde belasting wordt geschematiseerd.



Figuur B4.2: Model spanningen

De verticale spanningstoename worden in het midden van de voorbelasting berekend, omdat op deze locatie de spanningen maatgevend zijn. Om de nauwkeurigheid te vergroten wordt de veenlaag opgedeeld in lagen van één meter dikte. Daarbij worden de verticale spanningstoename in het midden van de lagen berekend. Het resultaat hiervan is weergegeven in tabel B4.3. Voor de volledigheid worden ook de huidige effectieve spanningen berekend. In dit geval zijn de huidige effectieve spanningen gering, omdat het natte volumieke gewicht van veen 10 kN/m³ is.

Laag	Diepte onder maaiveld (m)	σ'_{zo} (kN/m ²)	$\Delta \sigma$ (kN/m ²)
1	0,5	0,1	108,0
2	1,5	0,3	107,9
3	2,5	0,5	107,6
4	3,5	0,7	107,0
5	4,5	0,9	105,9
6	5,5	1,1	104,5

Tabel B4.3: Spanningen in ondergrond

Stap 5: Totale zetting door primaire consolidatie

De totale primaire consolidatie wordt berekend met formule 4.

$$\delta_c = \frac{H_0}{1 + e_0} \cdot C_c \cdot \log \left(\frac{\sigma'_{zo} + \Delta \sigma_z}{\sigma'_{zo}} \right) \quad (4)$$

Er is aangenomen dat de ondergrond niet overgeconsolideerd is, dat betekent dat de OCR een waarde 1 heeft. Een beperking van de analytische zettingstheorie is dat de fasering van de zandophoging niet kan worden meegenomen, de totale belasting wordt in één keer op de ondergrond aangebracht.

In tabel B4.4 worden de zettingen per laag weergegeven, de totale zetting wordt verkregen door alle lagen te sommeren.

<i>Laag</i>	$\delta_{c,i} \text{ (m)}$
1	0,67
2	0,57
3	0,52
4	0,49
5	0,46
6	0,44

$$\sum \delta_c = 3,15m$$

Tabel B4.4: Zetting door primaire consolidatie

De totale zetting die veroorzaakt wordt door primaire consolidatie bedraagt 3,15 meter. Aangezien de wegconstructie 1,0 meter hoger komt te liggen dan het natuurlijke maaiveld (zie figuur H3.1), blijft er 1,85 meter overhoogte over die kan worden afgegraven. Opgemerkt wordt dat het afgegraven deel precies genoeg is om te compenseren voor de belasting van het verkeer en de wegverharding ($30 \text{ kN/m}^2 \approx 1,7 \text{ meter overhoogte}$).

Stap 6: Gewenste consolidatiegraad

Om de gewenste consolidatiegraad te kunnen bepalen moet de secundaire zetting (= kruip) eerst bepaald worden. Mocht de kruip kleiner zijn dan 120 millimeter dan hoeft de primaire consolidatie niet volledig te zijn. De kruip wordt berekend met formule 5.

$$\delta_k = \frac{H_0}{1 + e_p} \cdot C_\alpha \cdot \log\left(\frac{t}{t_p}\right) \quad (5)$$

Het startpunt is 1 jaar na opbrenging van de eerste ophoogslag (zie figuur H2.7) en het eindpunt is 8 jaar na opbrenging van de eerste ophoogslag. Maar voordat de kruip berekend kan worden, moet het “void ratio” opnieuw bepaald worden, omdat deze is afgenomen door de primaire consolidatie. De verandering in “void ratio” wordt weergegeven met formule 33.

$$e_p = e_o - \frac{\sum \delta_c}{H_0} \cdot (1 + e_o) \quad (33)$$

waarin:

- e_p = het nieuwe “void ratio” (-)
- e_o = het oorspronkelijke “void ratio” (-)
- δ_c = de primaire zetting (m)
- H_0 = de oorspronkelijke hoogte (m)

Het nieuwe “void ratio” (e_p) wordt 2,6.

Door al deze gegevens in te vullen in formule 5 wordt een secundaire zetting van 45 millimeter gevonden. De restzetting die door primaire consolidatie nog mag optreden na de oplevering van de aardebaan bedraagt 75 millimeter. De gewenste consolidatiegraad in september 2008 wordt berekend met formule 34.

$$U_{vr} = \frac{\sum \delta_c - s_r}{\sum \delta_c} \quad (34)$$

waarin:

U_{vr} = de gewenste consolidatiegraad (-)

s_r = de resterende primaire consolidatie na oplevering aardebaan (mm)

Op basis van formule 34 is de gewenste consolidatiegraad 0,98, dat houdt in de ondergrond voor 98% geconsolideerd moet zijn in september 2008.

Stap 7: Bereken tijdfactor T_v

De tijdfactor voor de verticale richting wordt berekend met formule 35.

$$T_v = \frac{C_v \cdot t}{H_{dr}^2} \quad (35)$$

waarin:

T_v = de tijdfactor voor de verticale richting (-)

C_v = de consolidatiecoëfficiënt voor de verticale richting ($m^2/jaar$)

t = de voorbelastingsperiode (jaar)

H_{dr} = de lengte van het drainagepad (m)

Om de tijdfactor vast te kunnen stellen verdienen twee aspecten nadere toelichting. Ten eerste, de lengte van het drainagepad wordt berekend met formule 36. Opgemerkt wordt dat het water aan beide kanten kan wegvloeien.

$$H_{dr} = \frac{H_0 + H_f}{4} \quad (36)$$

waarin:

H_0 = de oorspronkelijke lengte van het drainagepad (m)

H_f = de lengte van het drainagepad na voorbelasting (m)

De lengte van het drainage pad is voor deze situatie 2,23 meter. Ten tweede, de voorbelastingsperiode is in dit geval 1 jaar, want de ondergrond moet in september 2008 voor 98% zijn geconsolideerd om aan de restzettingseis te kunnen voldoen. Door al deze aspecten in beschouwing te nemen wordt een waarde van 0,32 gevonden voor de tijdfactor in verticale richting.

Stap 8: Oplossing differentiaalvergelijking voor verticale richting

De differentiaalvergelijking die moet worden opgelost voor de verticale richting is weergegeven in formule 6.

$$\frac{du}{dt} = C_v \cdot \frac{d^2 u}{dz^2} \quad (6)$$

Een manier om deze differentiaal vergelijking op te lossen is door gebruik te maken van de Fourier reeks.

Daarbij is aangenomen dat het verloop van de waterspanning “triangular” verloopt; deze aanname is geldig voor dikke cohesieve gronden (Budhu, 2000). De oplossing uit de Fourier reeks is $U = 50\%$ (= consolidatieniveau in september 2008). Dat betekent dat er verticale drainage benodigd is, want anders wordt de gewenste consolidatiegraad van 98% niet gehaald.

Stap 9: Benodigde radiale consolidatie

De benodigde radiale consolidatie kan gesubstitueerd worden uit formule 8.

$$U_r = 1 - \frac{1 - U_{vr}}{1 - U} \quad (8)$$

De benodigde radiale consolidatie U_r is 0,96.

Stap 10: Bereken tijdfactor T_r

De tijdfactor voor de radiale richting wordt weergegeven in formule 37.

$$T_r = \frac{C_h \cdot t}{4 \cdot R^2} \quad (37)$$

waarin:

T_r = de tijdfactor voor de radiale richting (-)

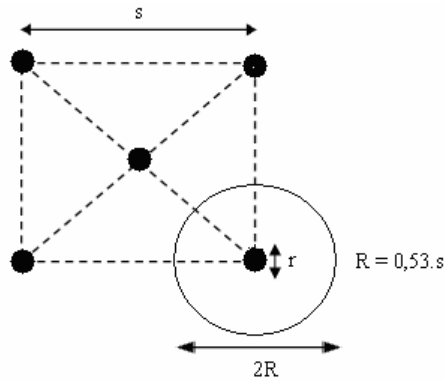
C_h = de consolidatiecoëfficiënt voor de radiale richting ($m^2/jaar$)

t = de voorbelastingsperiode (jaar)

R = de radius waarbinnen de “sand drain” invloed heeft op het grondwater (m)

De beïnvloedingsstraal voor een “triangular grid” is 0,53 vermenigvuldigd met de h.o.h. afstand twee drains.

De “influence zone” in het “triangular grid” wordt verduidelijkt in figuur B4.5.



Figuur B4.5: Triangulair grid

Aangezien de onderlinge afstand tussen de “sand drains” nog onbekend is, definieert Richart een parameter n . De n in de methode van Richart is de verhouding tussen de straal van de beïnvloedingszone en de straal van de “sand drain”. De radiale tijdfactor met de methode van Richart wordt weergegeven in formule 38.

$$T_r = \frac{C_h \cdot t}{4 \cdot \left(\frac{R}{r}\right)^2 \cdot r^2} = \frac{C_h \cdot t}{4 \cdot n^2 \cdot r^2} \quad (38)$$

De uitkomst uit formule 38 is $17,8/n^2$.

Stap 11: Oplossen differentiaalvergelijking voor de radiale richting

De differentiaalvergelijking die moet worden opgelost voor de radiale richting is weergegeven in formule 7.

$$\frac{du}{dt} = C_h \cdot \left(\frac{d^2 u}{dr^2} + \frac{1}{r} \cdot \frac{du}{dr} \right) \quad (7)$$

De oplossing voor deze complexe vergelijking wordt weergegeven in tabel B4.6.

n	T_r	$U_r (\%)$
5	0,71	100
6	0,49	99
7	0,36	96
8	0,28	87
9	0,22	78
10	0,18	69

Tabel 4.6: Bepaling parameter n

Uit tabel B4.6 kan worden geconcludeerd dat voor $n = 7$ de gewenste radiale consolidatiegraad van 96% gehaald wordt.

Stap 12: Vereiste afstand tussen de drains

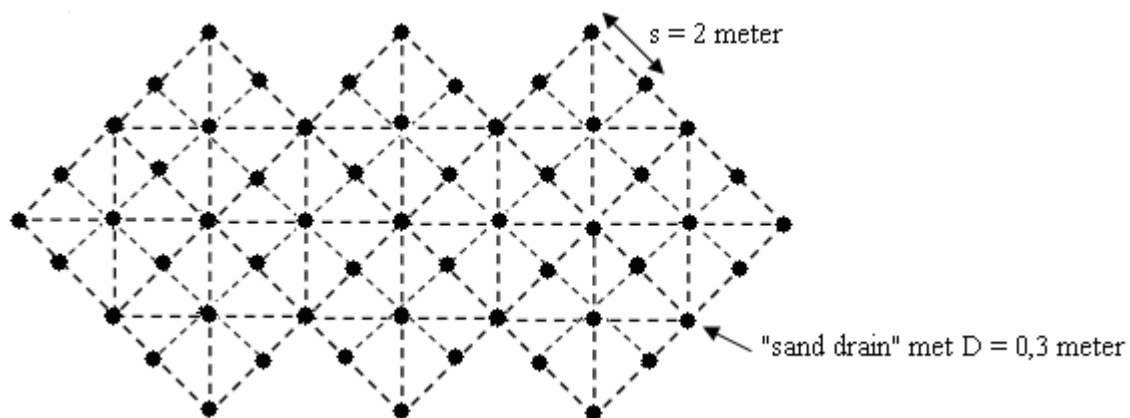
Nu zijn alle gegevens bekend om de afstand tussen de “sand drains” te bepalen. Voor een “triangular grid” wordt deze afstand berekend met formule 39.

$$s = \frac{1}{0,53} \cdot R = 1,9 \cdot n \cdot r \quad (39)$$

De vereiste afstand tussen de drains is 2,0 meter.

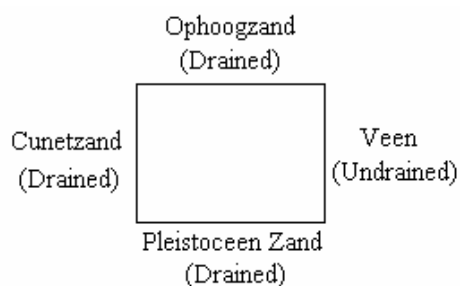
Stap 13: Schematisering van het drainage plan

In figuur B4.7 is een schematisering van het drainage plan te zien.



Figuur B4.7: Drainage plan

Bij figuur B4.7 dienen drie opmerkingen gemaakt te worden. Ten eerste, de hoogte van de zandhoring bedraagt 6 meter; bij een taludhelling van 1:1,5 wordt de breedte van de zandophoging 24 meter. Met dit gegeven kan het totale aantal “sand drains” worden berekend over een lengte van 500 meter, in dit geval zijn dat er ongeveer 3125. Ten tweede, geldt de drainage afstand van 2 meter voor de maatgevende situatie, dat betekent dat een verdere optimalisatie van het ontwerp mogelijk is. Ten derde, is de bepaling van de afstand tussen de “sand drains” eigenlijk veel complexer dan is geschetst. In werkelijkheid is de ondergrond aan de linkerzijde van de zandophoging door het cunetzand ook gedraineerd (zie figuur B4.8).



Figuur B4.8: Condities van de randen

In de methode van Richart wordt geen rekening gehouden met deze randvoorwaarde. Dat houdt in dat de zetting in de veenlaag niet gelijkmatig zal verlopen, omdat de linkerzijde van de zandophoging sneller zet dan de rechter zijde van de zandophoging.

Bijlage 5: MSettle resultaten

In Nederland is het programma MSettle van GeoDelft, nagenoeg de norm voor zettingsberekeningen. Voor het referentie alternatief wordt dit programma gebruikt om de zettingen onder de nieuwe A2 te berekenen. Als eis is gesteld dat de restzetting niet meer dan 12 centimeter mag bedragen over een periode van oplevering tot 7 jaar na oplevering (Nguyen, 2007). Om de zettingen te berekenen dienen er een aantal uitgangspunten te worden vastgesteld. Ten eerste, de modellering van het grid, in dit geval is deze 2 dimensionaal. Ten tweede, het toegepaste grondmodel, in dit geval is dat NEN Bjerrum. Tot slot, het gebruikte consolidatie model, in dit geval is er gekozen voor Terzaghi. Daarnaast is de vaststelling van de equivalente draindiameter een belangrijk issue, want de doorlatendheid van de drain in MSettle is oneindig, terwijl de doorlatendheid van een “sand drain” eindig is. De equivalente draindiameter kan bepaald worden met de relatie van Barron (1948), die te zien is formule 40.

$$d_{k=\infty} = \frac{d_{sd}}{1,05 \cdot s} = \frac{0,3}{1,05 \cdot 2} \approx 0,15 \text{ m} \quad (40)$$

waarin:

$d_{k=\infty}$ = de diameter van de drain met een oneindige doorlatendheid (m)

d_{sd} = de diameter van de “sand drain” (m)

s = de onderlinge afstand tussen de “sand drains” (m)

In bijlage 4 is berekend dat de zandophoging 6 meter hoog dient te zijn om de weg op het gewenste niveau aan te kunnen leggen. In eerste instantie is de zandophoging van 6 meter opgedeeld in vier ophoogslagen van 1,5 meter met een wachttijd van één maand tussen de ophoogslagen. De resultaten van MSettle wezen uit dat de restzettingseis op de manier niet gehaald kon worden. De oplossing hiervoor is door extra overhoogte te verwijderen aan het einde van de voorbelastingsperiode. Dit is mogelijk doordat de maximale zetting uit de analytische methode te conservatief is. Zo is er bijvoorbeeld geen rekening gehouden met de fasering van de zandophoging in de tijd. In de onderstaande berekening is te zien dat het haalbaar is om 1,2 meter extra overhoogte af te graven.

+ 6,00 m	Zand
- 1,95 m	Zetting in het midden van de zandophoging (zie einde bijlage)
- 1,00 m	Extra hoogte ter voorkoming van vorstschade
+ 3,05 m	Totaal afgegraven aan het einde van de voorbelastingsperiode
- 1,67 m	Bovenbelasting van het verkeer en de wegverharding (zie bijlage 4)
+ 1,38 m	Resterende overhoogte

De totale overhoogte die wordt afgegraven bedraagt 3,05 meter, waarvan 1,67 meter nodig is om te compenseren voor de belasting van het verkeer en de wegverharding. Deze compensatie is noodzakelijk om te garanderen dat de primaire consolidatietak nooit meer wordt bereikt in de gebruikersfase.

Op basis van het zettingsrapport kunnen de absolute restzettingen onder de nieuwe A2 (= verticaal 12 t/m 16) worden berekend voor de periode van oplevering tot 7 jaar na opleveren (= dag 365 tot dag 2920). Het resultaat hiervan is in tabel B5.1 weergegeven.

<i>Verticaal</i>	<i>Restzetting na 1 jaar (= tijdstip oplevering aardebaan)</i>	<i>Restzetting na 8 jaar (= tijdstip 7 jaar na oplevering)</i>	<i>Absolute Restzetting</i>
12	17,1 cm	7,8 cm	9,3 cm
13	16,5 cm	7,7 cm	8,8 cm
14	16,2 cm	7,7 cm	8,5 cm
15	16,5 cm	7,7 cm	8,8 cm
16	17,1 cm	7,8 cm	9,3 cm

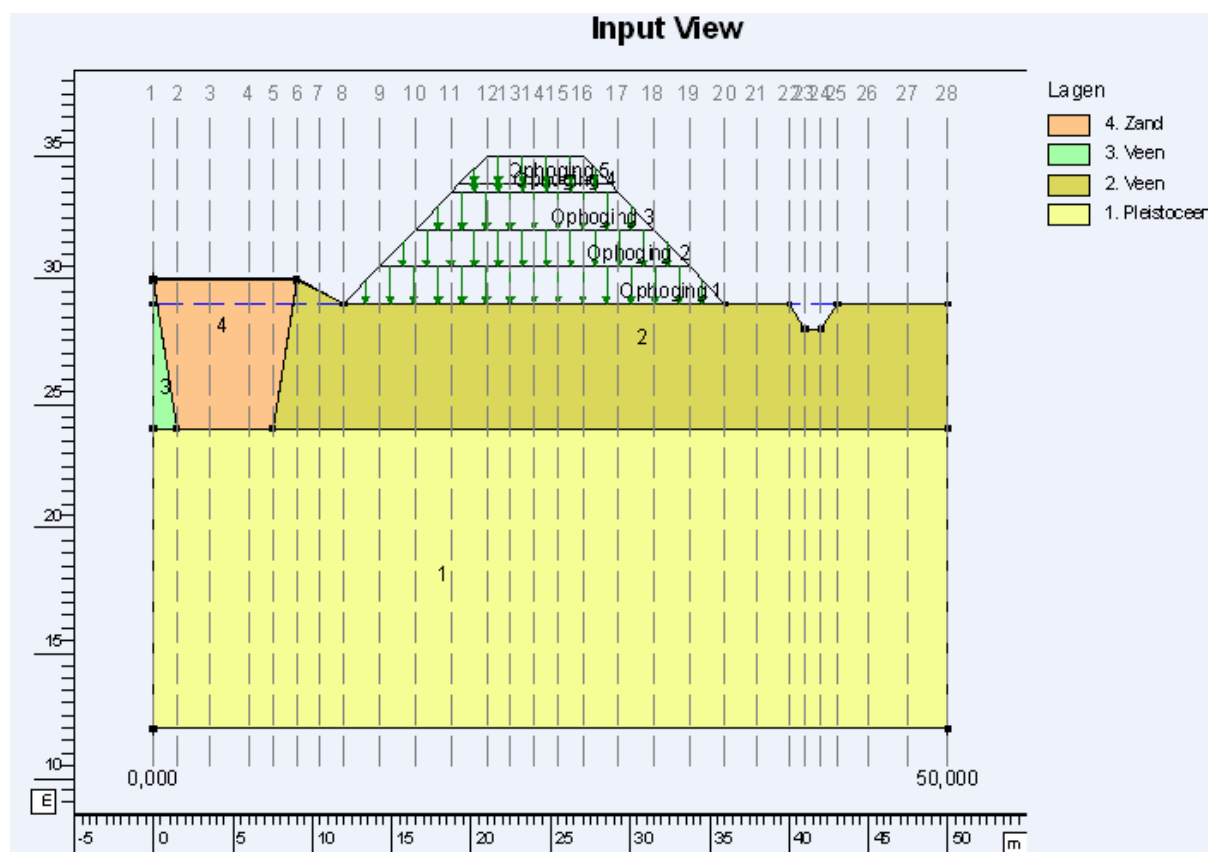
Tabel B5.1: Absolute restzetting onder nieuwe A2

In deze tabel kunt u zien dat er wordt voldaan aan de restzettingseis, want op geen enkele locatie onder de nieuwe A2 is de absolute restzetting groter dan 12 centimeter. Dat betekent dat de “sand drains” met de diameter van 30 centimeter en een h.o.h. afstand van 2 meter het consolidatieproces voldoende versnellen.

Aan het einde van deze bijlage zijn bijgevoegd:

- Het ingevoerde profiel
- Een gedeelte uit het zettingsrapport
- De gezette geometrie
- Het verloop van de belastingen en de zettingen in de tijd

Het ingevoerde profiel



3 Settlements

3.1 Settlements

Vertical number	X co-ordinate [m]	Surface level [m]	Settlement [m]
1	0,00	30,00	0,425
2	1,50	30,00	0,000
3	3,50	30,00	0,000
4	6,00	30,00	0,000
5	7,50	30,00	0,000
6	9,00	30,00	0,548
7	10,50	29,50	0,613
8	12,00	29,00	1,204
9	14,25	29,00	1,715
10	16,50	29,00	1,932
11	18,75	29,00	2,044
12	21,00	29,00	2,096
13	22,50	29,00	2,111
14	24,00	29,00	2,115
15	25,50	29,00	2,111
16	27,00	29,00	2,096
17	29,25	29,00	2,044
18	31,50	29,00	1,932
19	33,75	29,00	1,712
20	36,00	29,00	1,181
21	38,00	29,00	0,718
22	40,00	29,00	0,461
23	41,00	28,00	0,375
24	42,00	28,00	0,307
25	43,00	29,00	0,244
26	45,00	29,00	0,164
27	47,50	29,00	0,105
28	50,00	29,00	0,071

3.2 Residual Times

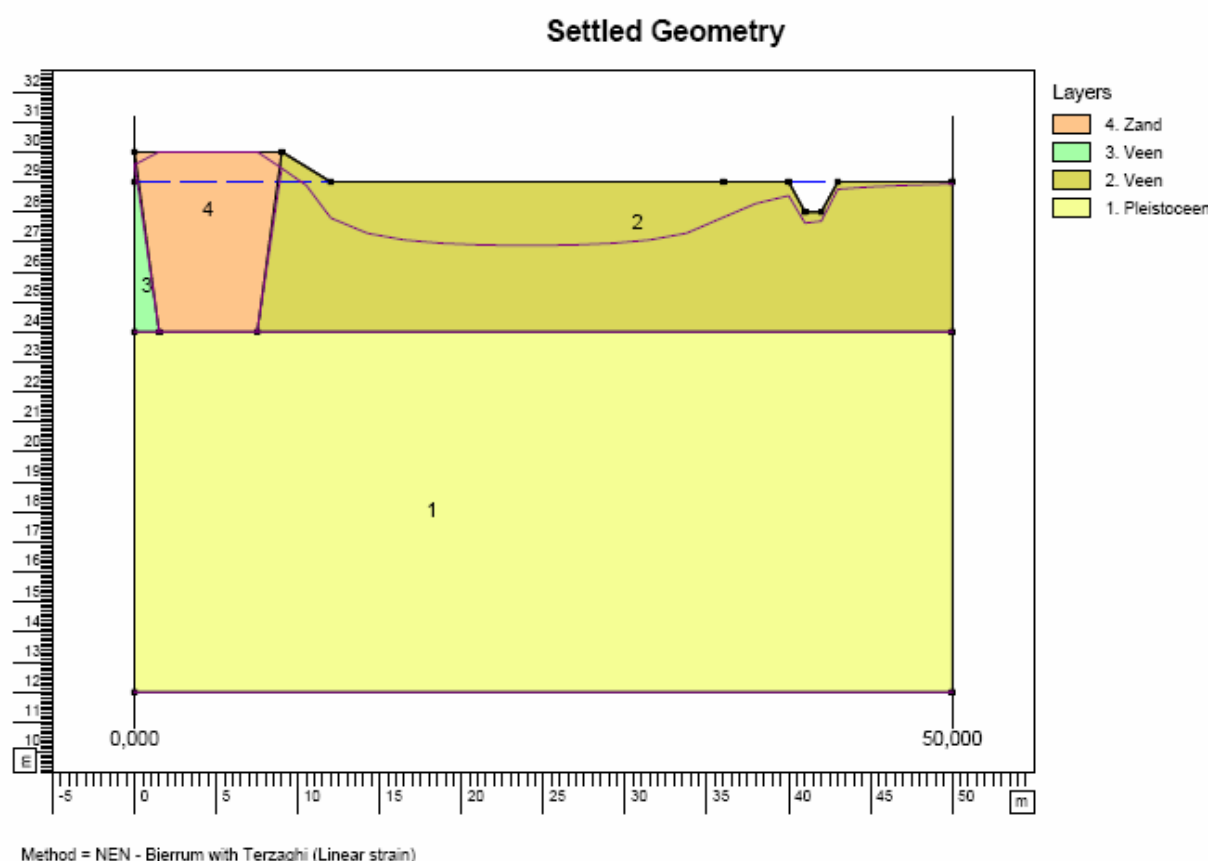
Vertical number	Time [days]	Settlement [m]	Part of final settlement [%]	Residual settlements [m]
1	30	0,025	5,864	0,400
	60	0,059	13,920	0,366
	90	0,087	20,543	0,338
	365	0,189	44,461	0,236
	730	0,234	54,990	0,191
	2920	0,333	78,415	0,092
2	30	0,000	16,883	0,000
	60	0,000	44,805	0,000
	90	0,000	87,013	0,000
	365	0,000	144,589	0,000
	730	0,000	100,000	0,000
	2920	0,000	100,000	0,000
3	30	0,000	18,812	0,000
	60	0,000	47,100	0,000
	90	0,000	87,694	0,000
	365	0,000	141,301	0,000
	730	0,000	100,000	0,000
	2920	0,000	100,000	0,000
4	30	0,000	22,494	0,000
	60	0,000	51,339	0,000
	90	0,000	89,135	0,000
	365	0,000	135,807	0,000
	730	0,000	100,000	0,000
	2920	0,000	100,000	0,000

Vertical number	Time [days]	Settlement [m]	Part of final settlement [%]	Residual settlements [m]
5	30	0,000	25,972	0,000
	60	0,000	54,935	0,000
	90	0,000	90,179	0,000
	365	0,000	131,555	0,000
	730	0,000	100,000	0,000
	2920	0,000	100,000	0,000
6	30	0,047	8,611	0,501
	60	0,109	19,802	0,440
	90	0,163	29,653	0,386
	365	0,320	58,434	0,228
	730	0,358	65,224	0,191
	2920	0,456	83,265	0,092
7	30	0,068	11,110	0,545
	60	0,151	24,652	0,462
	90	0,226	36,894	0,387
	365	0,416	67,829	0,197
	730	0,441	71,979	0,172
	2920	0,529	86,356	0,084
8	30	0,358	29,753	0,846
	60	0,597	49,558	0,607
	90	0,753	62,524	0,451
	365	1,021	84,807	0,183
	730	1,042	86,597	0,161
	2920	1,125	93,487	0,078
9	30	0,664	38,743	1,051
	60	1,035	60,379	0,679
	90	1,238	72,216	0,476
	365	1,518	88,491	0,197
	730	1,549	90,304	0,166
	2920	1,636	95,368	0,079
10	30	0,728	37,685	1,204
	60	1,172	60,653	0,760
	90	1,418	73,395	0,514
	365	1,738	89,946	0,194
	730	1,766	91,438	0,165
	2920	1,853	95,897	0,079
11	30	0,741	36,265	1,303
	60	1,217	59,554	0,827
	90	1,497	73,242	0,547
	365	1,860	90,993	0,184
	730	1,882	92,071	0,162
	2920	1,965	96,156	0,079
12	30	0,745	35,540	1,351
	60	1,231	58,726	0,865
	90	1,529	72,959	0,567
	365	1,925	91,838	0,171
	730	1,939	92,492	0,157
	2920	2,018	96,301	0,078
13	30	0,746	35,331	1,365
	60	1,234	58,466	0,877
	90	1,538	72,852	0,573
	365	1,946	92,195	0,165
	730	1,956	92,659	0,155
	2920	2,034	96,353	0,077
14	30	0,746	35,268	1,369
	60	1,235	58,386	0,880
	90	1,540	72,817	0,575
	365	1,953	92,320	0,162
	730	1,961	92,716	0,154
	2920	2,039	96,371	0,077
15	30	0,746	35,331	1,365
	60	1,234	58,466	0,877
	90	1,538	72,852	0,573
	365	1,946	92,196	0,165

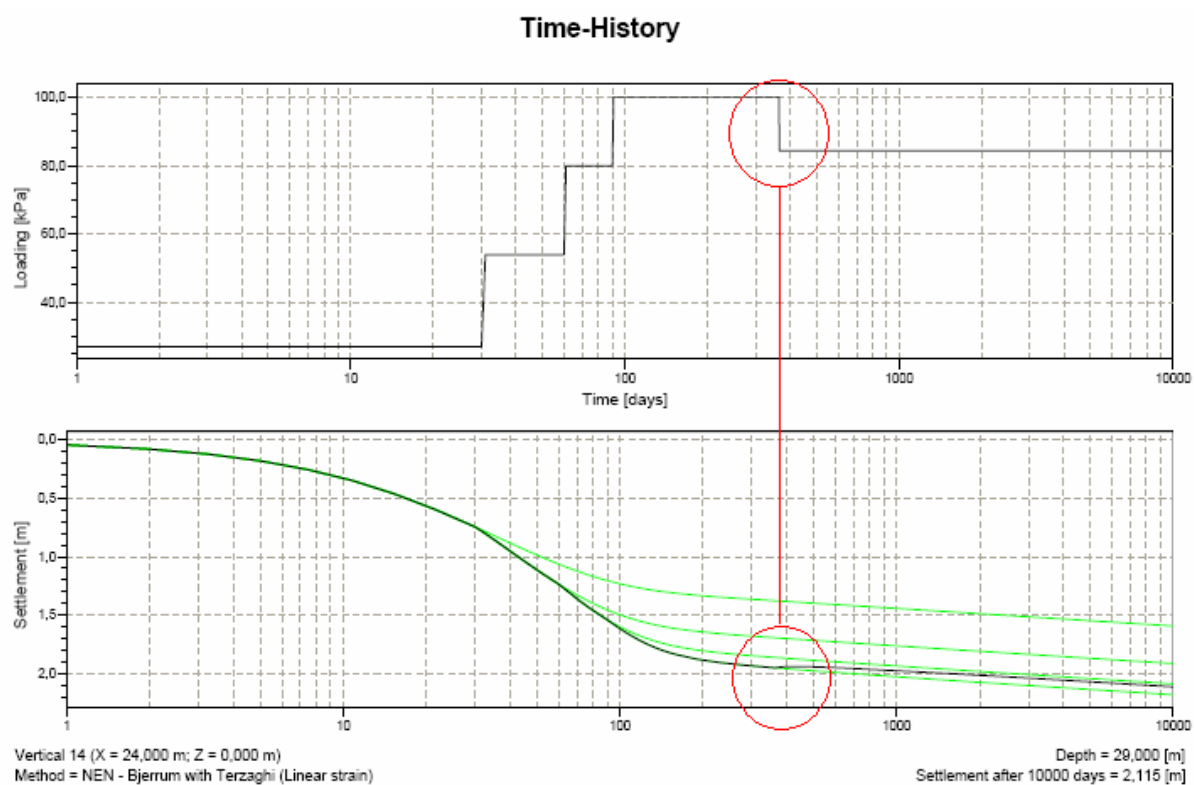
Vertical number	Time [days]	Settlement [m]	Part of final settlement [%]	Residual settlements [m]
	730	1,956	92,659	0,155
	2920	2,034	96,353	0,077
16	30	0,745	35,540	1,351
	60	1,231	58,726	0,865
	90	1,529	72,959	0,567
	365	1,925	91,839	0,171
	730	1,939	92,492	0,157
	2920	2,018	96,301	0,078
17	30	0,741	36,264	1,303
	60	1,217	59,553	0,827
	90	1,497	73,241	0,547
	365	1,860	90,994	0,184
	730	1,882	92,071	0,162
	2920	1,965	96,156	0,079
18	30	0,728	37,680	1,204
	60	1,172	60,650	0,760
	90	1,418	73,394	0,514
	365	1,738	89,946	0,194
	730	1,766	91,438	0,165
	2920	1,853	95,898	0,079
19	30	0,662	38,671	1,050
	60	1,033	60,316	0,680
	90	1,236	72,168	0,477
	365	1,515	88,476	0,197
	730	1,546	90,290	0,166
	2920	1,633	95,361	0,079
20	30	0,349	29,568	0,832
	60	0,585	49,530	0,596
	90	0,740	62,641	0,441
	365	1,003	84,962	0,178
	730	1,023	86,585	0,158
	2920	1,103	93,436	0,078
21	30	0,135	18,820	0,583
	60	0,273	37,965	0,446
	90	0,388	54,077	0,330
	365	0,606	84,355	0,112
	730	0,600	83,530	0,118
	2920	0,658	91,574	0,061
22	30	0,069	15,037	0,392
	60	0,153	33,285	0,307
	90	0,235	50,907	0,226
	365	0,394	85,411	0,067
	730	0,374	81,186	0,087
	2920	0,415	89,988	0,046
23	30	0,073	19,362	0,302
	60	0,148	39,428	0,227
	90	0,210	56,144	0,164
	365	0,322	85,859	0,053
	730	0,307	81,840	0,068
	2920	0,337	90,037	0,037
24	30	0,056	18,100	0,251
	60	0,121	39,550	0,185
	90	0,179	58,311	0,128
	365	0,272	88,776	0,034
	730	0,253	82,498	0,054
	2920	0,276	90,084	0,030
25	30	0,029	12,007	0,215
	60	0,077	31,467	0,167
	90	0,132	54,005	0,112
	365	0,228	93,345	0,016
	730	0,198	81,174	0,046
	2920	0,217	88,941	0,027
26	30	0,018	10,700	0,147
	60	0,051	30,788	0,114

Vertical number	Time [days]	Settlement [m]	Part of final settlement [%]	Residual settlements [m]
	90	0,094	57,145	0,070
	365	0,170	103,281	-0,005
	730	0,139	84,603	0,025
	2920	0,148	90,030	0,016
27	30	0,010	9,431	0,095
	60	0,031	29,641	0,074
	90	0,063	59,710	0,042
	365	0,122	115,953	-0,017
	730	0,094	89,712	0,011
	2920	0,098	92,705	0,008
28	30	0,006	8,418	0,065
	60	0,020	28,105	0,051
	90	0,043	60,445	0,028
	365	0,089	125,531	-0,018
	730	0,066	92,970	0,005
	2920	0,067	94,807	0,004

De gezette geometrie



Het verloop van de belastingen en zettingen in de tijd



Bijlage 6: MStab resultaten

In deze bijlage wordt het stabiliteitsverlies langs cirkelvormige glijvlakken berekend met Bishop in MStab. De glijvlak berekening in MStab is gebaseerd op de “limit equilibrium” methode, waar verschillende faalmechanismen doorgerekend moeten worden om de maatgevende glijcirkel te vinden. Opgemerkt wordt dat de maatgevende glijcirkel de laagste veiligheidsfactor heeft, hierin is de verhouding tussen drijvende krachten en weerstandskrachten het ongunstigst. Om het maatgevende glijvlak te bepalen is zowel een “Effective Stress Analysis” (= ESA), als een “Total Stress Analysis” (= TSA) benodigd. Voor de korte termijn wordt de TSA berekening uitgevoerd voor de ongedraineerde toestand, de parameter die hiervoor is gebruikt is ongedraineerde schuifsterkte c_u . De gemiddelde waarden voor de ongedraineerde schuifsterkte voor de veengrond en het ophoogzand bedragen respectievelijk 10 kN/m^2 en 40 kN/m^2 . Voor de lange termijn is een ESA berekening benodigd voor de gedraineerde toestand, de parameter die hiervoor is gebruikt is de effectieve hoek van inwendige wrijving ϕ' . De gemiddelde waarden voor de effectieve hoek van inwendige wrijving voor de veengrond en het ophoogzand bedragen respectievelijk 22° en 32° . Daarnaast bezit het veen ook nog een effectieve cohesie van 2 kN/m^2 .

In dit rapport wordt de stabiliteit van de zandophoging gecontroleerd voor iedere ophoogslag, zowel aan de rechter als aan de linker zijde. In dit geval bestaat de zandophoging uit 4 ophoogslagen van 1,5 meter, met een wachttijd van één maand tussen de ophoogslagen. Aangezien de zandophogingen op verschillende momenten in de tijd worden aangebracht is het belangrijk dat de juiste consolidatiegraad wordt ingevoerd voor de ophoogslagen. Het resultaat hiervan is in tabel B6.1 te zien (= gebaseerd op verticaal 14 uit de MSettle berekening).

<i>Ophoogslag \ Maand</i>	<i>0</i>	<i>1</i>	<i>2</i>	<i>3</i>
1	U= 0%	U= 35%	U= 60%	U = 72,5%
2	-	U= 0%	U= 35%	U = 60%
3	-	-	U= 0%	U= 35%
4	-	-	-	U= 0%

Tabel B6.1: Effect van de ophoogslagen op de consolidatiegraad van het veen

In tabel B6.1 is te zien dat na 3 maanden de eerste ophoogslag voor 72,5% geconsolideerd is in de veengrond. Tot slot dienen er nog drie opmerkingen te worden gemaakt. Ten eerste wordt opgemerkt dat er alleen wordt gekeken naar de macro instabiliteit en niet micro instabiliteit. Ten tweede, indien de veiligheidsfactor kleiner is dan 1,0, is er geotextiel gebruikt om de weerstand in laterale richting te vergroten. Ten derde, aan het einde van de bijlage zijn alle visualisaties van de cirkelvormige glijvlakken weergegeven.

Ophoogslag 1

De resultaten van de eerste ophoogslag (= werkvloer) zijn weergegeven in tabel B6.2.

<i>Toestand</i>	<i>Zijde</i>	<i>FS</i>	<i>Output¹</i>	<i>Geotextiel</i>
ESA	Rechts	1,10	1	Nee
TSA	Rechts	2,27	2	Nee
ESA	Links	1,52	3	Nee

Tabel B6.2: Resultaat MStab ophoging 1

¹ Het output nummer verwijst naar de visualisering van de kritieke glijcirkel, deze zijn terug te vinden aan het einde van deze bijlage.

Uit tabel B6.2 blijkt dat er geen geotextiel benodigd is voor de eerste ophoogslag, want in alle gevallen is de veiligheidsfactor groter dan 1. Opgemerkt wordt dat de sloot aan de rechtszijde van de ophoging de kritieke schakel is in het verloop van de glijcirkel.

Ophoogslag 2

De resultaten van de tweede ophoogslag zijn weergegeven in tabel B6.3.

<i>Toestand</i>	<i>Zijde</i>	<i>FS</i>	<i>Output</i>	<i>Geotextiel</i>
ESA	Rechts	0,65	4	Nee
TSA	Rechts	1,82	5	Nee
ESA	Links	0,78	6	Nee
ESA	Rechts	1,04	7	Ja
ESA	Links	1,04	8	Ja

Tabel B6.3: Resultaat MStab ophoging 2

Uit tabel B6.3 blijkt dat er geotextiel benodigd is aan beide zijden van de zandophoging. Voor de rechter en linker zijde is er geotextiel benodigd met een treksterkte van 100 kN/m van het midden tot aan de teen van de zandophoging. Dat betekent dus dat over de gehele lengte geotextiel wordt toegepast. Daarnaast is te zien dat de ESA voor beide zijden maatgevend is, de veiligheidsfactor voor de TSA is er voor de volledigheid wel bij vermeld.

Ophoogslag 3

De resultaten van de derde ophoogslag zijn weergegeven in tabel B6.4.

<i>Toestand</i>	<i>Zijde</i>	<i>FS</i>	<i>Output</i>	<i>Geotextiel</i>
ESA	Rechts	0,64	9	Nee
TSA	Rechts	1,45	10	Nee
ESA	Links	0,96	11	Nee
ESA	Rechts	1,01	12	Ja
ESA	Links	1,33	13	Ja

Tabel B6.4: Resultaat MStab ophoging 3

Uit tabel B6.4 blijkt dat er geotextiel benodigd is voor beide zijden van de zandophoging. Voor deze situatie is er geotextiel benodigd met treksterkte van 100 kN/m, die wordt aangelegd vanaf twee meter links van het midden

tot aan de teen van de zandophoging. De lage veiligheidsfactor voor de ESA aan de rechterzijde van de zandophoging wordt veroorzaakt door de aanwezigheid van de sloot.

Ophoogslag 4

De resultaten van de vierde ophoogslag zijn weergegeven in tabel B6.5.

<i>Toestand</i>	<i>Zijde</i>	<i>FS</i>	<i>Output</i>	<i>Geotextiel</i>
ESA	Rechts	0,63	14	Nee
TSA	Rechts	1,02	15	Nee
ESA	Links	0,94	16	Nee
ESA	Rechts	1,02	17	Ja
ESA	Links	1,29	18	Ja

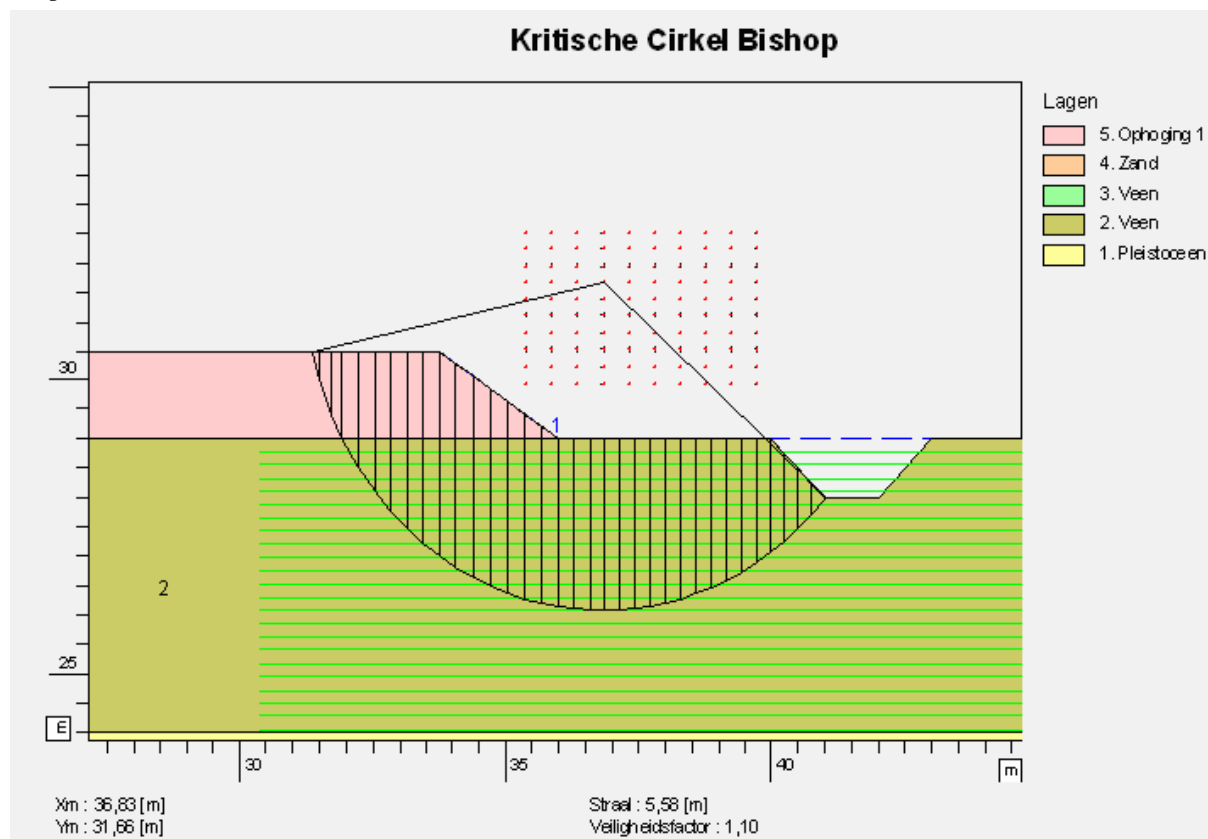
Tabel B6.5: Resultaat MStab ophoging 4

Uit tabel B6.5 blijkt dat er voor beide zijden geotextiel benodigd is om een stabiele zandophoging te creëren. Voor de rechterzijde is geotextiel benodigd met een treksterkte van 150 kN/m, die wordt aangelegd vanaf twee meter links van het midden tot aan de teen van de zandophoging. Voor de linkerzijde is geotextiel benodigd met een treksterkte van 100 kN/m, die wordt aangelegd vanaf het midden tot aan de teen van de zandophoging. Tot slot, wordt opgemerkt dat de ESA aan de rechterzijde van de zandophoging voor de laagste veiligheidsfactor (= maatgevende glijcirkel) zorgt. Deze glijcirkel wordt in bijlage 7 vergeleken met de analytische Bishop berekening.

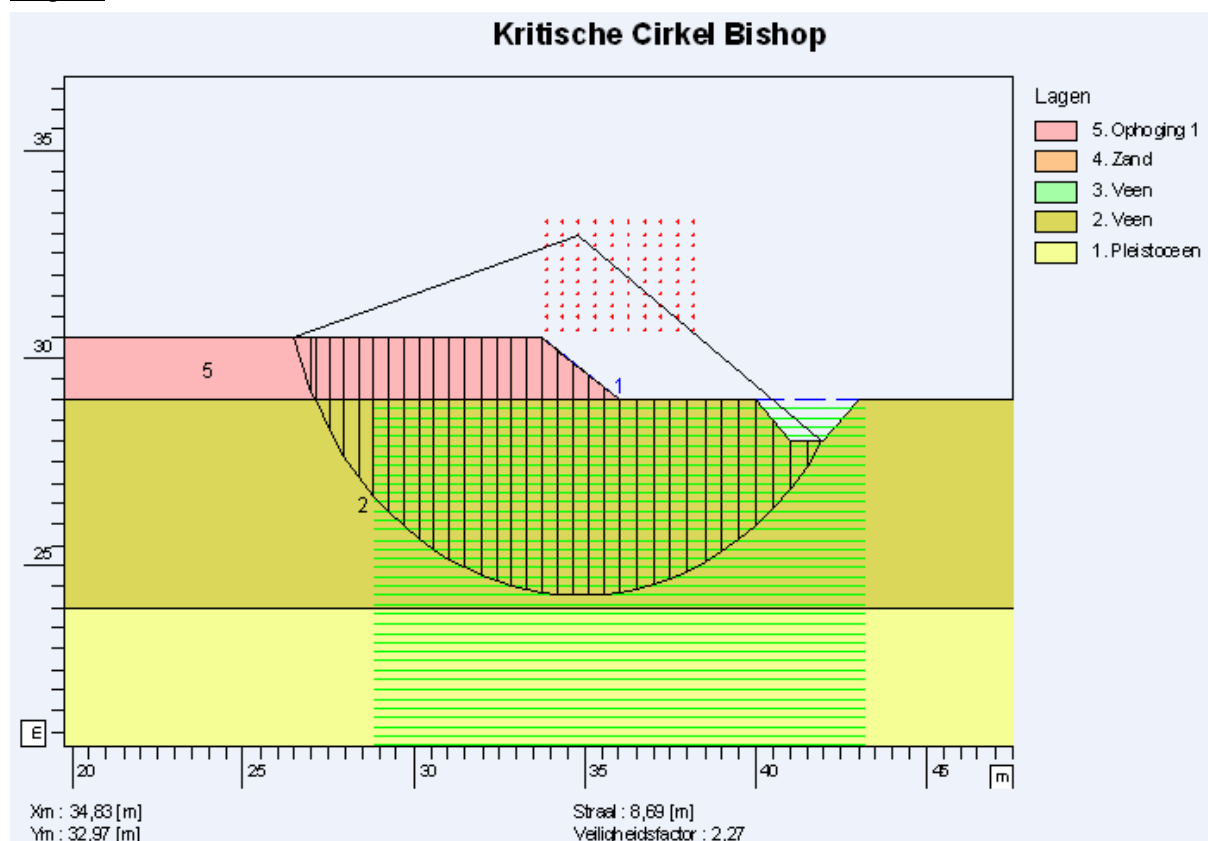
Conclusie

Vanaf de tweede ophoogslag bleek de stabiliteit aan beide zijden van de zandhoking onvoldoende te zijn om een stabiele zandophoging te creëren. Kortom, om een stabiele zandophoging te bewerkstelligen is het een vereiste dat over de gehele breedte van de zandophoging geotextiel komt te liggen. De vereiste treksterkte voor de linkerzijde en rechterzijde van de zandophoging bedragen respectievelijk 100 kN/m en 150 kN/m. Om praktische redenen wordt over de gehele breedte een treksterkte van 150 kN/m toegepast; het type geotextiel dat hieraan voldoet is Stabilenka® 150 [6].

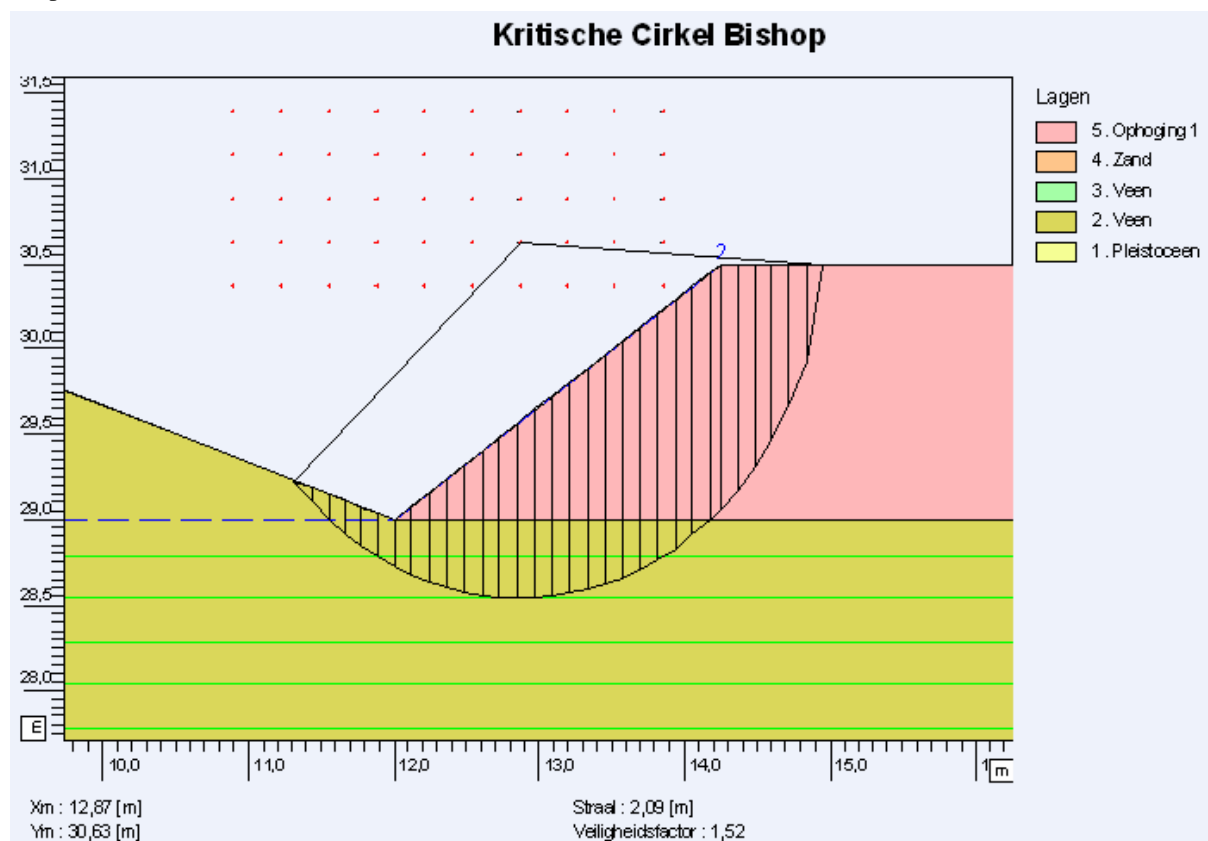
Output 1



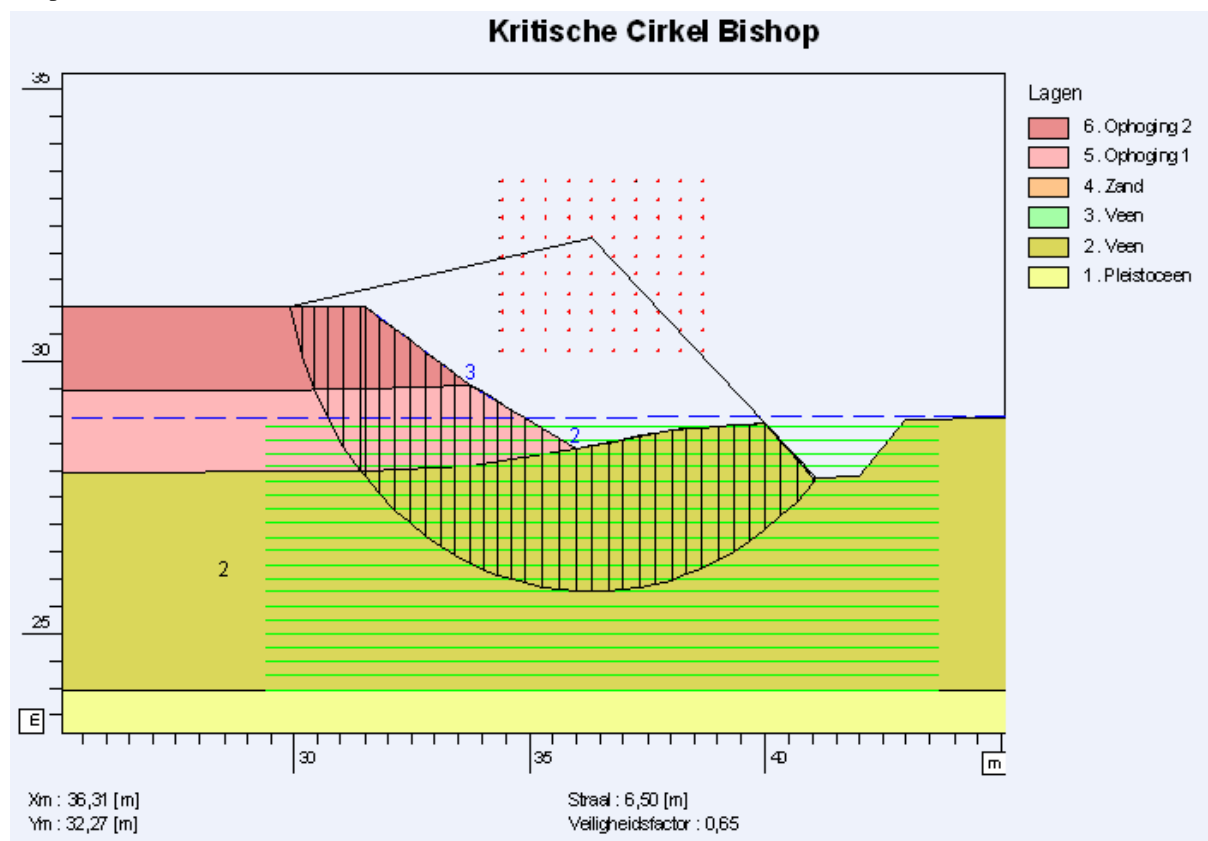
Output 2



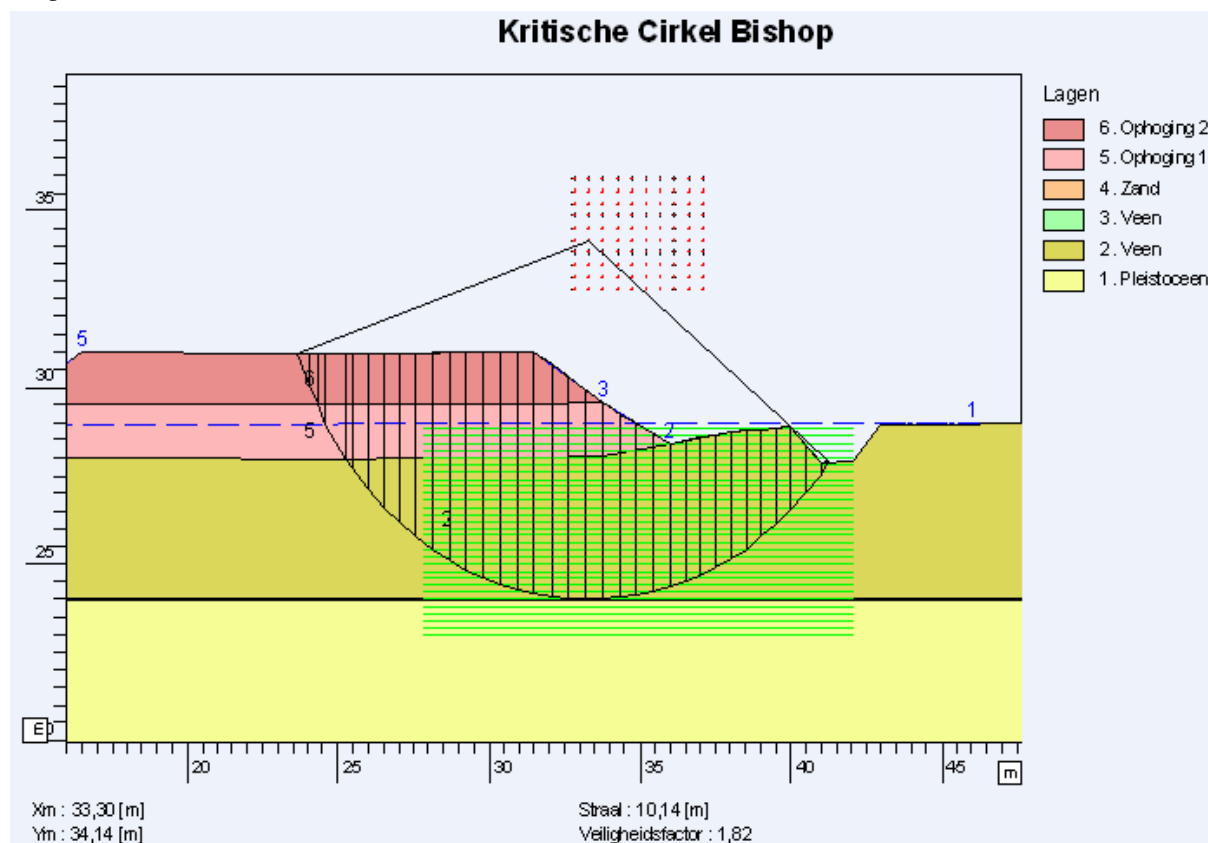
Output 3



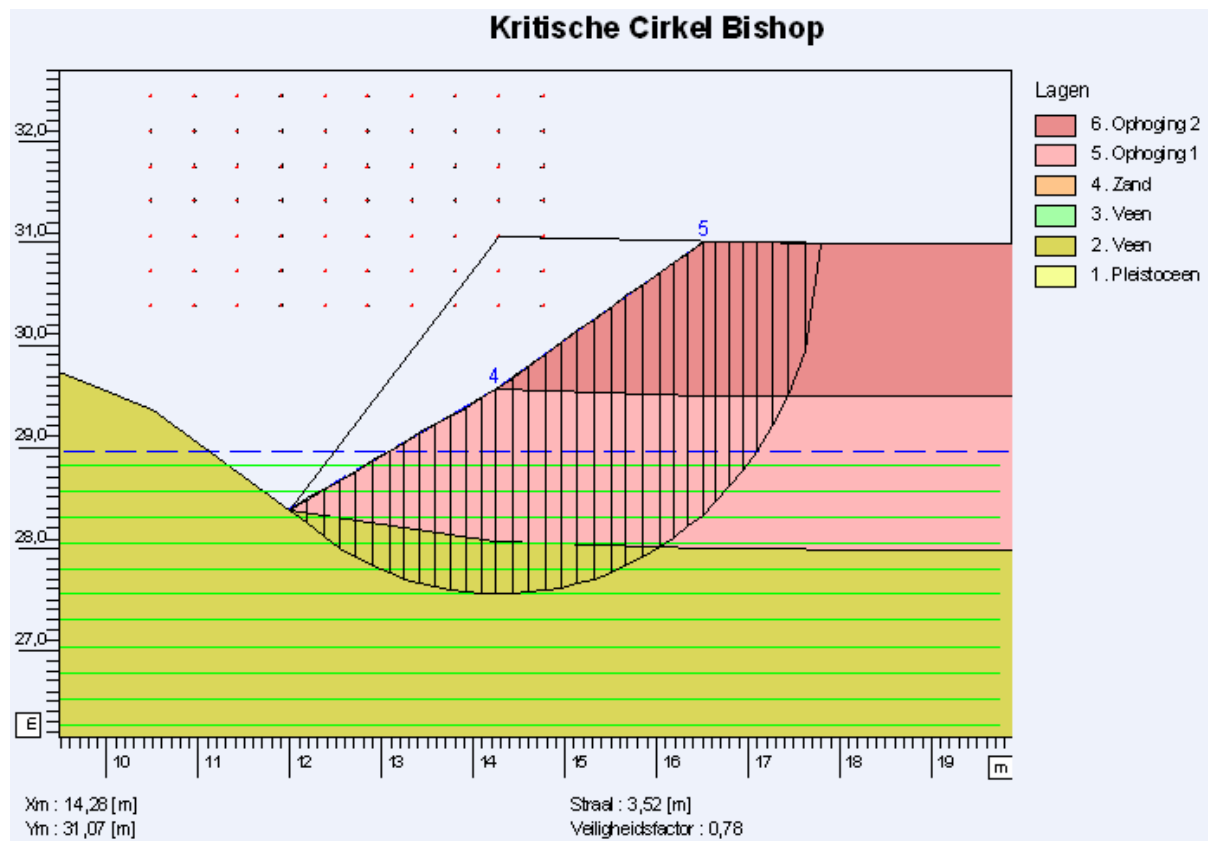
Output 4



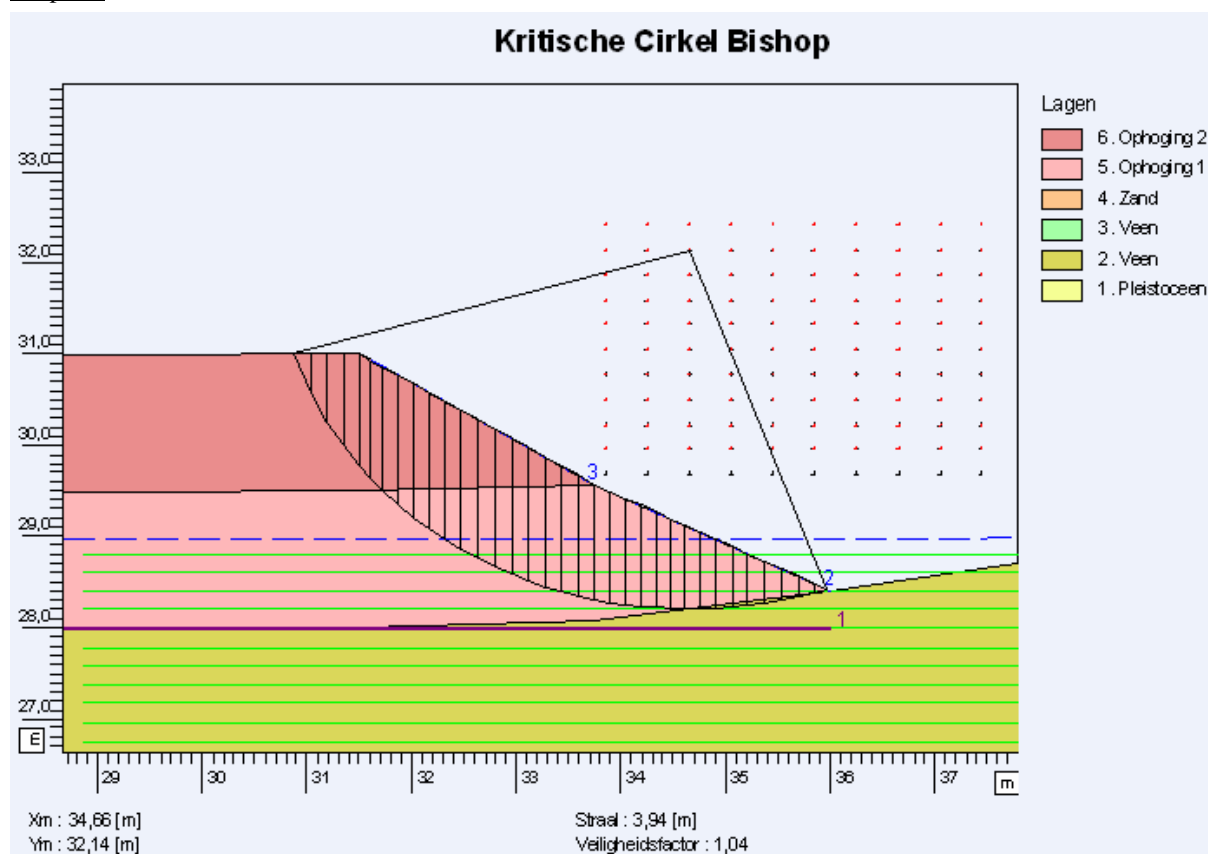
Output 5



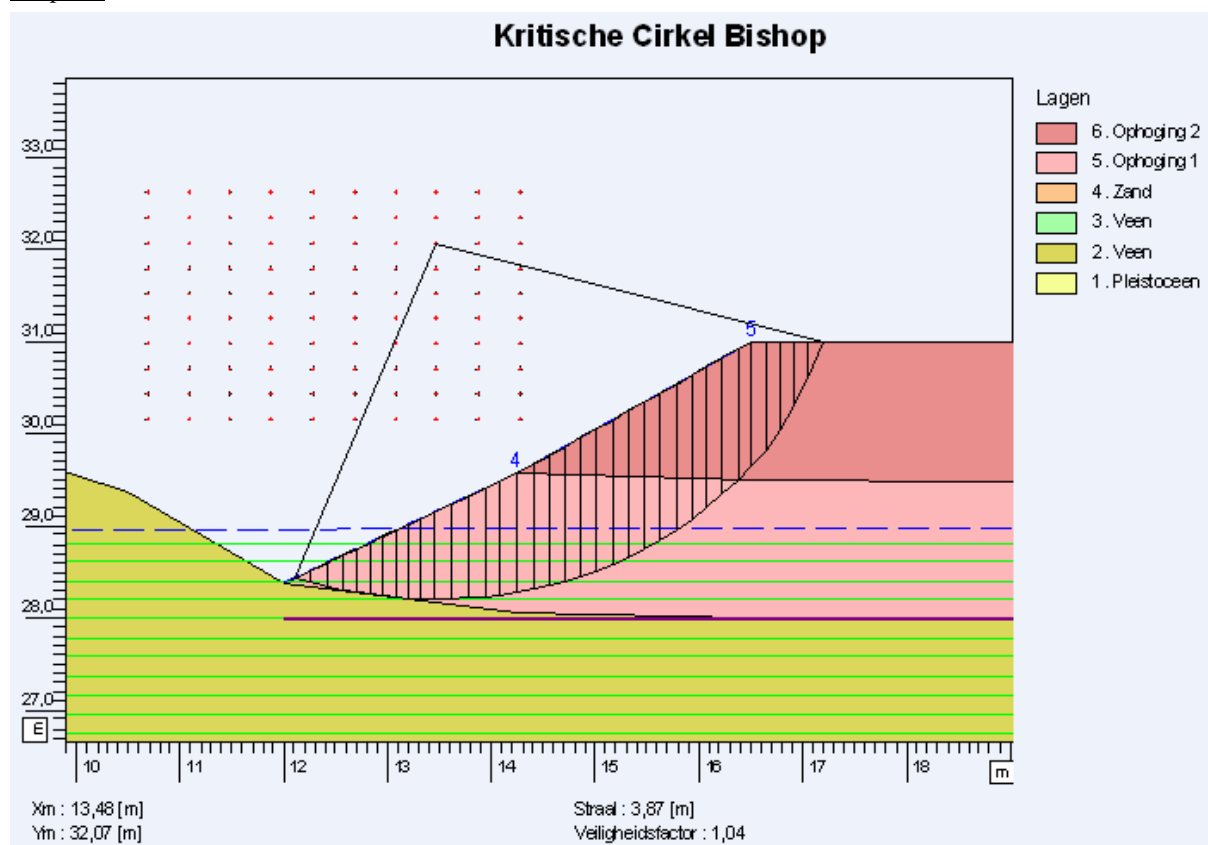
Output 6



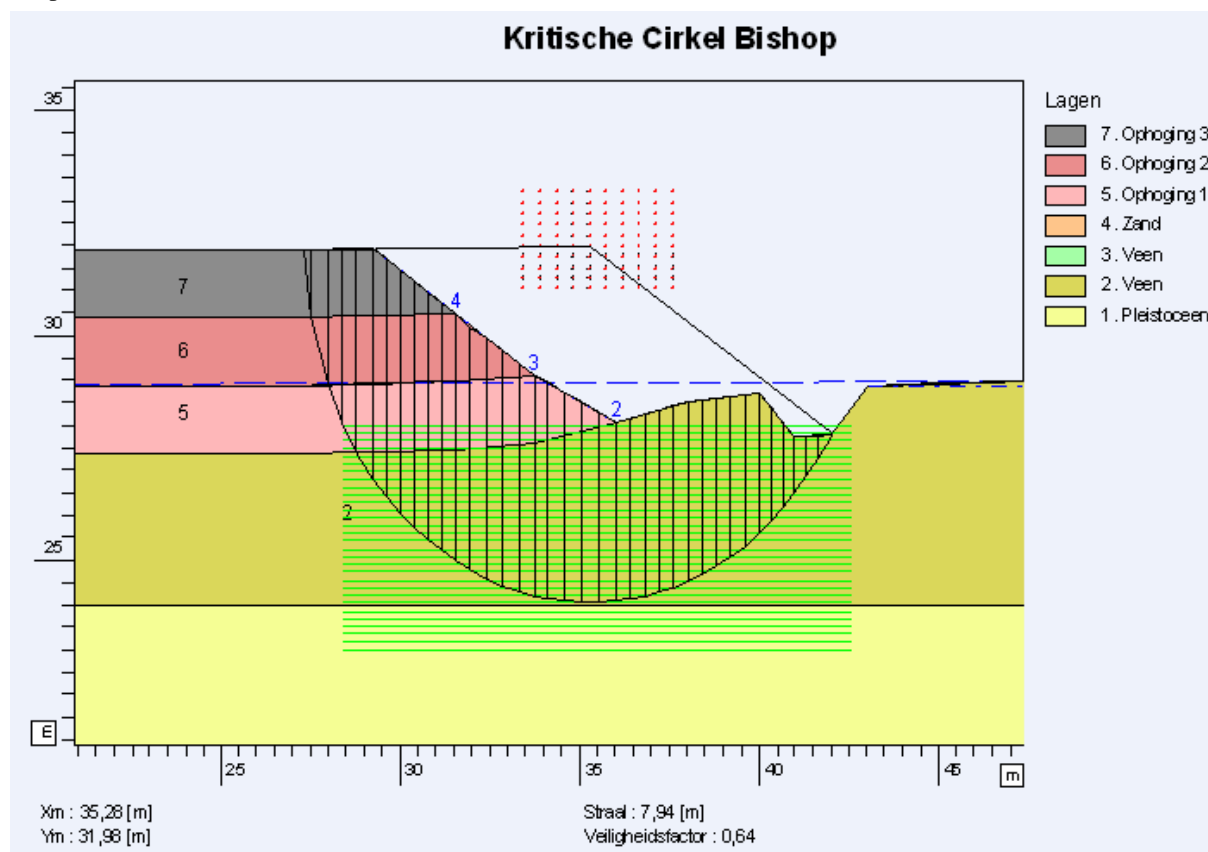
Output 7



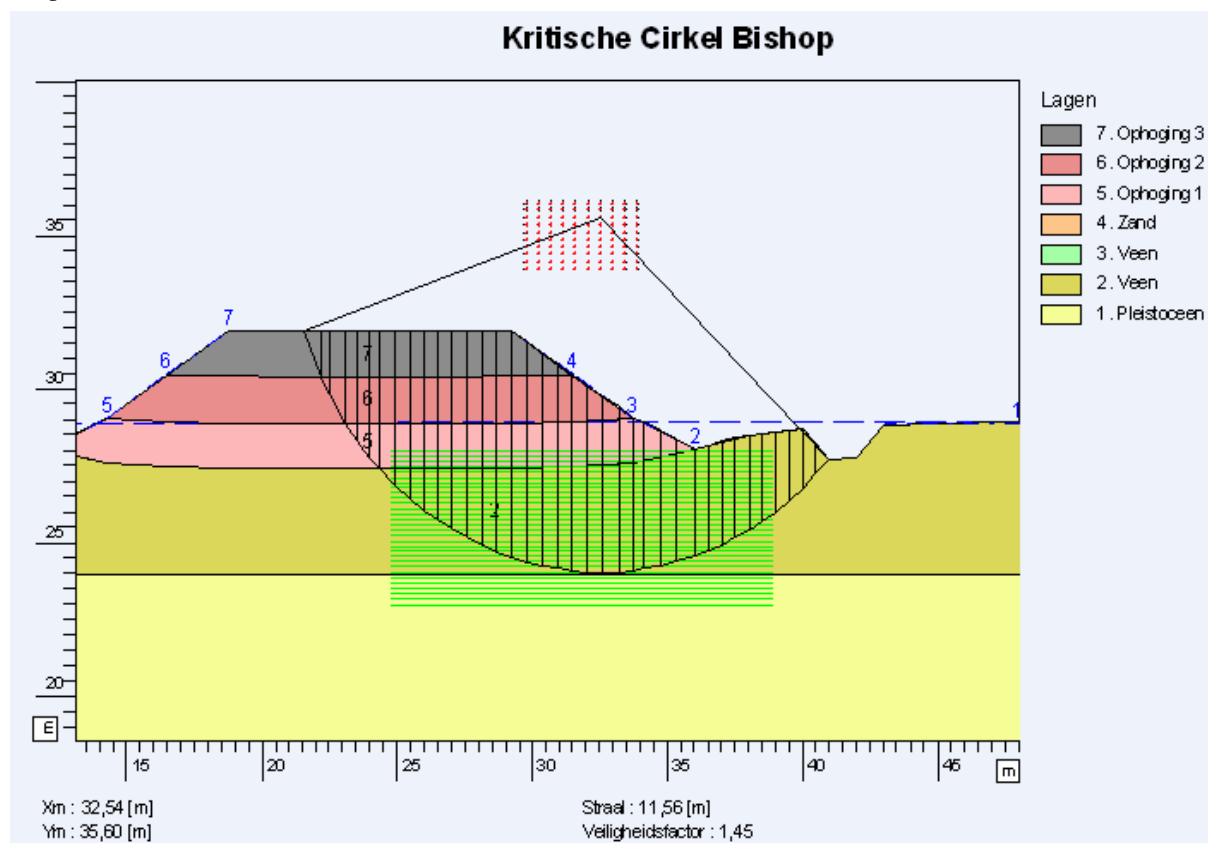
Output 8



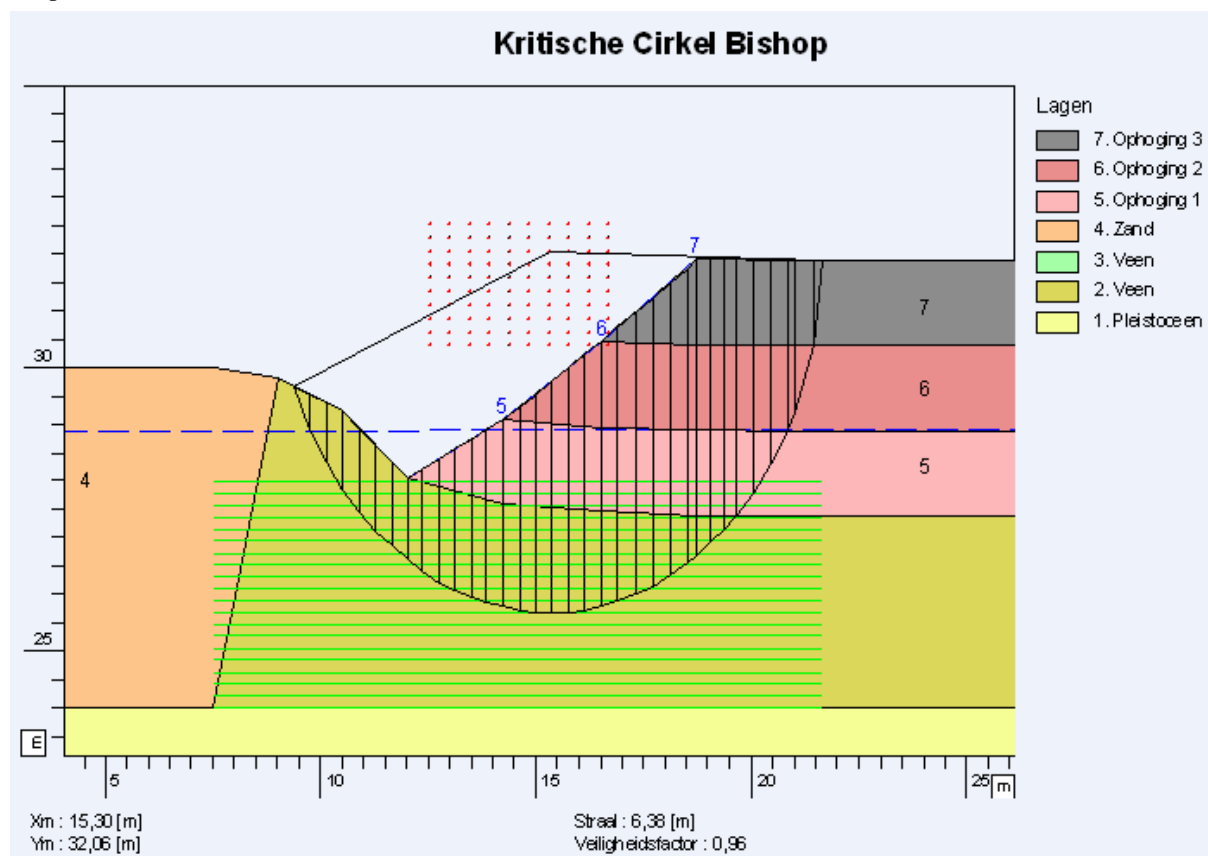
Output 9



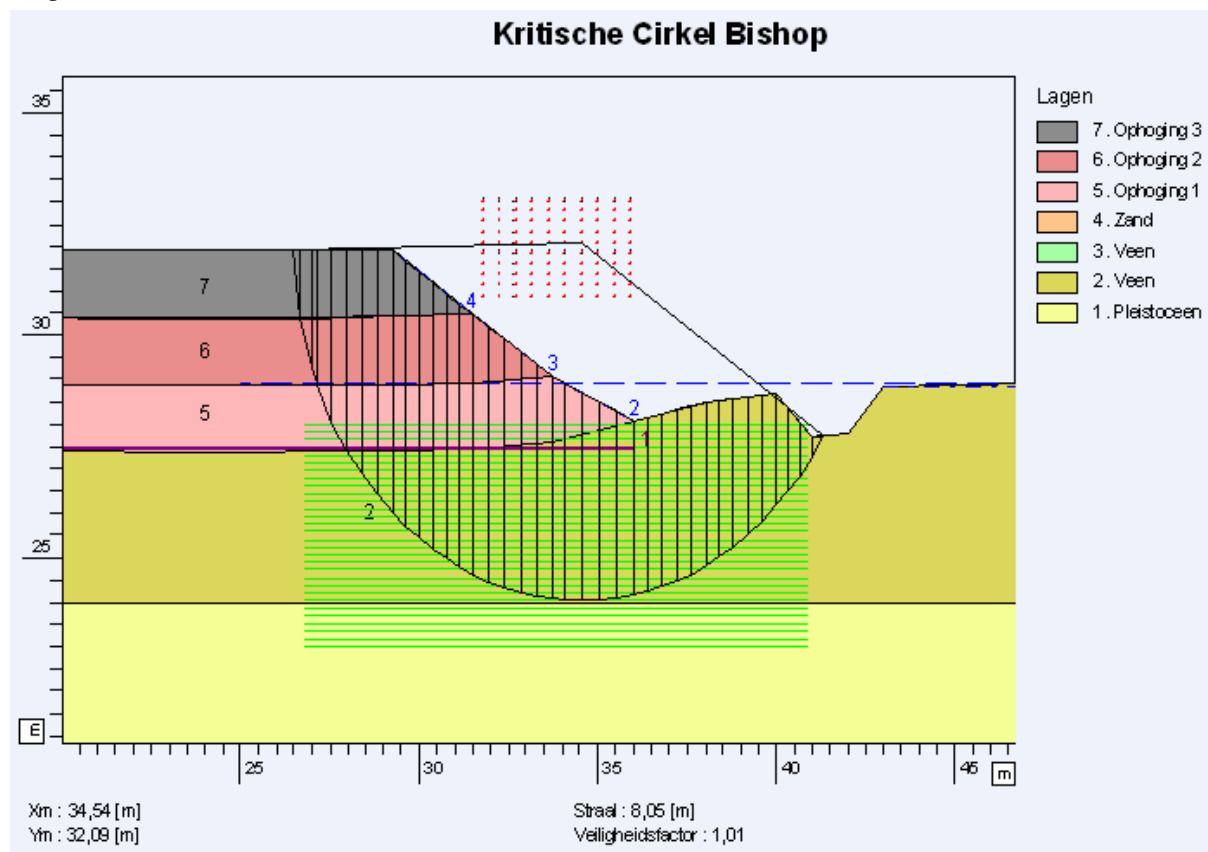
Output 10



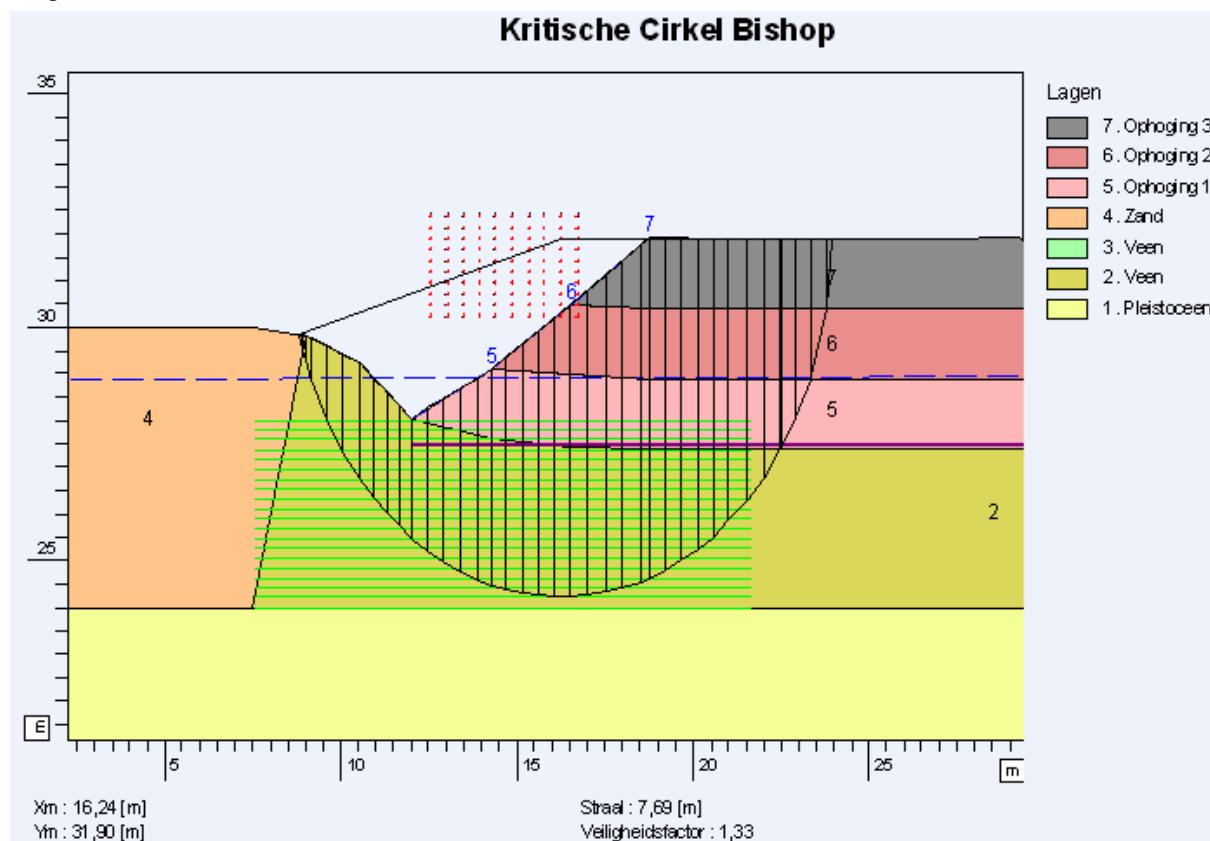
Output 11



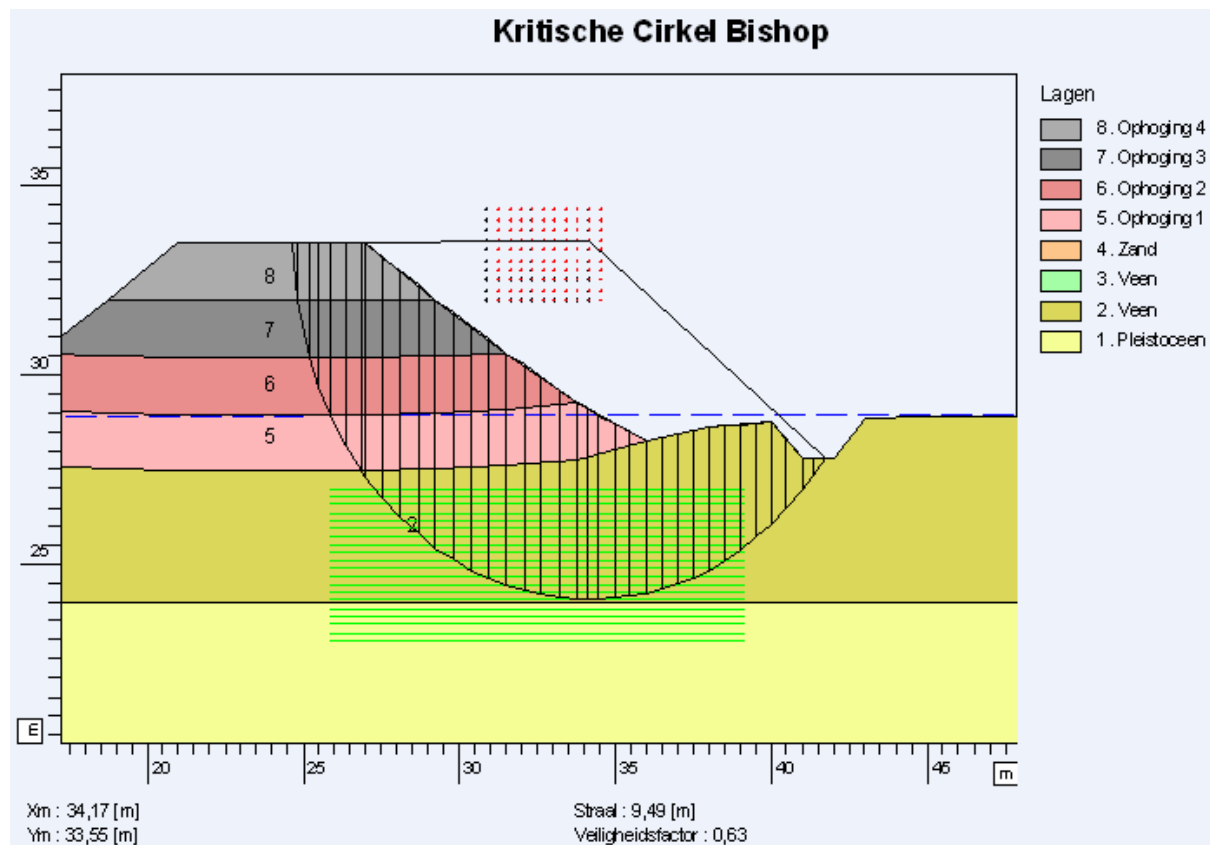
Output 12



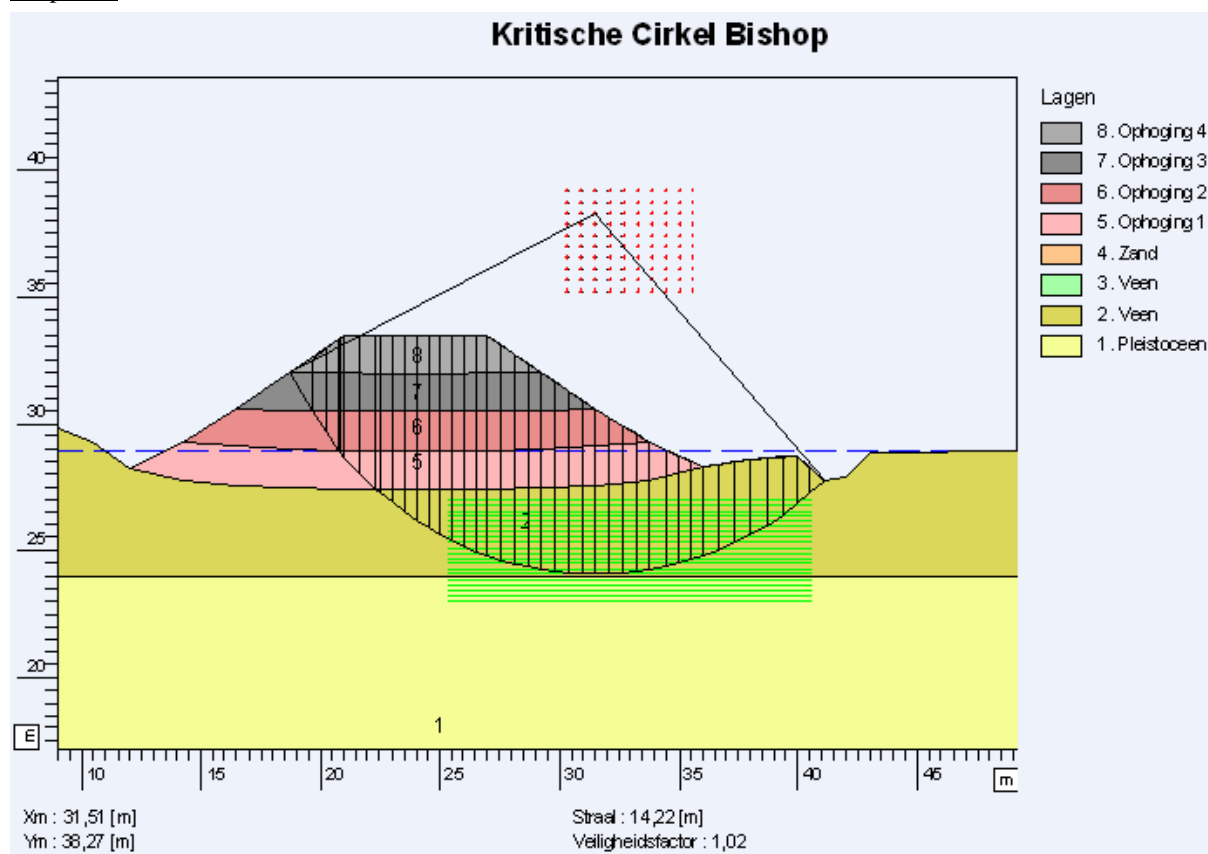
Output 13



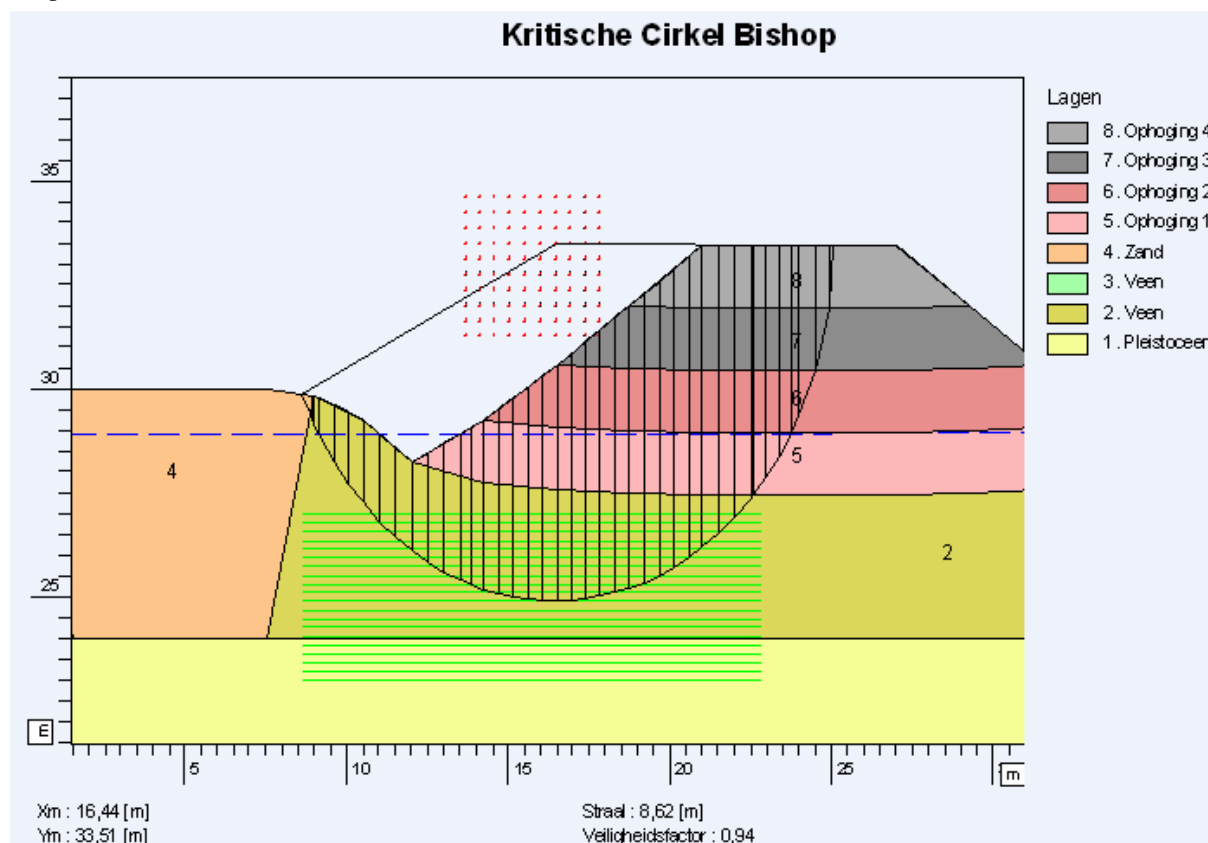
Output 14



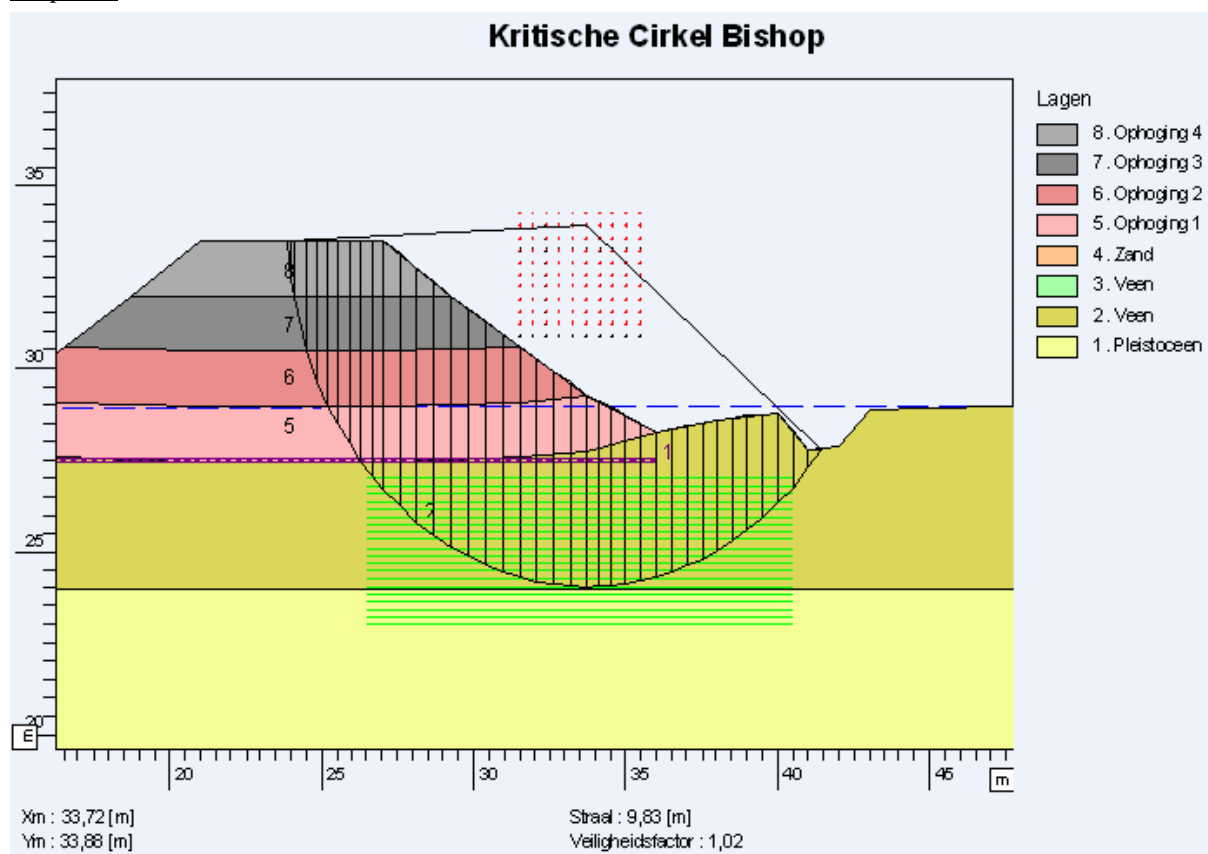
Output 15



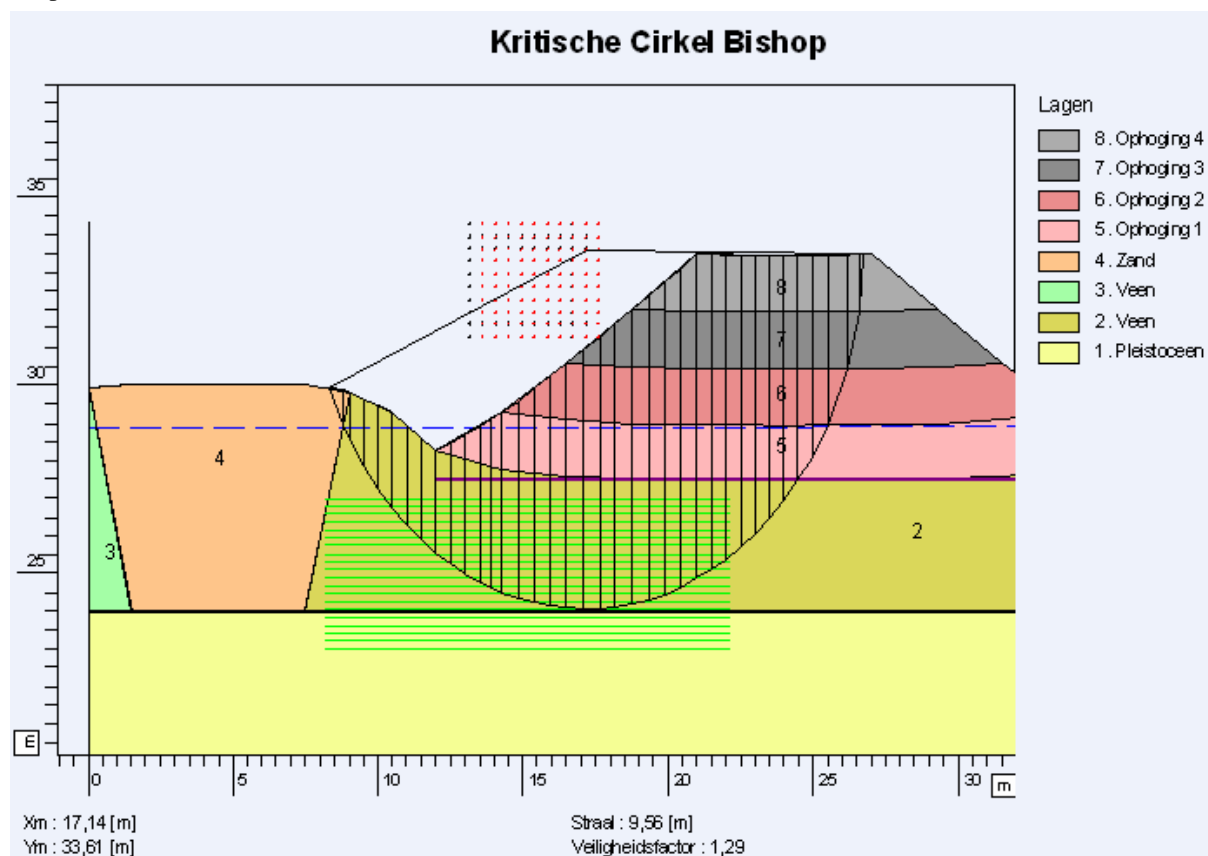
Output 16



Output 17



Output 18

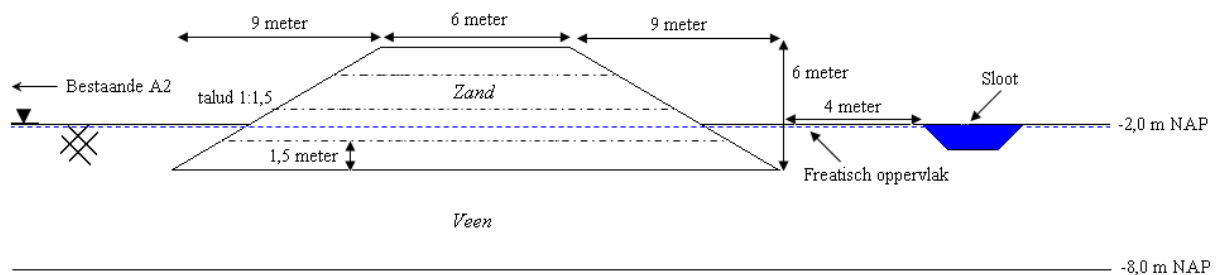


Bijlage 7: Stabiliteit

De stabiliteit van de zandophoging is een belangrijk issue bij de voorbelasting op slecht draagkrachtige ondergronden. Om een stabiele zandophoging te creëren dient er voldaan te zijn aan drie voorwaarden. Ten eerste mag het draagvermogen van de ondergrond niet worden overschreden. Ten tweede moet “squeezing” (= wegpersing) van de veengrond worden voorkomen. Ten derde moet stabiliteitsverlies langs een cirkelvormig glijvlak worden voorkomen. In deze bijlage zal de nadruk worden gelegd op het stabiliteitsverlies langs een cirkelvormig afschuifoppervlak. De overige twee voorwaarden worden slechts summier behandeld.

Algemeen

In bijlage 4 is berekend dat de zandophoging 6 meter hoog dient te worden. Deze 6 meter kan echter niet in één keer worden opbracht, omdat de ondergrond dan zal bezwijken. Gebruikelijk is om de zandophoging te faseren in ophoogslagen van 1,5 meter, met een wachttijd van één maand tussen de ophoogslagen. In dit geval bestaat de voorbelasting dus uit vier ophoogslagen van 1,5 meter. In figuur B7.1 wordt er een schematisatie gegeven van de situatie.



Figuur B7.1: Schematisatie stabiliteit

De eigenschappen van de ondergrond en van het ophoogzand zijn weergegeven in tabel B7.2.

Parameter	γ_{droog} (kN/m^3)	γ_{nat} (kN/m^3)	ϕ' ($^\circ$)	c' (kN/m^2)	c_u (kN/m^2)
Grondsoort					
Ophoogzand	18	20	32	-	40
Veen	-	10	22	2	10

Tabel B7.2: Grondparameters

De geotechnische parameters van de veengrond zijn in bijlage 1 terug te vinden. De geotechnische parameters van het ophoogzand zijn overgenomen uit van Tol en Oostveen (2002).

Draagvermogen van de ondergrond

De maximale draagkracht die de natuurlijke ondergrond kan weerstaan wordt berekend met formule 10 (Skempton, 1951).

$$Q_{\max} = 5 \cdot c_u \quad (10)$$

In formule 10 is te zien dat de draagkracht afhankelijk is van de ongedraineerde schuifsterkte en niet van de effectieve hoek van inwendige wrijving. Dit komt doordat de ophoogslagen van de zandophoging in een relatief kort tijdsbestek worden aangebracht, daardoor is de ongedraineerde toestand van toepassing. Daarnaast blijkt uit

formule 10 dat de voorbelasting er niet in één keer kan worden opgebracht, want de maximale draagkracht van de ondergrond in de initiële situatie bedraagt 50 kN/m² ($c_u = 10 \text{ kN/m}^2$), terwijl de 6 meter hoge zandophoging een belasting van 108 kN/m² teweeg brengt. Het is daarom noodzakelijk dat de zandophoging wordt gefaseerd, zodat de natuurlijke ondergrond zich kan aanpassen aan de spanningstoename. Door de fasering krijgt de ondergrond meer tijd om te consolideren, dit proces zorgt ervoor dat de ongedraineerde schuifsterkte en daarmee ook de draagkracht zal toenemen. De variatie van de ongedraineerde schuifsterkte in de tijd wordt berekend met formule 41 (Ladd, 1991).

$$c_u(t) = \sigma'_v(t) \cdot OCR^m \cdot s \quad (41)$$

waarin:

$\sigma'_v(t)$ = effectieve verticale spanning in de tijd (kN/m²)

OCR = overconsolidatie ratio (-)

s = empirische parameter (-)

m = empirische parameter (-)

De verticale effectieve korrelspanningen in het midden van de veenlaag voor de ophoogslagen 2, 3 en 4 worden berekend op basis van de gezette profielen uit MStab (bijlage 6). De startpunten van deze ophoogslagen zijn respectievelijk 30, 60 en 90 dagen na de eerste ophoogslag. In deze berekening worden de verticale effectieve korrelspanningen in het veen worden verwaarloosd, omdat deze nihil zijn ten opzichte van het ophoogzand. De groottes van de verticale effectieve korrelspanningen zijn berekend met formule 42.

$$\sigma'_v(t) = h_n \cdot (\gamma_{oph;n} - \gamma_w) + h_{dr} \cdot \gamma_{oph;dr} \quad (42)$$

waarin:

γ_w = de volumieke massa water (kN/m³)

$\gamma_{oph;n}$ = de natte volumieke massa van het ophoogzand (kN/m³)

$\gamma_{oph;dr}$ = de droge volumieke massa van het ophoogzand (kN/m³)

h_n = de hoogte van de zandophoging onder de grondwaterspiegel (m)

h_{dr} = de hoogte van de zandophoging boven de grondwaterspiegel (m)

De verticale effectieve spanning voor de 2^{de}, de 3^{de} en de 4^{de} ophoogslag bedragen 46 kN/m², 69 kN/m² en 92 kN/m². De OCR is in alle gevallen 1, omdat de effectieve korrelspanningen in het verleden nooit hoger zijn geweest. De empirische parameters S en m voor een organische ondergrond bedragen respectievelijk 0,25 en 0,80. Nu alle gegevens bekend zijn, zijn in tabel B7.3 enerzijds de waarden voor de beschikbare draagkracht (Q_{max}) en anderzijds de waarden voor de benodigde draagkracht (Q_{ben}) weergegeven.

Ophoogslag (x)	C_u (kN/m ²)	Q_{max} (kN/m ²)	Q_{ben} (kN/m ²)
1	10	50	27
2	11,5	57,5	54
3	17,3	86,5	81
4	23	115	108

Tabel B7.3: Beschikbare draagkracht versus benodigde draagkracht

In tabel B7.3 is te zien dat het maximale draagvermogen van de ondergrond niet wordt overschreden als de zandophoging wordt gefasering in vier ophoogslagen van 1,5 meter dikte.

Squeezing

Door het bezwijkmechanisme “squeezing” wordt de natuurlijke ondergrond zijdelings weggeperst. In dit geval zal de ondergrond vermoedelijk weggeperst worden in de richting van de sloot, omdat dit de zwakste schakel is in de keten. Het gevolg van de wegpersing is dat er meer zand nodig om de gewenste voorbelasting teweeg te brengen. Het is daarom essentieel dat de zandophoging gefaseerd plaatsvindt, zodat de kans op “squeezing” tot een minimum wordt beperkt.

Afschuiving volgens een cirkelvormig afschuifoppervlak

Het bezwijkmechanisme afschuiving wordt analytisch berekend met de methode van Bishop (1955). Deze methode is gebaseerd op de “Limit Equilibrium”, dat betekent dat er verschillende glijcirkels doorgerekend moeten worden voordat de maatgevende glijcirkel wordt gevonden. In dit rapport zal echter alleen de maatgevende glijcirkel worden doorgerekend die in MStab is gevonden. Uit bijlage 6 blijkt dat de ESA aan de rechterzijde van de laatste ophoogslag maatgevend is voor de stabiliteit, de veiligheidsfactor is hier 0,63 (zie output 14). Aangezien de natuurlijke ondergrond uit veen bestaat zal er zowel een “Total Stress Analysis” (= TSA) voor de ongedraineerde toestand, als een “Effective Stress Analysis” (= ESA) voor de gedraineerde toestand worden uitgevoerd.

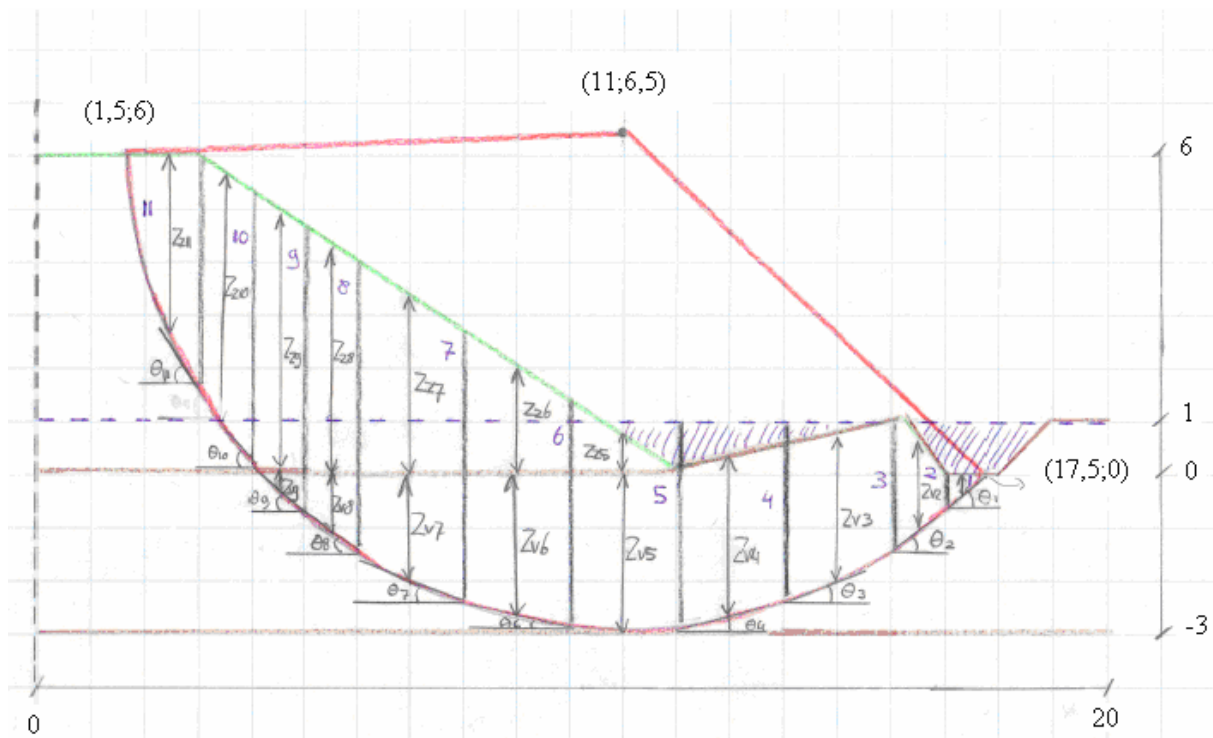
De TSA wordt berekend met formule 11:

$$FS = \frac{\sum (c_u)_j \cdot \frac{b_j}{\cos \theta_j}}{\sum (W_j \sin \theta_j)} \quad (11)$$

De ESA wordt berekend met formule 12:

$$FS = \frac{\sum [W_j \cdot (1 - r_u)] \tan(\phi') \cdot m_j}{\sum (W_j \sin \theta_j)} \quad (12)$$

Om de veiligheidsfactor analytisch te berekenen dient het afschuifoppervlak opgedeeld te worden in een aantal slices. In figuur B7.2 is te zien dat het maatgevende afschuifoppervlak verdeeld is in een elftal oppervlakken. Opgemerkt wordt dat de slices dunner zijn op plekken waar de kromming van de afschuifoppervlak groter is, dit wordt gedaan om de nauwkeurigheid van de Bishop parameter te vergroten.



Figuur B7.4: Slices methode van Bishop (de afmetingen zijn in meters)

Voor figuur B7.4 dienen twee opmerkingen te worden gemaakt. Ten eerste, de schematisatie van het gezette profiel enigszins is vereenvoudigd, zodat de analytische Bishop berekening uitvoerbaar blijft. Ten tweede, wordt alleen het rechterdeel van de zandophoging beschouwd, omdat deze maatgevend is voor de stabiliteit.

De procedure om de veiligheidsfactor te vinden is als volgt:

1. Bepaal de breedte (b) van de betreffende slice
2. Bepaal de hoogte van het veen (z_v) en het zand (z_z) in de betreffende slice
3. Bereken het gewicht van de slice als volgt: $W_i = b_i \cdot (L_1 \cdot \gamma_z + L_2 \cdot \gamma_v)$
4. Bepaal de hoogte van het grondwater (z_w) in de slice
5. Bereken het waterspanningsratio als volgt: $r_u = (z_w \cdot \gamma_w \cdot b_i) / W_i$
6. Bepaal de hoek van de slice als volgt: $\theta_i = \cos^{-1}(b_i / L_i)$
7. Bereken de Bishop parameter als volgt: $m_i = 1 / (\cos \theta_i + (\tan \phi'_i \cdot \sin \theta_i) / FS_g)$
8. Schat een veiligheidsfactor en itereer door totdat $FS_g - FS < 0,01$

Tot slot, wordt opgemerkt dat de geotechnische parameters worden berekend voor de dikste laag in de slice. Voor de duidelijkheid zijn deze waarden in het rood gearceerd.

Aangezien de handmatige berekening van Bishop tijdrovend is, wordt om praktische redenen gebruik gemaakt van Excel. Het resultaat hiervan is weergegeven in tabel B7.5.

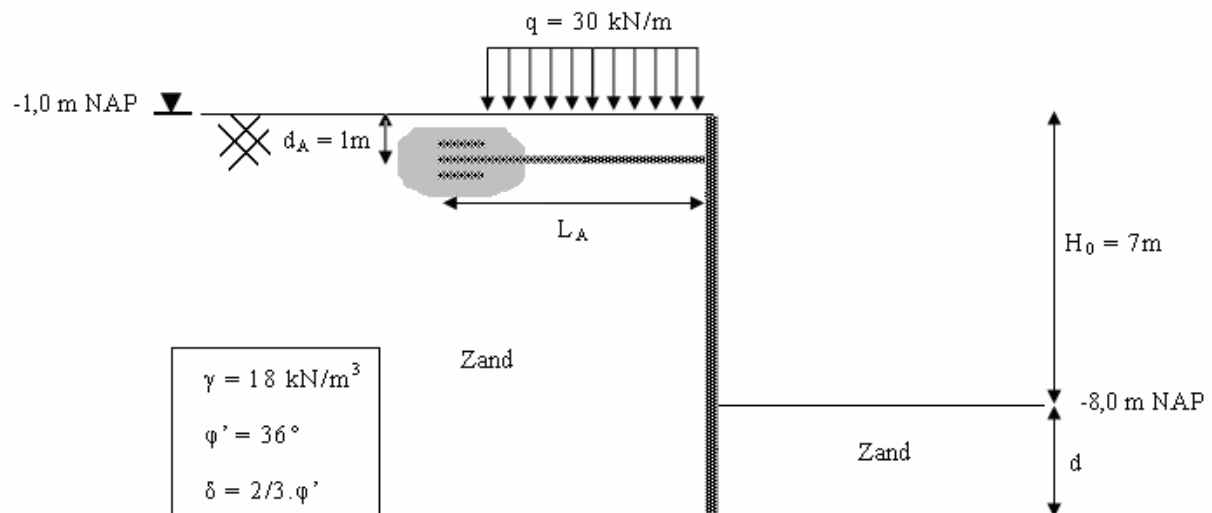
	Zand	Veen										
s_u	40	10										
ϕ'	32	22										
γ_{sat}	20	10										
γ_w	9.8											
FSg	0.70 (= geschatte veiligheidsfactor)											
Slice	b	Zz	Zv	W= $\gamma \cdot b \cdot z$	z_w	r_u	θ	m_j	$W \cdot \sin \theta$	$W \cdot (1 - r_u) \cdot \tan \phi' \cdot m_j$	$s_u \cdot b / \cos \theta$	
	(m)	(m)	(m)	(kN)	(m)	(-)	deg	(-)				
1	0.5	0	0.3	1.5	1.3	4.25	-40	2.53	-1.0	-7.7	6.5	
2	1	0	1.7	17.0	2	1.15	-42	2.80	-11.4	-4.6	13.5	
3	2	0	2.7	54.0	2.9	1.05	-22	1.41	-20.2	-2.5	21.6	
4	2	0	2.9	58.0	3.5	1.18	-15	1.22	-15.0	-8.1	20.7	
5	2	0.7	3	88.0	4	0.89	0	1.00	0.0	6.0	20.0	
6	2	2	2.7	134.0	3.7	0.54	13	0.91	30.1	34.8	20.5	
7	2	3.3	2	172.0	3	0.34	22	0.79	64.4	56.1	86.3	
8	1	4.3	1.2	98.0	2.2	0.22	36	0.75	57.6	35.8	49.4	
9	1	5	0.3	103.0	1.3	0.12	40	0.75	66.2	42.1	52.2	
10	1	4.7	0	94.0	1	0.10	52	0.76	74.1	39.9	65.0	
11	1.5	3.3	0	99.0	1	0.15	62	0.80	87.4	41.9	127.8	
								Sommatie	332.3	233.7	483.5	
										ESA	TSA	
								FS		0.70	1.46	

Tabel B7.5: Berekening veiligheidsfactor

Uit tabel B7.5 blijkt dat de veiligheidsfactor voor de ESA een waarde heeft van 0,7. In MStab was dezelfde glijcirkel berekend, de veiligheidsfactor had in dit geval een waarde van 0,63. Het verschil tussen de analytische berekening en de numerieke berekening is dus 10%. Dat betekent dat beide methoden goed met elkaar overeen komen.

Bijlage 8: Damwandconstructie

Bij het tweede alternatief “Damwand en Grondverbetering” is een tijdelijke damwand benodigd, zodat instabiliteitsproblemen vermeden kunnen worden. Om de stabiliteit van de damwand te garanderen wordt de berekening opgedeeld in twee onderdelen. Het eerste onderdeel betreft de lengte en sterkte van de damwand. Het tweede onderdeel betreft de lengte, sterkte en de onderlinge afstand tussen de ankers. Opgemerkt wordt dat de berekening wordt uitgevoerd voor de maatgevende situatie, in dit geval is dat de ontgraving tot aan het pleistoceen. De methode die gebruikt wordt om de verankerende damwand te berekenen is de “Free Earth Method” (Padfield en Mair, 1984). De schematisatie van de situatie ziet in figuur B8.1.



Figuur B8.1: Schematisatie damwand

Bij figuur B8.1 dienen een aantal opmerkingen gemaakt te worden. Ten eerste, de belasting die wordt veroorzaakt door het verkeer en de wegverharding bedraagt 30 kN/m (zie bijlage 3). Ten tweede, dient er 6 meter veen in den natte uitgegraven te worden; de totale keerafstand wordt daardoor 7 meter, omdat de bestaande A2 1 meter boven het natuurlijke maaiveld is aangelegd. Ten derde, er is aangenomen dat de ondergrond aan de linkerzijde van de damwand volledig uit zand bestaat, terwijl deze in werkelijkheid ook nog voor een deel uit veen bestaat (zie figuur H3.4). Dat betekent dat de actieve gronddruk wordt overschat, daardoor wordt het ontwerp van de damwand conservatiever.

Dimensionering damwand

Het stappenplan om de vereiste lengte en sterkte van de damwand te berekenen is als volgt:

1. Bepaling van de gefactoreerde laterale grondcoëfficiënten
2. Vaststelling van de gefactoreerde laterale krachten en momenten
3. Vaststelling van de gefactoreerde lengte d (zie figuur B8.1)
4. Vaststelling van het maximale moment in de damwand
5. Keuze van de damwand

Stap 1: Bepaling van de gefactoreerde laterale grondcoëfficiënten

Voor de bepaling van de laterale grondcoëfficiënten wordt er gebruik gemaakt van de waarden van Kerisel en Absi (1990). Om rekening te houden met de onzekerheden in het ontwerp wordt er een veiligheidsfactor meegenomen. In formule 18 is de gefactoreerde effectieve hoek van inwendige wrijving weergegeven.

$$\varphi_{design} = \frac{\varphi'_{cs}}{F_{\varphi}} = \frac{36}{1,2} = 30^{\circ} \quad (18)$$

Daarnaast is ook de wandwrijvingscoëfficiënt benodigd om de laterale grondcoëfficiënten te bepalen. De wandwrijvingscoëfficiënt wordt berekend door de effectieve hoek van inwendige wrijving met 2/3 te vermenigvuldigen, in dit geval is dat 20° . Nu zijn alle gegevens bekend om de laterale grondcoëfficiënten te bepalen voor de actieve als voor de passieve zijde, de waardes hiervan zijn respectievelijk:

$$K_{ax} = 0,28$$

$$K_{px} = 5,0$$

Stap 2: Vaststelling van de gefactoreerde laterale krachten en momenten

Bij de berekening van de laterale krachten wordt er een opdeling gemaakt tussen actief en passief. De actieve krachten wordt daarbij opgeschaald met een factor 1,2, om zo rekening te houden met de additionele spanningen van de verdichting van het cunet (Ignold, 1979). Het draaipunt bij de berekening van de momenten is het bevestigingspunt van de anker, die één meter onder de bestaande wegverharding ligt (zie figuur B8.1).

De gefactoreerde actieve kracht bestaat uit twee onderdelen, zie formule 43. Ten eerste, de actieve kracht die wordt veroorzaakt door de ondergrond. Ten tweede, de actieve kracht die wordt veroorzaakt door de bovenbelasting.

$$\begin{aligned} F_{A-F-g} &= 1,2 \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot K_{ax} \cdot \gamma' \cdot (H_0 + d)^2 \right) \\ F_{A-F-g} &= 1,2 \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot 0,28 \cdot (18 - 9,8) \cdot (7,0 + d)^2 \right) = 1,38d^2 + 19,32d + 67,5 \\ F_{A-F-q} &= K_{ax} \cdot q \cdot (H_0 + d) \\ F_{A-F-q} &= 0,28 \cdot 30 \cdot (7,0 + d) = 8,4d + 58,8 \end{aligned} \quad (43)$$

waarin:

F_{A-F-g} = de gefactoreerde actieve kracht door ondergrond (kN)

F_{A-F-q} = de gefactoreerde actieve kracht door bovenbelasting (kN)

De gefactoreerde passieve kracht wordt berekend met formule 44.

$$\begin{aligned} F_{P-F} &= \frac{1}{2} \cdot K_{px} \cdot \gamma' \cdot d^2 \\ F_{P-F} &= \frac{1}{2} \cdot 5,0 \cdot (18 - 9,8) \cdot d^2 = 20,5d^2 \end{aligned} \quad (44)$$

Het gefactoreerde actieve moment wordt berekend met formule B45.

$$\begin{aligned}
 M_{A-F} &= F_{A-F-g} \cdot \left(\frac{2}{3} \cdot (H_0 + d) - d_a \right) + F_{A-F-q} \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot (H_0 + d) - d_a \right) \\
 M_{A-F} &= F_{A-F-g} \cdot \left(\frac{2}{3} \cdot (7,0 + d) - 1 \right) + F_{A-F-q} \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot (7,0 + d) - 1 \right) \\
 M_{A-F} &= 0,92d^3 + 22,14d^2 + 166,53d + 394,74
 \end{aligned} \tag{45}$$

Het gefactoreerde passieve moment wordt berekend met formule 46.

$$\begin{aligned}
 M_{P-F} &= F_{P-F} \cdot \left(\frac{2}{3} \cdot d + H_0 - d_a \right) \\
 M_{P-F} &= F_{P-F} \cdot \left(\frac{2}{3} \cdot d + 7 - 1 \right) = 13,67d^3 + 123,00d^2
 \end{aligned} \tag{46}$$

Stap 3: Vaststelling van de gefactoreerde lengte d

De heidiepte in het pleistocene zand wordt berekend door de d op te lossen uit het momentenevenwicht (zie formule 47).

$$\begin{aligned}
 \Sigma M &= 0 \\
 M_{P-F} - M_{A-F} &= 0 \\
 11,83d^3 + 100,86d^2 - 166,53d - 394,74 &= 0 \\
 d &= 2,5m
 \end{aligned} \tag{47}$$

Stap 4: Vaststelling van het maximale moment in damwand

De vaststelling van het maximale moment is noodzakelijk om de benodigde sterkte van de damwand te berekenen. In de onderstaande formules is z=0 het hoogteniveau van de bestaande A2.

De vergelijking van het moment wordt weergegeven in formule 48.

$$\begin{aligned}
 M_z &= \frac{1}{2} \cdot K_{ax} \cdot \gamma' \cdot z^2 \cdot \frac{z}{3} + K_{ax} \cdot q \cdot z \cdot \frac{z}{2} - \frac{1}{2} \cdot K_{px} \cdot \gamma' \cdot (z - H_0)^2 \cdot \frac{(z - H_0)}{3} \\
 M_z &= \frac{1}{2} \cdot 0,28.8,2 \cdot z^2 \cdot \frac{z}{3} + 0,28.30 \cdot z \cdot \frac{z}{2} - \frac{1}{2} \cdot 5,0.8,2 \cdot (z - 7)^2 \cdot \frac{(z - 7)}{3} \\
 M_z &= -6,39z^3 + 146,68z^2 - 1000,20z + 2955,49
 \end{aligned} \tag{48}$$

De locatie van het maximale moment wordt gevonden met formule 49.

$$\begin{aligned}
 \frac{dM_z}{dz} &= -19,17z^2 + 293,36z - 1000,20 = 0 \\
 z_1 &= 5,1 \quad \vee \quad z_2 = 10,2
 \end{aligned} \tag{49}$$

Uit formule 49 is alleen de eerste waarde realistisch, omdat de damwand maar $7 + 2,5 = 9,5$ meter lang is. Het maximale moment wordt gevonden door z_1 in formule 48 in te vullen. Het maximale moment in de damwand is +/- 207 kN.m per strekkende meter damwand.

Stap 5: Keuze van de damwand

Nu het maximale moment bekend is kan het benodigde weerstandsmoment worden bepaald. In formule 50 is te zien hoe het weerstandsmoment wordt berekend.

$$W_{ben} = \frac{M_{max}}{f_s} \quad (50)$$

$$W_{ben} = \frac{207 \cdot 10^6}{240} \cdot 10^{-3} = 862,5 \text{ cm}^3$$

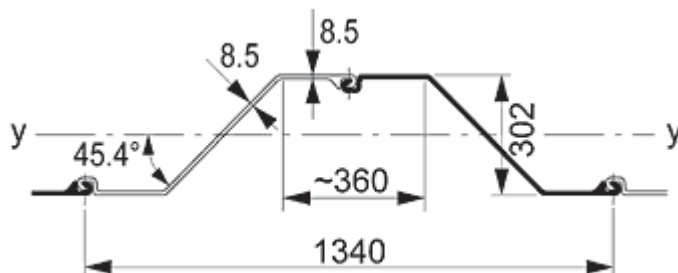
waarin:

W_{ben} = het benodigde weerstandsmoment (cm^3)

M_{max} = het maximale moment (N.mm)

f_s = de vloeispanning (N/mm^2)

Voor dit weerstandsmoment is een AZ12 damwandprofiel benodigd [7]. In figuur B8.2 is een visualisatie van dit damwandprofiel weergegeven.



Figuur B8.2: AZ12 damwandprofiel (de afmetingen zijn in millimeters)

Zoals eerder is berekend moet de lengte van de damwand moet minimaal $7,0 + 2,5 = 9,5$ meter zijn.

Dimensionering anker

Het stappenplan om de vereiste lengte, kracht en onderlinge afstand van de anker te berekenen is als volgt:

1. Bepaling van de ongefactoreerde laterale grondcoëfficiënten
2. Vaststelling van de ongefactoreerde laterale momenten
3. Vaststelling van de ongefactoreerde lengte d (zie figuur B8.1)
4. Vaststelling van de ankerkracht
5. Vaststelling van de lengte van de anker
6. Vaststelling van de h.o.h. afstand tussen de ankers
7. Keuze van de anker

Stap 1: Bepaling van de ongefactoreerde laterale grondcoëfficiënten

Voor de bepaling van de laterale grondcoëfficiënten wordt wederom gebruik gemaakt van de waarden van Kerisel en Absi (1990). De grondcoëfficiënten worden in dit geval bepaald met een effectieve hoek van inwendige wrijving van 36° . De wandwrijvingscoëfficiënt wordt daardoor 24° . De laterale grondcoëfficiënten voor de actieve en passieve zijde bedragen respectievelijk:

$$K_{ax} = 0,23$$

$$K_{px} = 7,5$$

Stap 2: Vaststelling van de ongefactoreerde laterale momenten

In het ontwerp van de anker wordt de veiligheidsfactor niet meegenomen in de berekening van de krachten en de momenten. De veiligheidsfactor voor de anker wordt pas achteraf toegepast. De ongefactoreerde momenten worden berekend met formule 51.

$$M_{A-UF} = M_{A-F} \cdot \frac{K_{ax-UF}}{K_{ax-F}} \quad (51)$$

$$M_{P-UF} = M_{P-F} \cdot \frac{K_{px-UF}}{K_{px-F}}$$

waarin:

M_{A-UF} = het ongefactoreerde actieve moment (kN.m)

M_{P-UF} = het ongefactoreerde passieve moment (kN.m)

Het ongefactoreerde actieve moment wordt berekend met formule 52.

$$M_{A-UF} = (0,92d^3 + 22,14d^2 + 166,53d + 394,73) \cdot \frac{0,23}{0,28} \quad (52)$$

$$M_{A-UF} = 0,75d^3 + 18,19d^2 + 136,79d + 324,24$$

Het ongefactoreerde passieve moment wordt berekend met formule 53.

$$M_{P-F} = (13,67d^3 + 123,00d^2) \cdot \frac{7,5}{5,0} \quad (53)$$

$$M_{P-F} = 20,51d^3 + 184,50d^2$$

Stap 3: Vaststelling van de ongefactoreerde lengte d

De ongefactoreerde lengte d kan berekend worden uit het momenten evenwicht (zie formule 54).

$$\Sigma M = 0 \quad (54)$$

$$M_{P-UF} - M_{A-UF} = 0$$

$$19,76d^3 + 166,31d^2 - 136,79d - 324,24 = 0$$

$$d = 1,7m$$

Stap 4: Vaststelling van de ankerkracht

De ongefactoreerde krachten worden per strekkende meter berekend met formule 55.

$$F_{A-UF} = F_{A-F} \cdot \frac{K_{ax-UF}}{K_{ax-F}} \quad (55)$$

$$F_{P-UF} = F_{P-F} \cdot \frac{K_{px-UF}}{K_{px-F}}$$

waarin:

F_{A-UF} = het ongefactoreerde actieve kracht (kN/m)

F_{P-UF} = het ongefactoreerde passieve kracht (kN/m)

De ongefactoreerde actieve krachten per strekkende meter voor $d = 1,7$ meter zijn weergegeven in formule 56.

$$F_{A-UF} = \left[(1,38d^2 + 19,32d + 67,5) + (8,4d + 58,8) \right] \frac{0,23}{0,28} \quad (56)$$

$$F_{A-UF} = \left[(1,38 \cdot (1,7)^2 + 19,32 \cdot 1,7 + 67,5) + (8,4 \cdot 1,7 + 58,8) \right] \frac{0,23}{0,28} = 145,7 \text{ kN/m}$$

De ongefactoreerde passieve kracht per strekkende meter voor $d = 1,7$ meter wordt berekend met formule 57.

$$F_{P-UF} = 20,5d^2 \cdot \frac{7,5}{5,0} \quad (57)$$

$$F_{P-UF} = 20,5 \cdot (1,7)^2 \cdot \frac{7,5}{5,0} = 88,9 \text{ kN/m}$$

De ankerkracht, inclusief veiligheidsfactor van 1,5, wordt berekend met formule 58.

$$T_A = (F_{A-UF} - F_{P-UF}) \cdot FS \quad (58)$$

$$T_A = (145,7 - 88,9) \cdot 1,5 = 85,2 \text{ kN/m}$$

waarin:

T_A = de benodigde ankerkracht (kN/m)

FS = de veiligheidsfactor (-)

Stap 5: Vaststelling van de lengte van de anker

De minimale lengte van de anker wordt berekend met formule 59. Om de vereiste ankerkracht te mobiliseren is het een vereiste dat de groutkop buiten de actieve “slip plane” ($= 45^\circ + \varphi'/2$) ligt.

$$L_A = (H_0 + d) \cdot \tan\left(45^\circ - \frac{\varphi'}{2}\right) + d_A \cdot \tan\left(45^\circ + \frac{\varphi'}{2}\right) \quad (59)$$
$$L_A = (7 + 2,5) \cdot \tan\left(45^\circ - \frac{36^\circ}{2}\right) + 1 \cdot \tan\left(45^\circ + \frac{36^\circ}{2}\right) = 6,8 \text{ m}$$

waarin:

L_A = de minimale ankerlengte (m)

d_A = de diepte van de anker onder maaiveld (m)

De veiligheidsfactor voor de lengte van de anker is 1,5, dat betekent dat de totale lengte van de anker 10 meter is.

Stap 6: Vaststelling van de onderlinge afstand tussen de ankers

In figuur B8.2 is te zien dat de slot tot slot afstand van een AZ12 damwand 1,34 meter is. Daarom wordt uit praktische overwegingen gekozen voor een onderlinge afstand van 1,34 meter tussen de ankers.

Stap 7: Keuze van de anker

De ankerkracht per strekkende meter bedraagt 85,2 kN, dat betekent dat de 10 meter lange anker een trekkracht van $1,34 \times 85,2 \approx 115$ kN over moet kunnen brengen.

Bijlage 9: MSheet resultaten

In deze bijlage wordt het resultaat van de analytische damwand berekening geverifieerd met het programma MSheet. In MSheet zal de stabiliteit berekend worden met het “ K_a , K_0 en K_p ” model, dit model gaat ervan uit dat de laterale grondcoëfficiënten constant zijn over de diepte van een grondlaag. Tevens wordt in deze bijlage aangegeven wat de consequenties zijn van het verwijderen van de schroefgroutanker.

Ondergrond

De geotechnische parameters die in MSheet zijn ingevoerd zijn weergegeven in tabel B9.1.

<i>Parameter</i> <i>Grondsoort</i>	γ_{droog} (kN/m^3)	γ_{nat} (kN/m^3)	K_a (-)	K_p (-)
“Loose” Zand (cunetzand)	18	20	0,35	-
“Dense” Zand (pleistoceen zand)	19	21	0,28	5,0

Tabel B9.1: Grondparameters

In de figuren H3.3 en H3.4 is te zien dat de ondergrond aan de linkerzijde van de damwand gedeeltelijk uit veen bestaat. In de MSheet berekening is aangenomen dat deze ondergrond volledig uit cunetzand bestaat. Opgemerkt wordt dat deze aanname conservatief is, want de actieve gronddruk van de damwand wordt hierdoor overschat.

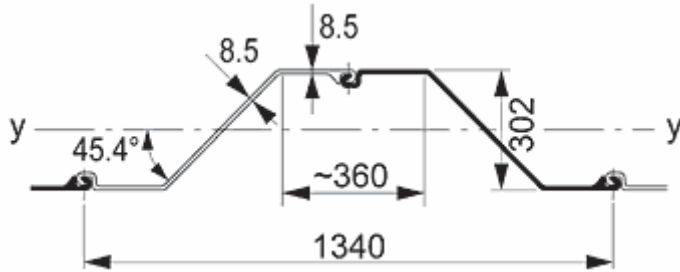
Verankerde damwand

De uitvoer resultaten van MSheet voor de verankerde damwand zijn als volgt.

MSheet versie 7.1		Datum: 2-10-2007 Tijd: 8:09:15			
Probleemidentificatie		Damwand			
		Afgraving tot aan het pleistoceen			
		Verankerd			
Lengte	Gemobiliseerde Weerstand	Ankerkracht	Max. Negatief Moment	Max. Positief Moment	Max. Verplaatsing
[m]	[%]	[kN/m"]	[kNm/m"]	[kNm/m"]	[mm]
13,00	35,3	-105,95	-120,8	167,2	25,4
12,50	38,6	-106,09	-119,6	167,5	25,6
12,00	43,0	-106,67	-115,3	168,9	26,0
11,50	49,6	-108,68	-101,5	173,8	27,3
11,00	57,2	-112,67	-75,2	184,4	29,9
10,50	64,7	-118,07	-41,3	199,0	32,8
10,00	72,2	-122,34	-12,7	212,3	34,5
9,50	83,5	-123,90	-10,6	219,3	34,6
9,00 Damwand instabiel ...					

Conclusie:

De minimale lengte om een stabiele damwand te verkrijgen is 9,5 meter, dat betekent dat de damwand op zijn minst 2,5 meter in het pleistoceen geheid dient te worden. Om het moment op te kunnen nemen is een AZ12 damwandprofiel benodigd, de visualisatie hiervan is te zien in figuur B9.2.



Figuur B9.2: AZ12 damwandprofiel (de afmetingen zijn in millimeters)

Daarnaast zijn er schroefgroutankers benodigd om de momenten en de verplaatsingen flink te beperken. De representatieve ankerkracht bedraagt in dit geval +/- 125 kN per 1,34 meter. In dit geval is er gekozen voor een ankerafstand van 1,34 meter, omdat dit precies de slot tot slot afstand is van de damwand (zie figuur B9.2). Om de trekkracht over te kunnen brengen naar de ondergrond is een TITAN30/16 benodigd met een lengte van 10 meter [10].

De vergelijking met de analytische methoden is in tabel B9.3 weergegeven.

<i>Berekening</i>	<i>Criterium</i>	<i>Lengte Damwand (m)</i>	<i>Maximale Moment (kN.m)</i>	<i>Ankerkracht (kN)</i>
Analytisch		Stabiel bij 9,5	207	115
Numeriek		Stabiel bij 9,5	219	124

Tabel B9.3 Vergelijking analytisch versus numeriek

Uit de gegevens van tabel B9.3 kunt u maken dat de analytische en de numerieke methode goed met elkaar overeenkomen, want de verschillen zijn in alle gevallen kleiner dan 10%.

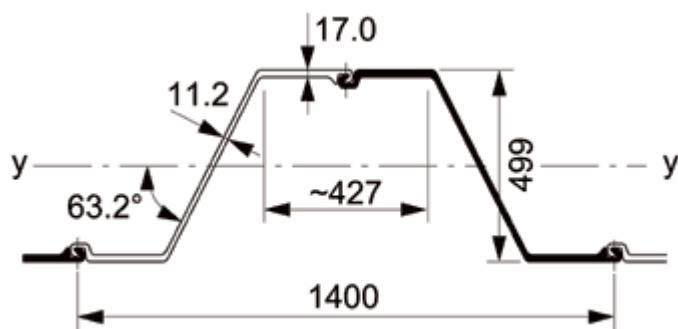
Onverankerde damwand

De uitvoer resultaten van MSheet voor de onverankerde damwand zijn als volgt.

MSheet versie 7.1		Datum: 2-10-2007 Tijd: 7:58:41			
Probleemidentificatie		Damwand			
		Afgraving tot aan het pleistoceen			
		Onverankerd			
Lengte	Gemobiliseerde Weerstand	Ankerkracht	Max. Negatief Moment	Max. Positief Moment	Max. Verplaatsing
[m]	[%]	[kN/m"]	[kNm/m"]	[kNm/m"]	[mm]
20,00	23,0	-	-767,2	26,4	234,1
19,00	24,5	-	-767,1	21,6	234,2
18,00	26,5	-	-767,6	11,0	234,4
17,00	28,9	-	-767,5	0,6	234,4
16,00	32,2	-	-767,6	0,0	234,6
15,00	39,1	-	-767,7	0,0	241,5
14,00	54,3	-	-768,3	0,0	298,9
13,00	Damwand instabiel ...				

Conclusie:

De minimale lengte om een stabiele damwand te verkrijgen is 14 meter, dat betekent de damwand 7 meter in het pleistoceen geheid dient te worden. Om het moment op te kunnen nemen is een AZ36-700 damwandprofiel benodigd (zie figuur B9.4).



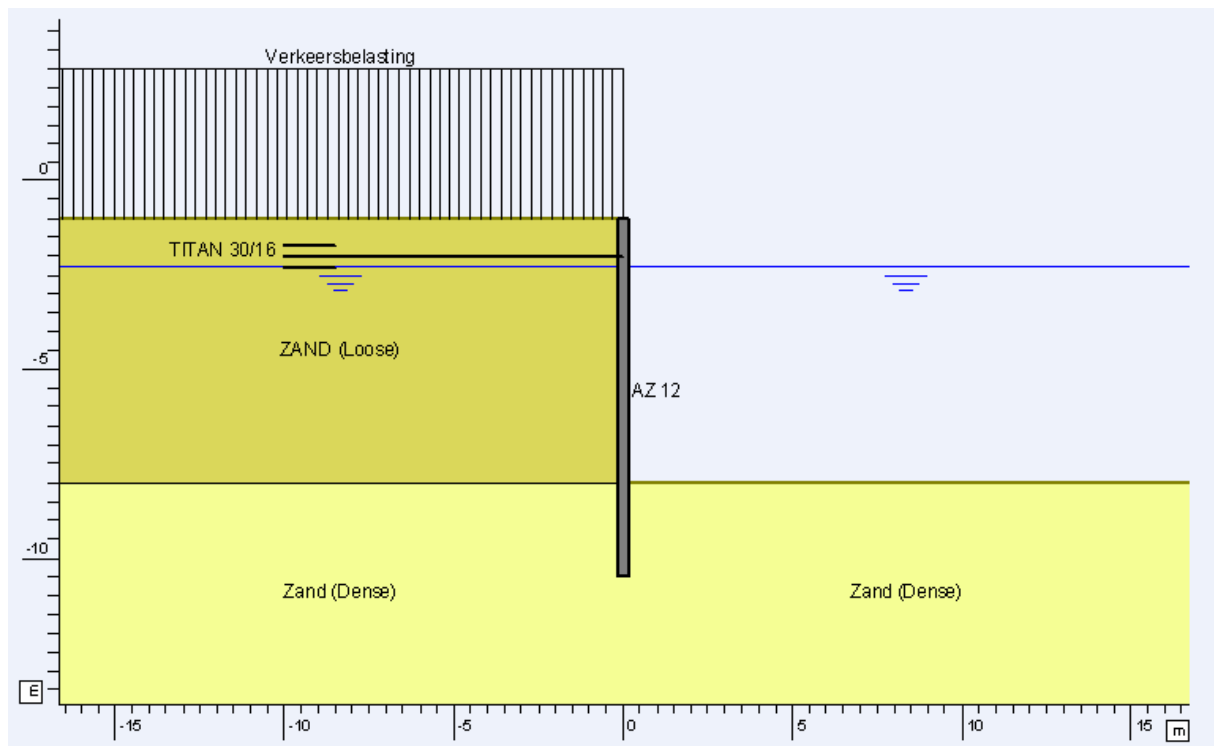
Figuur B9.4: AZ36-700 damwandprofiel (de afmetingen zijn in millimeters)

Opgemerkt wordt dat de keuze voor onverankerde damwand ontoelaatbaar is, omdat de horizontale verplaatsing in alle gevallen +/- 25 centimeter bedraagt.

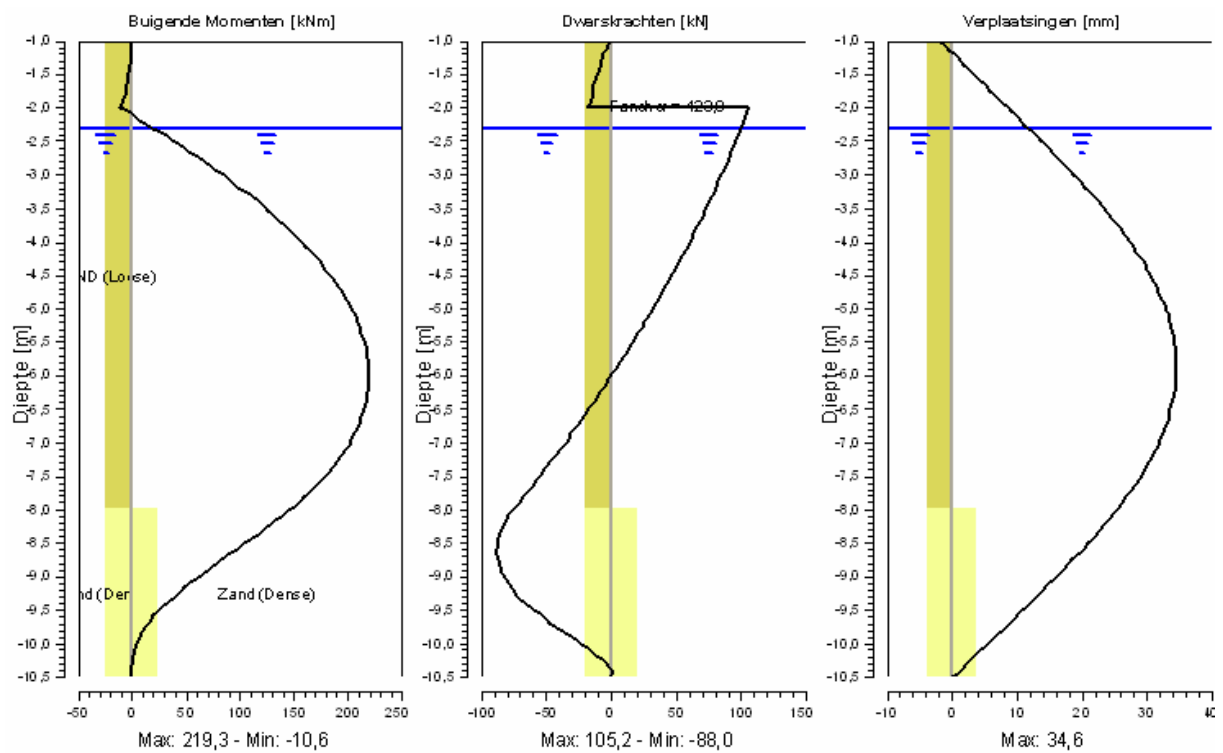
Aan het einde van deze bijlage zijn bijgevoegd:

- Schematisatie van de verankerde damwand
- Momenten, krachten en verplaatsingen diagram van de verankerde damwand
- Schematisatie van de onverankerde damwand
- Momenten, krachten en verplaatsingen diagram van de onverankerde damwand

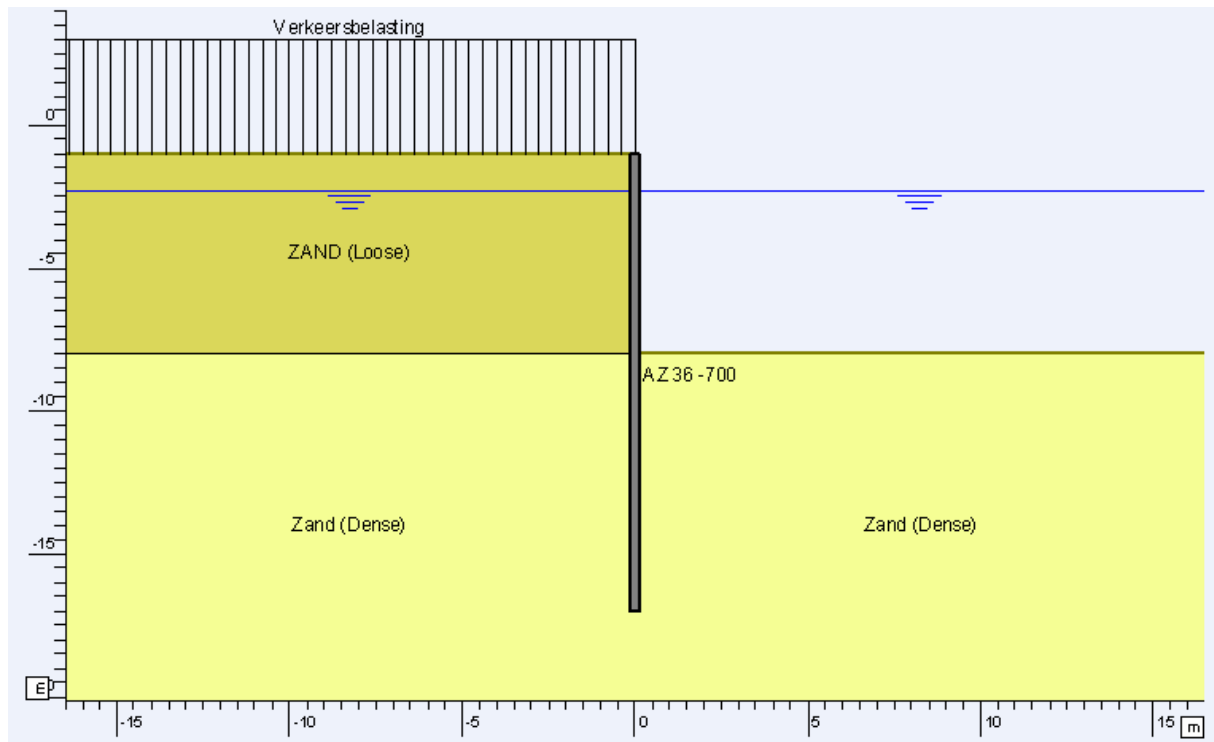
Schematisatie van de verankerde damwand



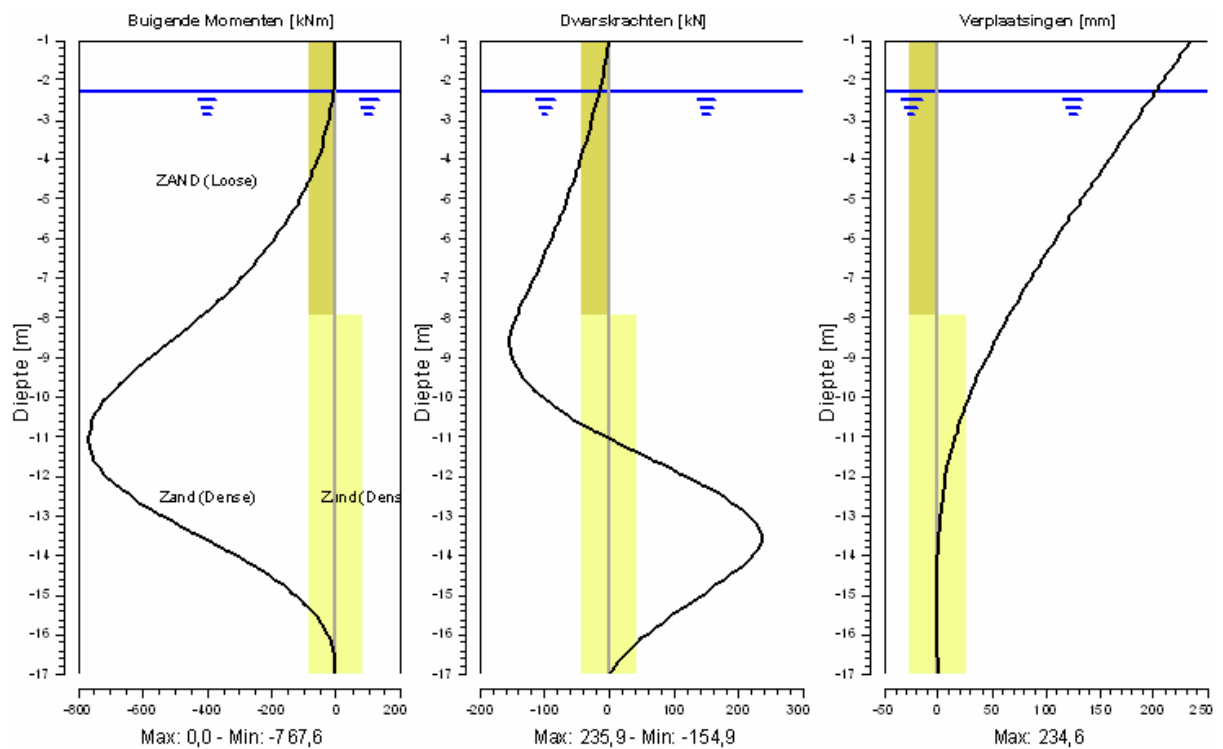
De momenten, krachten en verplaatsingen diagram van de verankerde damwand



Schematisatie van de onverankerde damwand



De momenten, krachten en verplaatsingen diagram van de onverankerde damwand

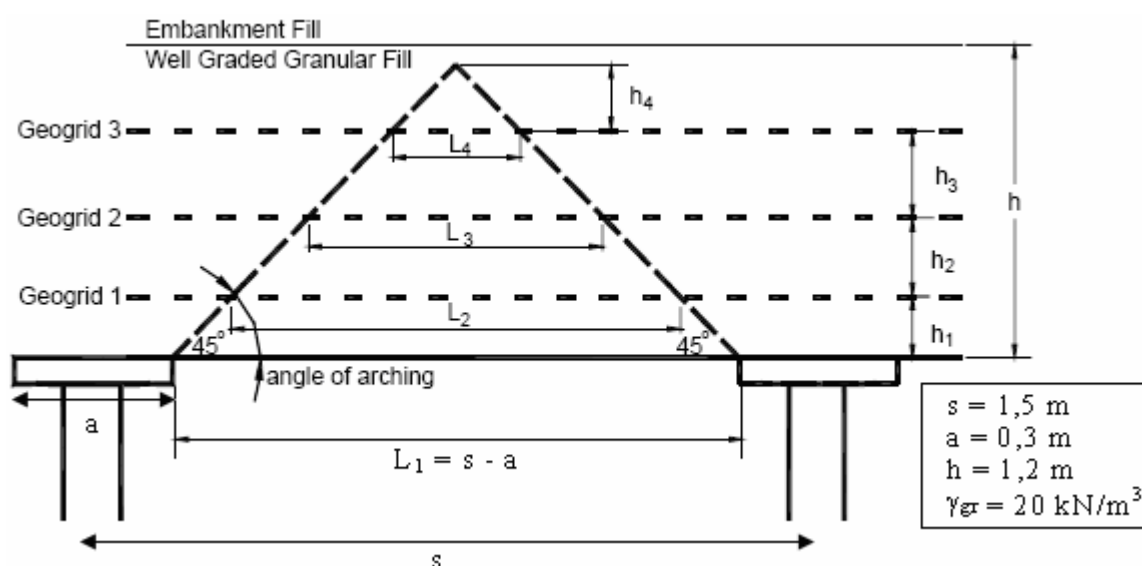


Bijlage 10: Gewapende granulaatmatras

Bij een paalmatrassysteem is de dimensionering van het granulaatmatras cruciaal om een goede “boogwerking” te bewerkstelligen. De geogrids behoeven slechts een klein gedeelte van de belasting via “hangmatwerking” af te dragen aan de paalfundering (zie figuur H2.12). In paragraaf 3.3 is reeds aangegeven dat de h.o.h. afstand tussen de palen bij het Spijkerbed® systeem klein is, in dit geval is er gekozen voor 1,5 meter [4]. Daarnaast is op basis van formule 20 berekend dat de gewenste constructiehoogte van het matras 1,2 meter is. De aspecten die in deze bijlage worden berekend zijn: de trekkracht in de geogrids, de spanningsreductiefactor en de paaleffectiviteit.

Algemeen

In figuur B10.1 is de schematisering van het granulaatmatras weergegeven.



Figuur B10.1: Schematisering granulaatmatras (Collin et al., 2006)

De enige onbekende uit figuur B10.1 is de onderlinge afstand tussen de geogrids. De CUR (2002-7) stelt voor om de onderlinge afstand tussen de geogrids zoveel als mogelijk gelijk te houden. In de praktijk wordt de onderste grondmoot h_1 meestal kleiner genomen om de spanningstoename op de natuurlijke ondergrond te beperken. In dit rapport wordt er verder gerekend met de volgende constructiehoogten: $h_1 = 0,05$ meter, $h_2 = 0,15$ meter, $h_3 = 0,15$ meter en $h_4 = 0,15$ meter. Tot slot, de geogridlengtes die worden beïnvloed door “hangmatwerking” worden berekend met formule 60.

$$L_n = (s - a) - 2 \cdot \left(\sum_{i=1}^{n-1} h_i / \tan 45^\circ \right) \quad (60)$$

waarin:

- L_n = de lengte van het betreffende geogrid in de beïnvloedingszone (m)
- s = de h.o.h. afstand tussen de palen (m)
- a = de afmeting van de vierkante paalkop (m)
- h_i = de hoogte van de betreffende constructie laag (m)

De spanwijdtes hebben respectievelijk de volgende waarden: $L_1 = 1,10$ meter, $L_2 = 0,80$ meter, $L_3 = 0,50$ meter en $L_4 = 0,20$ meter. Opgemerkt wordt dat de geogrids alleen effectief zijn voor de eerste 0,6 meter vanaf de paalkop, want alleen in de zone leveren de geogrids een bijdrage aan de “hangmatwerking”.

Trekkracht in de geogrids

Om de trekkracht te kunnen berekenen dient de verticale belasting op de geogrids bekend te zijn. Deze wordt berekend met formule 61.

$$\sigma_{vg,i} = \frac{\frac{L_{i+1}^2 + L_{i+2}^2}{2} \cdot h_{i+1} \cdot \gamma_{gr}}{L_{i+1}^2} \quad (61)$$

waarin:

$\sigma'_{vg,i}$ = de verticale belasting op het betreffende geogrid, voor $i = 1, 2$ en 3 (kN/m^2)

γ_{gr} = het volumieke gewicht van granulaat (kN/m^3)

De verticale belastingen op de geogrids hebben de volgende waarden: $\sigma_{vg,1} = 2,1 \text{ kN/m}^2$, $\sigma_{vg,2} = 1,7 \text{ kN/m}^2$ en $\sigma_{vg,3} = 1,5 \text{ kN/m}^2$.

Vervolgens kan de trekkracht in de geogrids berekend worden met formule 62.

$$F_{g,i} = \frac{\sigma_{grid,i} \cdot L_{i+1} \cdot (1 + \varepsilon)}{2 \cdot \sin \theta} \quad (62)$$

waarin:

$$\varepsilon = 0,05$$

$$\theta = 45^\circ$$

De trekkrachten in de geogrids zijn als volgt: $F_{g,1} = 1,25 \text{ kN/m}$, $F_{g,2} = 0,63 \text{ kN/m}$ en $F_{g,3} = 0,22 \text{ kN/m}$. Om deze krachten op te vangen wordt er gebruik gemaakt van Tensar SS30 geogrids [8].

Spanningsreductiefactor

De spanningsreductiefactor wordt berekend met formule 19.

$$S_{3D} = \frac{\sigma_{vo}}{Q} \quad (19)$$

waarin:

$$Q = 30 \text{ kN/m}^2 \text{ (= belasting van het verkeer en de wegverharding)}$$

De verticale belasting die veroorzaakt wordt door de onderste grondmoot wordt berekend met formule 61 voor $i=0$. Het resultaat hieruit is $\sigma_{vo} = 0,8 \text{ kN/m}^2$. Op basis van dit gegeven kan de spanningsreductiefactor worden berekend, in dit geval heeft deze een waarde van 2,7%. Dat betekent dat de spanningstoename op de natuurlijke ondergrond gering is, daardoor zullen de zettingen in de natuurlijke ondergrond verwaarloosbaar zijn.

Paaleffectiviteit

De relatie tussen de paaleffectiviteit en de spanningsreductiefactor wordt op basis van het verticaal evenwicht afgeleid (zie formule 21).

$$E_p = 1 - S_{3D} \cdot \frac{s^2 - a^2}{s^2} \quad (21)$$

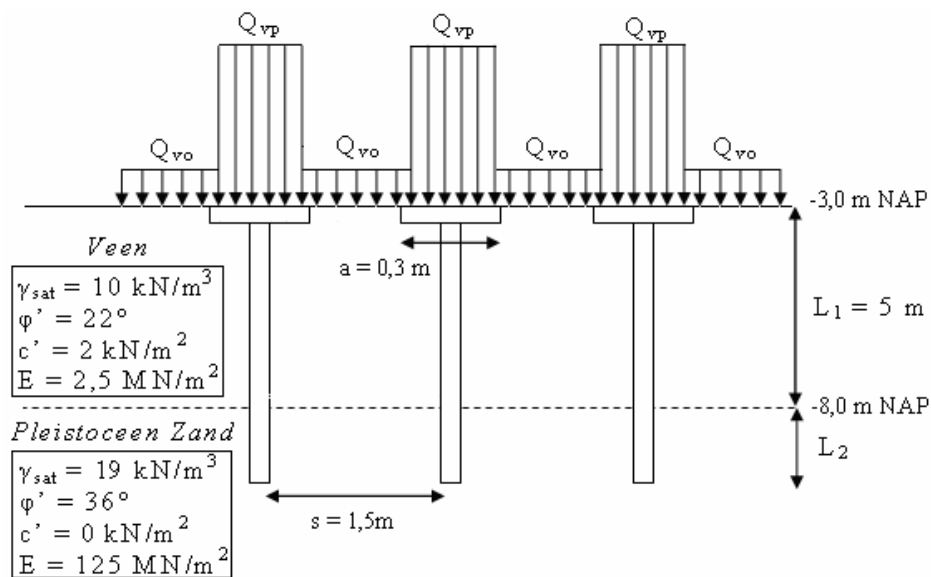
De paaleffectiviteit voor dit paalmatrassysteem bedraagt 97,4%. Dat betekent dat nagenoeg alle bovenbelasting via “boogwerking” wordt afgevoerd naar de paalfundering.

Bijlage 11: Paalfundering

In deze bijlage wordt de vereiste lengte en bijbehorende zetting van de paalfundering berekend. De functie van de paalfundering is om de bovenbelasting over te brengen naar de draagkrachtige pleistocene zandlagen, zodat de spanningstoename op de veengrond beperkt blijven.

Algemeen

Voordat er begonnen wordt met de berekening van de paalfundering, wordt er eerst een schematisatie gemaakt van de situatie. Het resultaat hiervan is weergegeven in figuur B11.1. Opgemerkt wordt dat de geotechnische parameters terug te vinden zijn in bijlage 1.



Figuur B11.1: Schematisatie paalfundering

Uit figuur B11.1 dienen een aantal aspecten nader te worden toegelicht. Ten eerste, om de gewenste hoogteligging van de rijbaan te verkrijgen dient de paalkop 3,0 meter onder NAP te liggen (zie figuur H3.7). Ten tweede, de belasting op de palen ($= \sigma_{vp}$) is groter dan de belasting op de natuurlijke ondergrond ($= \sigma_{vo}$), dit wordt veroorzaakt door “boogwerking”. Ten derde, de ondergrond naast de paalfundering is volledig gesatureerd, want de grondwaterspiegel ligt op 2,3 meter onder NAP. Ten vierde, de gemiddelde waarde voor de effectieve hoek van inwendige wrijving voor veen is 22° . Daarnaast heeft veen ook nog een effectieve cohesie van 2 kN/m^2 .

Lengte paalfundering

De methode die wordt gebruikt om de lengte van de paalfundering te berekenen is de “ β -method”. Deze methode is gebaseerd op een effectieve spanningsanalyse. Opgemerkt wordt dat de berekening alleen wordt uitgevoerd voor de “single pile mode”, omdat deze maatgevend is in het ontwerp. Tot slot, de negatieve kleeft wordt over de gehele veenlaag berekend.

De volgende vier stappen worden doorlopen om de lengte van de paalfundering vast te stellen:

1. Vaststelling van de vereiste kracht op de paal
2. Vaststelling van de parameters
3. Vaststelling van de effectieve spanningen
4. Vaststelling van de lengte van de paal

Stap 1: Vaststelling van de vereiste kracht op de paal

De vereiste kracht op de paal wordt berekend met formule 63.

$$Q_{vp} = B.R.E_p \quad (63)$$

waarin:

Q_{vp} = de vereiste kracht van de paal (kN)

B = de beïnvloedingsoppervlakte van de paal (m^2)

R = de totale bovenbelasting (zie bijlage 3) (kN/m^2)

E_p = de paaleffectiviteit (zie bijlage 10) (-)

De kracht die de paalfundering over moet brengen naar de vaste zandlagen bedraagt 118,3 kN.

Stap 2: Vaststelling van de parameters

Om de vereiste lengte van de paalfundering te berekenen zijn een aantal parameters benodigd, te weten: de omtrek van de paal, de oppervlakte van de paal, de β coëfficiënt voor de veen- en zandlaag, en als laatste de draagkrachtscoëfficiënt.

De omtrek van de paal wordt berekend met formule 64.

$$P = 2.(b + l) \quad (64)$$
$$P = 2.(0,15 + 0,15) = 0,6$$

waarin:

P = de omtrek van de paal (m)

b = de breedte van de paal (m)

l = de lengte van de paal (m)

De oppervlakte van de paal wordt berekend met formule 65.

$$A_p = b.l \quad (65)$$
$$A_p = 0,15.0,15 = 0,0225$$

waarin:

A_p = de oppervlakte van de paal (m^2)

De β coëfficiënt voor de veenlaag wordt berekend met de formule 66 (Burland, 1973).

$$\beta = (1 - \sin \varphi'). \tan \varphi'. \sqrt{OCR} \quad (66)$$
$$\beta = (1 - \sin 22^\circ). \tan 22^\circ. \sqrt{1} = 0,25$$

De β coëfficiënt voor de zandlaag wordt bepaald met de theorie van Meyerhof (1976). Voor een effectieve hoek van inwendige wrijving van 36° heeft β een waarde van 0,98.

De draagkrachtscoëfficiënt wordt berekend met formule 67 (Janbu, 1976).

$$N_q = \left(\tan \phi' + \sqrt{1 + \tan^2 \phi'} \right)^2 \cdot \exp(2\psi_p \cdot \tan \phi') \quad (67)$$

$$N_q = \left(\tan 36^\circ + \sqrt{1 + \tan^2(36^\circ)} \right)^2 \cdot \exp\left(2 \cdot \left(\frac{\pi}{2}\right) \tan 36^\circ\right) = 37,8$$

waarin:

N_q = de draagkrachtscoëfficiënt (-)

ψ_p = plasticiteitshoek (= voor zand is dat $\pi/2$)

Stap 3: Vaststelling van de effectieve spanningen

De effectieve spanningen worden voor drie situaties berekend, te weten: in het midden van de veenlaag, in het midden van de zandlaag en onder de paalvoet.

De effectieve spanning in het midden van de veenlaag wordt berekend met formule 68.

$$\sigma'_{m;v} = \frac{L_1}{2} \cdot (\gamma_{sat;v} - \gamma_w) \quad (68)$$

$$\sigma'_{m;v} = \frac{5,0}{2} \cdot (10,0 - 9,8) = 0,5 \text{ kN/m}^2$$

waarin:

$\sigma'_{m;v}$ = de effectieve spanning in het midden van de veenlaag (kN/m^2)

L_1 = de lengte van de veenlaag (zie figuur B11.1) (m)

$\gamma_{sat;v}$ = het natte volumieke gewicht van veen (kN/m^3)

De effectieve spanning in het midden van de zandlaag wordt berekend met formule 69.

$$\sigma'_{m;z} = L_1 \cdot (\gamma_{sat;v} - \gamma_w) + \frac{L_2}{2} \cdot (\gamma_{sat;z} - \gamma_w) \quad (69)$$

$$\sigma'_{m;z} = 5 \cdot (10 - 9,8) + \frac{L_2}{2} \cdot (19 - 9,8) = 1 + 4,6L_2 \text{ kN/m}^2$$

waarin:

$\sigma'_{m;v}$ = de effectieve spanning in het midden van de veenlaag (kN/m^2)

L_2 = de lengte van de zandlaag (zie figuur B11.1) (m)

$\gamma_{sat;z}$ = het natte volumieke gewicht van zand (kN/m^3)

De effectieve spanning onder aan de paalvoet wordt berekend met formule 70.

$$\begin{aligned}\sigma'_p &= L_1 \cdot (\gamma_{sat,v} - \gamma_w) + L_2 \cdot (\gamma_{sat,z} - \gamma_w) \\ \sigma'_p &= 5 \cdot (10 - 9,8) + L_2 \cdot (19 - 9,8) = 1 + 9,2L_2 \quad \text{kN/m}^2\end{aligned}\quad (70)$$

waarin:

σ'_p = de effectieve spanning onder aan de paalvoet (kN/m²)

Stap 4: Vaststelling van de lengte van de paal

De vereiste lengte van de paal wordt berekend met formule 26.

$$Q_{vp} = \frac{Q_p + Q_w}{FS} - Q_{nk} \quad (26)$$

waarin:

Q_{vp} = de vereiste kracht (= 118,3 kN)

Positieve kleef van het zand

$$Q_w = \beta_z \cdot \sigma'_{m;z} \cdot P \cdot L_2$$

Negatieve kleef van het veen

$$Q_{nk} = \beta_v \cdot \sigma'_{m,v} \cdot P \cdot L_1$$

Draagkracht aan de paalvoet

$$Q_p = N_q \cdot \sigma'_p \cdot A_p$$

FS = de veiligheidsfactor (= 2)

De enige onbekende in formule 26 is de diepte van de paal in het pleistoceen (= L_2).

$$118,3 = \frac{37,8 \cdot (1 + 9,2L_2) \cdot 0,0225 + 0,98 \cdot (1 + 4,6L_2) \cdot 0,6 \cdot L_2}{2} - 0,25 \cdot 0,5 \cdot 0,6 \cdot 5$$

De oplossing van de vergelijking is: $L_2 = 7,9$ meter

Uitvoeringstechnisch is het niet mogelijk om zo'n slanke paal zo diep in het pleistoceen te heien. Om de inheidiepte in het pleistoceen te verkleinen zijn er drie mogelijkheden. Ten eerste is het mogelijk om de paalafstand te verkleinen. Ten tweede is het mogelijk om de dikte van de paal te vergroten. Ten derde is het mogelijk om de veiligheidsfactor te verkleinen. In dit geval zal de paaldikte worden vergroot naar 0,3 meter en de veiligheidsfactor wordt verkleind naar 1,5, zodat het ontwerp minder conservatief wordt.

$$118,3 = \frac{37,8 \cdot (1 + 9,2L_2) \cdot 0,09 + 0,98 \cdot (1 + 4,6L_2) \cdot 1,2 \cdot L_2}{1,5} - 0,25 \cdot 0,5 \cdot 1,2 \cdot 5$$

De oplossing van de vergelijking is: $L_2 = 3,45$ meter. Dit resulteert in een totale lengte van $5,0 + 3,45 = 8,45$ meter. Uit praktische overwegingen wordt de lengte van de paal vastgesteld op 8,5 meter.

Zetting paalfundering

De methode die gebruikt wordt om de zetting in de paalfundering te berekenen is de methode van Poulos (1989). De zetting van de paal bestaat volgens deze methode uit drie componenten, te weten: de zetting door wandwrijving, zetting aan de paalvoet en de zetting door elastische verkorting. In tegenstelling tot de draagkracht van een paalfundering is voor de zetting van een paalfundering de “block mode” maatgevend. Desondanks wordt de berekening eerst uitgevoerd voor de zetting van de “single pile mode”, deze zetting wordt vervolgens gecorrigeerd met de empirische relatie van Fleming (1985) om de groepszetting te verkrijgen.

De volgende zes stappen worden doorlopen om de zetting van de paalfundering vast te stellen:

1. Vaststelling van de parameters
2. Vaststelling van de zetting door wandwrijving van een enkele paal
3. Vaststelling van de zetting aan de paalvoet van een enkele paal
4. Vaststelling van de zetting door elastische verkorting van een enkele paal
5. Vaststelling van de totale zetting van een enkele paal
6. Vaststelling van de totale zetting van de paalgroep

Stap 1: Vaststelling van de parameters

Om de zetting van de paalfundering te berekenen zijn een aantal parameters benodigd, te weten: de elasticiteitsmodulus van het veen, elasticiteitsmodulus van het pleistocene zand, de elasticiteitsmodulus van de paal, het Poisson ratio voor zand, de beïnvloedingsfactor voor de paalvoet zetting, de beïnvloedingsfactor voor de zetting door wandwrijving, de reductiefactor voor veen en de reductiefactor voor zand.

De elasticiteitsmodulus van de veengrond bedraagt $2,5 \text{ MN/m}^2$ (zie bijlage 1).

De elasticiteitsmodulus van de zandgrond bedraagt 125 MN/m^2 (zie bijlage 1).

De elasticiteitsmodulus van een betonnen paal met een betonkwaliteit B25 bedraagt 28500 MN/m^2 .

Het Poisson ratio van het zand is ongeveer 0,3 (Budhu, 2000).

De beïnvloedingsfactor voor de paalvoet zetting wordt berekend met formule 71 (Giroud, 1968).

$$I_s = \frac{2}{\pi} \cdot \left[\ln(\xi_s + \sqrt{1 + \xi_s^2}) + \xi_s \cdot \ln \frac{1 + \sqrt{1 + \xi_s^2}}{\xi_s} \right] \quad (71)$$
$$I_s = \frac{2}{\pi} \cdot \left[\ln(1 + \sqrt{1 + 1^2}) + 1 \cdot \ln \frac{1 + \sqrt{1 + 1^2}}{1} \right] = 2,77$$

waarin:

I_s = de beïnvloedingsfactor voor de paalvoet zetting (-)

ξ_s = lengte over de breedte ratio (-)

De beïnvloedingsfactor voor de zetting door wandwrijving wordt berekend met formule 72.

$$I = 0,5 + \log\left(\frac{L}{D}\right) \quad (72)$$

$$I = 0,5 + \log\left(\frac{8,5}{0,3}\right) = 1,95$$

waarin:

I = de beïnvloedingsfactor voor zetting door de wandwrijving (-)

L = de lengte van de paal (m)

D = de diameter van de paal (m)

De reductiefactor voor de elastische verkorting is voor veen 0,7.

De reductiefactor voor de elastische verkorting is voor zand 0,5.

Stap 2: Vaststelling van de zetting door wandwrijving van een enkele paal

De zetting door wandwrijving wordt berekend met formule 28.

$$\delta_w = \frac{Q_{ts}}{E_{g,v} \cdot L_1} \cdot I + \frac{Q_{ts}}{E_{g,z} \cdot L_2} \cdot I \quad (28)$$

$$\delta_w = \left(\frac{118,3}{2,5 \cdot 10^3 \cdot 5} \cdot 1,95 + \frac{118,3}{125 \cdot 10^3 \cdot 3,5} \cdot 1,95 \right) \cdot 100 \approx 1,9 \text{ cm}$$

waarin:

$E_{g,v}$ = de elasticiteitsmodulus van veen (2,5 MN/m²)

$E_{g,z}$ = de elasticiteitsmodulus van zand (125 MN/m²)

Stap 3: Vaststelling van de zetting aan de paalvoet van een enkele paal

De zetting aan de paalvoet wordt berekend met formule 3.

$$\delta_p = \frac{Q_{vp} \cdot B \cdot (1 - v^2)}{E_{g,z}} \cdot I_s \quad (3)$$

$$\delta_p = \left(\frac{118,3 \cdot 0,3 \cdot (1 - 0,3^2)}{125 \cdot 10^3} \cdot 2,77 \right) \cdot 100 \approx 0,07 \text{ cm}$$

waarin:

B = de breedte van de paalfundering (m)

v = het Poisson ratio (-)

Stap 4: Vaststelling van de zetting door elastische verkorting van een enkele paal

De zetting door elastische verkorting wordt berekend met formule 29.

$$\delta_{ev} = C_v \cdot \frac{Q_{vp} \cdot L_1}{E_p \cdot A_p} + C_z \cdot \frac{Q_{vp} \cdot L_2}{E_p \cdot A_p} \quad (29)$$
$$\delta_{ev} = \left(0,7 \cdot \frac{118,3,5}{28,5 \cdot 10^6 \cdot 0,09} + 0,5 \cdot \frac{118,3,3,5}{28,5 \cdot 10^6 \cdot 0,09} \right) \cdot 100 \approx 0,02 \text{ cm}$$

waarin:

C_v = een reductiefactor voor veen (-)

C_z = een reductiefactor voor zand (-)

E_p = de elasticiteitsmodulus van de paal (MN/m²)

A_p = de oppervlakte van de paal (m²)

Opgemerkt wordt dat de reductiefactor voor veen groter is dan voor zand, dit komt doordat het veen minder weerstand biedt tegen de elastische verkorting.

Stap 5: Vaststelling van de totale zetting van een enkele paal

De totale zetting van een enkele paal wordt bepaald met formule 73.

$$\delta_{t,ep} = \delta_w + \delta_p + \delta_{ev} \quad (73)$$
$$\delta_{t,ep} = 1,9 + 0,07 + 0,02 \approx 2 \text{ cm}$$

waarin:

$\delta_{t,ep}$ = de totale zetting van een enkele paal

Stap 6: Vaststelling van de totale zetting van de paalgroep

In het paalmatrassysteem worden veel palen dicht naast elkaar geheid. Hierdoor ontstaat er een interactie tussen de palen onderling, waardoor de totale zetting groter zal worden. Om dit effect mee te nemen wordt er een correctiefactor toegepast over de zetting door wandwrijving (Fleming, 1985).

$$R_s = \sqrt{n} \quad (30)$$
$$R_s = \sqrt{9} = 3$$

waarin:

n = het aantal palen dat beschouwd wordt in de paalgroep (= 9)

De totale zetting van een paalgroep wordt berekend met formule 74.

$$\begin{aligned}\delta_{t,pg} &= R_s \cdot \delta_w + \delta_p + \delta_{ev} \\ \delta_{t,pg} &= 3.1,9 + 0,07 + 0,02 \approx 6 \text{ cm}\end{aligned}\tag{74}$$

waarin:

$\delta_{t,pg}$ = de totale van een paalgroep

Dat betekent dat er ruim wordt voldaan aan de gestelde restzettingseis van 12 centimeter over de periode van oplevering tot 7 jaar na oplevering.