

Westerschelde Oever Verbinding

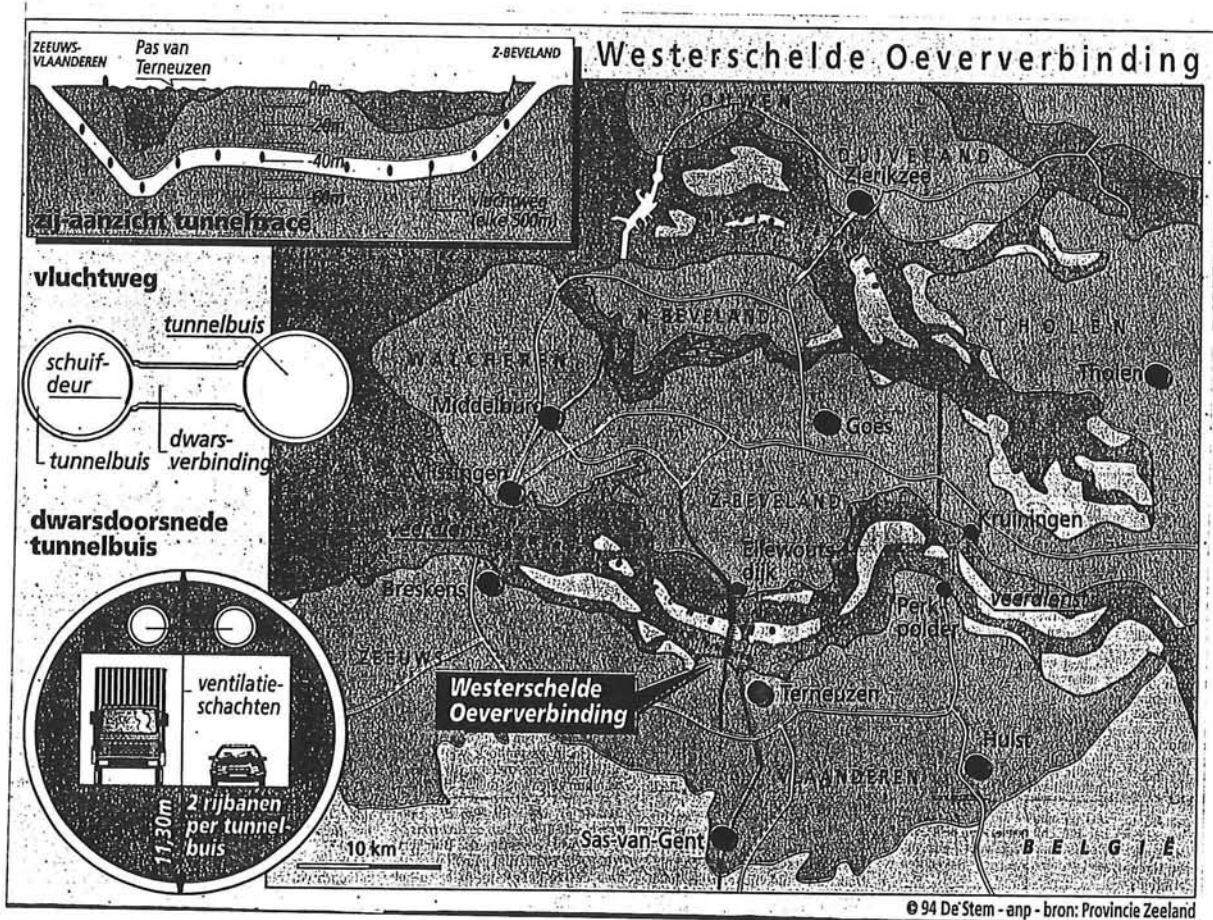
Ontwerp van de Toerit Zuid-Beveland

Augustus 1995

B.M. Berkhout

WOV

MOA



Westerschelde Oever Verbinding

Ontwerp van de Toerit Zuid-Beveland

B.M. Berkhout

augustus 1995

Technische Universiteit Delft
faculteit Civiele Techniek
sectie Geotechniek

Afstudeercommissie:

Prof. ir. A.F. van Tol
ir. K.G. Bezuijen
ir. T.T. Jonker
ir. D.A. Kort
ir. J.P. Oostveen
ir. B. Polen

TU Delft
TU Delft
Raadgevend Ingenieursbureau Lievense B.V.
TU Delft
TU Delft
TU Delft



Voorwoord

Dit rapport is het eerste deel van mijn afstudeerwerk "Westerschelde Oever Verbinding; Ontwerp van de noordelijke toerit.

Al 65 jaar praat men over de realisatie van de Westerschelde Oever Verbinding (WOV), maar nog nooit was de realisatie zo dichtbij. Hoewel de beslissing nog niet is genomen is wel een aannemerscombinatie aangewezen, die bij een positieve beslissing de verbinding mag aanleggen. Volgens het laatste ontwerp wordt de WOV uitgevoerd als een geboorde tunnel. Er worden twee tunnelbuizen geboord. De boormachines starten bij Terneuzen en boren onder de Westerschelde door naar Ellewoutsdijk.

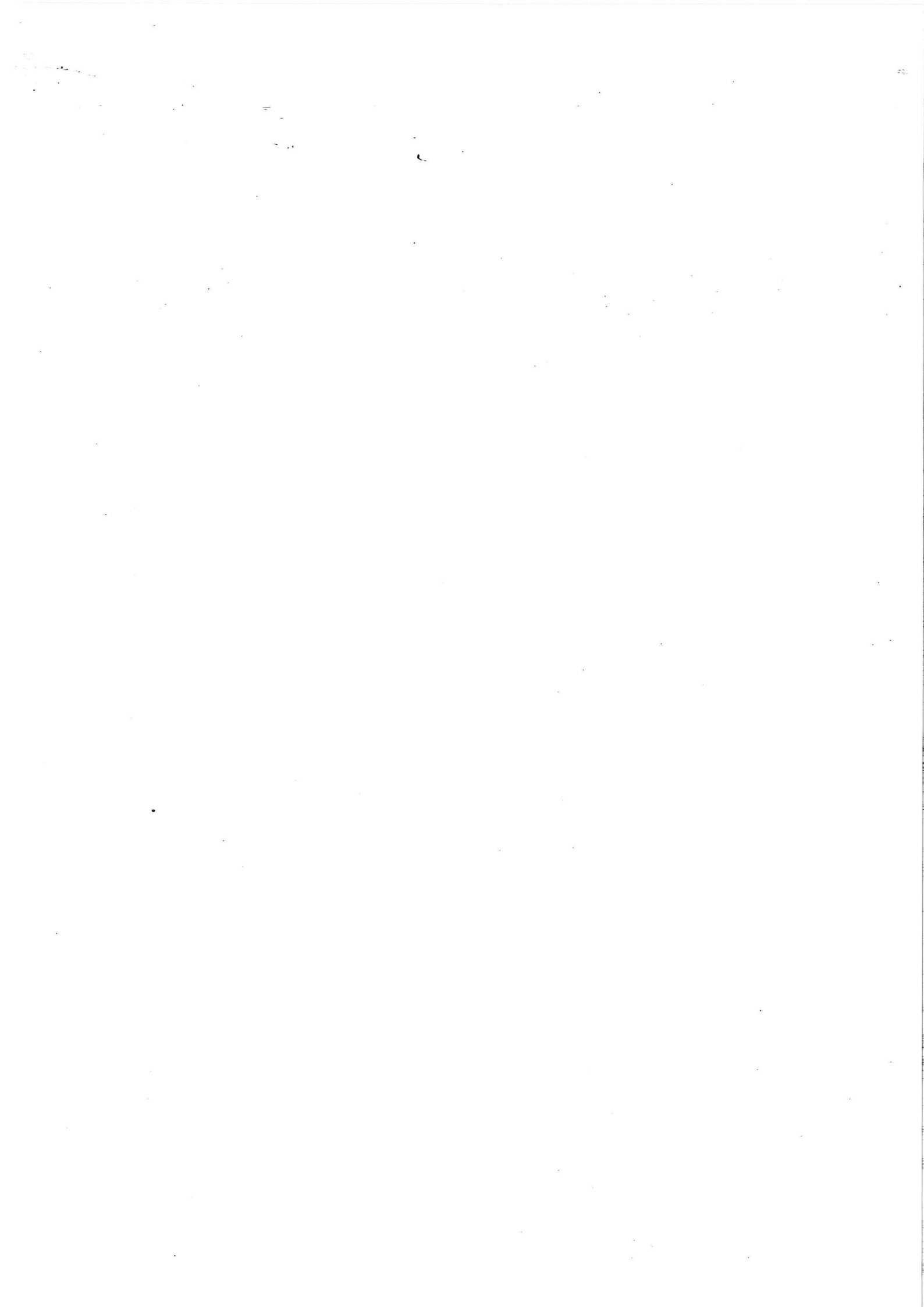
In dit afstudeerwerk zijn verschillende bouwmethoden voor de noordelijke toerit onderzocht. Deze toerit is bestudeerd omdat ontwerp van de zuidelijke toerit betrekkelijk eenvoudig is. Ter plaatse van deze zuidelijke toerit begint namelijk op \approx NAP -20 meter de Boomse klei. Door bentoniet-cementwanden door te laten lopen tot in deze laag kan een polder gecreëerd worden waarin de toerit wordt aangelegd. Ter plaatse van de noordelijke toerit bevindt de Boomse klei zich op NAP -60 meter zodat deze optie niet mogelijk is.

Mijn dank gaat uit naar Ingenieursbureau Lievense. Dit eerste deel van mijn afstudeerwerk heb ik op hun kantoor mogen uitvoeren. Op deze manier kon ik zo goed mogelijk gebruik maken van de, op dat moment, beschikbare informatie. Helaas bleek, na de start van mijn afstudeerwerk, dat de aannemer niet langer bereid was verder informatie te verstrekken.

Verder bedank ik mijn afstudeercommissie, waarin ook Tjerk Jonker van Ingenieursbureau Lievense zitting had, voor hun begeleiding.

Delft, 29 augustus 1995

Brenda Berkhout



Samenvatting

Al 65 jaar praat men over de Westerschelde Oever Verbinding (WOV), maar tot realisatie is het nog nooit gekomen. Inmiddels is wel een aannemerscombinatie aangewezen, die bij een positieve beslissing de tunnel mag realiseren. Deze combinatie bestaat uit Bam Bredero Bouw B.V., Franki N.V., Voormolen Bouw B.V., Verenigde Heijmans Bedrijven B.V., Wayss en Freytag A.G. en Philipp Holzmann A.G.

Volgens het ontwerp van deze combinatie wordt de Westerschelde Oever Verbinding uitgevoerd als een geboorde tunnel, bestaande uit twee buizen met een uitwendige diameter van 11.30 meter. Vanuit de startschacht nabij Terneuzen wordt de tunnel onder de hele Westerschelde door naar Zuid-Beveland geboord. Even ten westen van Ellewoutsdijk wordt de ontvangtschacht voor beide boormachines gerealiseerd.

Het ontwerp van een bouwmethode voor de ontvangtschacht en de toerit op Zuid-Beveland wordt in dit eerste deel van dit afstudeerwerk besproken. De toerit is voor het ontwerp opgesplitst in twee delen : De ontvangtschacht, met een lengte van 25 meter en een ontgravingsdiepte tot ongeveer NAP -18 m. en het resterende deel van de toerit met een lengte van ongeveer 230 meter en een maximale ontgravingsdiepte tot NAP -12.4 m.

Voor het minder diepe deel zijn drie bouwmethoden onderzocht. Een bemaling kan over de eerste 135 m. van de toerit tot NAP -5 m. toegepast worden, temeer omdat tot deze diepte gebruikt kan worden gemaakt van een slecht doorlatende leemlaag, wanneer uit nadere grondonderzoeken blijkt dat deze laag over dit hele deel van de toerit aanwezig is. Een folie is toepasbaar tot een wegdiepte van ongeveer NAP -7.5 m. en is derhalve over 190 m. mogelijk. Hiervoor zal de toepasbaarheid van de voorgestelde klemconstructie wel nader onderzocht moeten worden. Voor de diepere delen van de toerit is een bouwkuip (met damwanden) uitgewerkt. Zowel tijdelijke als permanente damwanden maar ook diepwanden zijn onderzocht.

Voor de ontvangtschacht zijn een tweetal bouwmethoden nagegaan. Ten eerste de mogelijkheid om tijdelijke of permanente damwanden toe te passen. Vanwege de diepe bouwkuip zijn lange, zware damwanden noodzakelijk. (In het tweede deel van dit afstudeerrapport is aan de hand van deze bouwmethode onderzocht welke voordelen het toelaten van plastische scharnieren in de damwand heeft. Hierbij is de uiterstegrenstoestand bestudeerd) Bij deze diepte lijken diepwanden een betere oplossing te bieden, maar een zware constructie blijft noodzakelijk. Met name de kopwand vereist speciale aandacht. Grote

delen kunnen niet gewapend worden vanwege het doorbreken met de tunnel-boormachines van deze wand.

Ten tweede is een caisson uitgewerkt. Het voordeel van een caisson is dat de constructie onder goed controleerbare omstandigheden eerst op het maaiveld gebouwd kan worden. Er zijn drie verschillende typen onderzocht; een pneumatisch caisson, een open caisson en een methode waardoor de grond onder het caisson door verschillende gaten wordt weggezogen: Het zogenaamde onderzuigen. Bij deze laatste oplossing is het mogelijk om voor het afzinken reeds een groot deel van de vloer en het dak aan te brengen, terwijl niet onder verhoogde luchtdruk ontgraven behoeft te worden.

Verschiedende bouwmethoden blijken dus mogelijk om de toerit met ontvangtschacht te realiseren. Een goede afweging kan pas gemaakt worden wanneer deze bouwmethoden verder worden uitgewerkt. Ook de kosten zullen dan in deze vergelijking moeten worden meegenomen. Op basis van de uitwerking zoals deze in dit rapport heeft plaatsgevonden lijkt echter de volgende combinatie een goede oplossing te bieden :

Over de eerste 190 m kan een folieconstructie worden toegepast. Om een goede aansluiting van het folie te realiseren moet het aansluitende deel van de toerit gebouwd worden in een bouwkuip met tijdelijke damwanden, met een vloer van onderwaterbeton. Het bevestigen van het folie aan de betonnen constructie kan met een klemconstructie. De ontvangtschacht kan gebouwd worden door toepassing van een caisson waaronder de grond nat wordt weggezogen.

Inhoudsopgave

Voorwoord	v
Samenvatting	vii
Inhoudsopgave	ix
Hoofdstuk 1 Inleiding	1
Hoofdstuk 2 Situatiebeschrijving	3
2.1 Huidige situatie	3
2.1.1 Inleiding	3
2.1.2 De Westerschelde Oever Verbinding	4
2.1.3 De Toerit op Zuid-Beveland	6
2.2 De geschiedenis van de Westerschelde Oever Verbinding	6
2.3 Beschrijving van het boorproces	11
Hoofdstuk 3 Probleemanalyse	15
3.1 Probleembeschrijving	15
3.2 Probleemstelling	15
3.3 Doelstelling	16
3.4 Randvoorwaarden	16
3.5 Uitgangspunten	18
Hoofdstuk 4 Vertikaal alignement van de weg in de toerit	25
4.1 Inleiding	25
4.2 Positie van het overgangspunt	25
4.3 Positie van de weg in de toerit	28
Hoofdstuk 5 Ruimtelijk ontwerp	33
5.1 Berekening van de bouwputlengte	33
5.2 Ruimtelijk ontwerp van de toerit	34
5.3 Ruimtelijk ontwerp van de ontvangtschacht	38
5.3.1 Functie van de ontvangtschacht	38
5.3.2 Globaal ontwerp van de ontvangtschacht	39
Hoofdstuk 6 Bouwmethoden voor de toerit	43
6.1 Inleiding	43
6.2 Bemalen	43
6.2.1 Gebruik van de leemlaag als waterremmende laag	44
6.2.2 Bemalen tot de onderzijde van de bouwput/bouwkuip	49

6.2.3	Invloed van de bemaling op de omgeving	56
6.2.4	Conclusie	57
6.3	Folieconstructie	59
6.3.1	Type folieconstructies	59
6.3.2	Voordelen en nadelen bij het toepassen van een folieconstructie	62
6.3.3	Toepassing van een folieconstructie in den natte	63
6.3.4	Conclusie	69
6.4	Damwanden of Diepwanden	71
6.4.1	Berekening van de damwanden voor het diepste punt van de bouwkuip. (tijdelijke toepassing)	73
6.4.2	Toepassing van damwanden of diepwanden voor het diep- ste punt van de bouwkuip. (permanente toepassing)	80
6.4.3	Stempels	84
6.4.4	Onderwaterbetonvloer	85
6.4.5	Conclusie	87
Hoofdstuk 7	Bouwmethoden voor de ontvangtschacht	89
7.1	Inleiding	89
7.2	Bouw van de ontvangtschacht in een bouwkuip met damwanden	89
7.3	Gebruik van bouwkuipwanden als permanente wand	94
7.4	Afzinken van de ontvangtschacht	99
7.5	Conclusie	112
Hoofdstuk 8	Conclusies en aanbevelingen	115
Literatuurlijst	119
 Bijlagen		
Bijlage I	Opstellen van het grondprofiel	B 3
1.1	Inleiding	B 3
1.2	Beschikbare grondgegevens	B 3
1.3	Conclusies	B 8
Bijlage II	Berekening van de waterspanningen	B 13
Bijlage III	Vertikaal alignement van de weg in de toerit	B 17

Bijlage IV Berekening van de bemaling	B 21
IV.1 Schematisatie van de grond opbouw ten behoeve van de bemaling	B 21
IV.2 Berekening van de bemaling met de formule van Glee	B 23
IV.3 Berekening van de stijghoogte verlaging van de omgeving	B 28
 Bijlage V Bevestiging folieconstructie	 B 31
 Bijlage VI Berekening van de damwanden, diepwanden, stempels en trekpalen	 B 37
Deel 1 Berekening van damwanden	B 39
VI.1 Inleiding	B 39
VI.2 Sectie B	B 40
VI.2.1 Ontgravingsdiepte, relevante uitwendige belas- tingen en waterdrukken en de veiligheidsklasse	B 40
VI.2.2 Grondparameters	B 40
VI.2.3 Rekenwaarde	B 45
VI.2.4 Stijfheid van de damwand	B 45
VI.2.5 Bouwfasen	B 45
VI.2.6 Resultaten	B 48
VI.2.7 Damwandprofielen	B 50
VI.2.8 Reductie van het moment	B 52
VI.2.9 Reductie van de ontgravingsdiepte	B 56
VI.3 Ontvangtschacht	B 58
VI.3.1 Invoer	B 58
VI.3.2 Resultaten	B 58
VI.3.3 Damwandprofielen	B 59
VI.3.4 Reductie van het moment	B 60
 Deel 2 Berekening van de diepwanden	 B 62
Sectie B	B 62
Ontvangtschacht	B 63
 Deel 3 Stempels	 B 65
Sectie B	B 65
Ontvangtschacht	B 66
 Deel 4 Berekening van het onderwaterbeton	 B 67
Sectie B Ontvangtschacht	
 Bijlage VII Dimensionering Ontvangtschacht	 B 71
VII.1 Uitgangspunten/aannamen	B 71
VII.2 Rechthoekig caisson	B 72
VII.3 Rond caisson	B 76

Hoofdstuk 1 Inleiding

Reeds jaren wordt er gesproken over de aanleg van een vaste Oeververbinding tussen Zuid-Beveland en Zeeuws Vlaanderen. Dit jaar is het 65 jaar geleden dat voor het eerst serieus over een vaste Oeververbinding werd gesproken. In paragraaf 2.2 worden de ontwikkelingen rond de Westerschelde Oever Verbinding gedurende de afgelopen 65 jaar kort uiteengezet.

Ook nu 65 jaar na de eerste plannen is de beslissing om de Westerschelde Verbinding aan te leggen nog niet genomen. Wel is een aannemerscombinatie aangewezen die, wanneer besloten wordt tot de aanleg, de Oeververbinding mag realiseren. Deze aannemerscombinatie bestaat uit Bam Bredero Bouw, Franki N.V., Voormolen Bouw B.V., Verenigde Heijmans Bedrijven B.V., Wayss en Freytag A.G. en Philipp Holzmann A.G.

Volgens het ontwerp van deze aannemerscombinatie wordt de Westerschelde Oever Verbinding uitgevoerd als een geboorde tunnel. Onder de Westerschelde door worden twee tunnelbuizen geboord met een uitwendige diameter van 11.30 m. De startschacht, en de zuidelijke toerit van de tunnel bevinden zich even ten westen van Terneuzen. De ontvangtschacht, en de noordelijke toerit liggen ongeveer 1.5 km. ten westen van Ellewoutsdijk.

In dit afstudeerrapport worden verschillende bouwmethoden voor de Noordelijke toerit van de Westerschelde Oeververbinding onderzocht. In hoofdstuk 2 wordt allereerst globaal het huidige ontwerp van de Westerschelde tunnel beschreven. In hoofdstuk 3 is het probleem geanalyseerd en zijn de randvoorwaarden en uitgangspunten vastgesteld. Vanaf hoofdstuk 4 wordt het ontwerp van de Noordelijke toerit behandeld. In hoofdstuk 4 is het verticaal alignement van de weg in de toerit bepaald. In hoofdstuk 5 wordt het ruimtelijk ontwerp van de toerit met daarin de ontvangtschacht gepresenteerd. Hoofdstuk 6 behandelt vervolgens verschillende bouwmethoden voor de toerit waarna in hoofdstuk 7 specifiek de ontvangtschacht in beschouwing is genomen. In hoofdstuk 8 tenslotte wordt op basis van deze beschouwingen een aanbeveling gedaan over de toe te passen bouwwijzen en worden tevens enkele aanbevelingen voor nader onderzoek gegeven.

Dit rapport is het eerste deel van het totale afstudeerverslag. Het tweede deel is gebaseerd op een bouwmethode die in paragraaf 7.2 wordt behandeld: Aanleg van de ontvangtschacht in een bouwkuip, waarvan de wanden bestaan uit damwanden en de vloer uit onderwaterbeton met trekpalen. In dit tweede deel zijn de damwanden berekend volgens een rekenwijze waarbij plastische scharnieren in de damwand worden toegelaten. De resultaten zijn vergeleken met de traditionele rekenmethoden.

Hoofdstuk 2 Situatiebeschrijving

2.1 Huidige situatie

2.1.1 Inleiding

In Zeeland zijn de verbindingen tussen de diverse (schier)eilanden met de realisatie van het Deltaplan stukje bij beetje verbeterd. De weg over de stormvloedkering in de Oosterschelde, bijvoorbeeld, is een van de laatste verbindingen die werd gerealiseerd. In Zeeuws-Vlaanderen vormt de Westerschelde echter nog steeds een barrière in de verbinding met de rest van Zeeland. De verbinding wordt nu in stand gehouden door twee veerdiensten, namelijk de diensten tussen Vlissingen-Breskens en Kruiningen-Perkpolder. Deze situatie heeft echter zo zijn beperkingen. Bij slechte weersomstandigheden, bijvoorbeeld zware storm of dichte mist, en 's nachts wordt niet gevaren. Er moet dan omgereden worden via de Liefkenshoektunnel bij Antwerpen. Zomers ontstaan soms wachttijden van twee uur. Maar ook buiten de zomerdrukke kost de overtocht veel tijd. (Inclusief wachttijd kost het overbruggen van de 5 km brede Westerschelde zo'n 35 minuten.[Lit.1]) Deze situatie vormt een belemmering voor de optimalisering van de economische en sociale structuur van Zeeland.

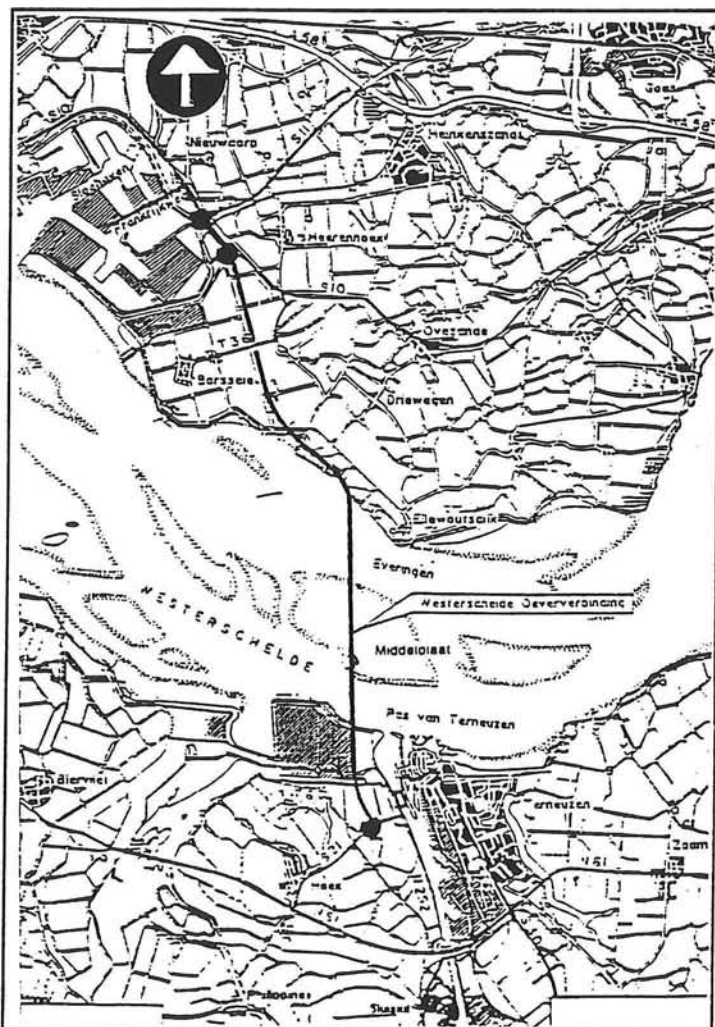
Reeds in 1955 kwam in opdracht van de Zeeuwse Kamer van Koophandel een rapport uit waarin men tot de conclusie kwam dat een Westerschelde Oever Verbinding noodzakelijk was. Nu in 1994 is de verbinding actueler dan ooit. In januari 1995 zal de beslissing genomen worden of de tunnel binnen enkele jaren gerealiseerd zal worden. In paragraaf 2.2 zal een beknopte omschrijving worden gegeven van de ontwikkelingen die zich tussen 1955 en 1994 hebben afgespeeld.

Dit rapport heeft alleen betrekking op het ontwerp van (een bouwmethode voor) de noordelijke toerit van de Westerschelde Oever Verbinding (WOV) op Zuid-Beveland. Toch zal allereerst een beschrijving worden gegeven van het ontwerp van de totale verbinding, daar dit een belangrijke rol speelt bij het ontwerpen van (een bouwmethode voor) de toerit. Uitgegaan wordt van het ontwerp voor de WOVI zoals dat bij het schrijven van dit rapport bekend is. Dit ontwerp is opgesteld door de aannemerscombinatie Combinatie Middelpmaat Westerschelde (KMW)¹. Verderop in dit hoofdstuk zal ingegaan worden op de situatie ter plaatse van de toerit.

¹ Deze combinatie bestaat uit: Bam Bredero Bouw, Franki N.V., Voormolen Bouw B.V., Verenigde Heijmans Bedrijven B.V., Wayss & Freytag A.G., Philipp Holzmann A.G.

2.1.2 De Westerschelde Oever Verbinding

De WOV zal uitgevoerd worden als een geboorde tunnel. Het zal daarmee, wanneer het project daadwerkelijk doorgaat, de eerste geboorde autotunnel in Nederland zijn. Maar ook binnen Europa is het een uniek project. Hoewel in West-Europa diverse grootschalige tunnel projecten in uitvoering of reeds uitgevoerd zijn, is nergens een qua geologische omstandigheden én diameter vergelijkbare tunnel gerealiseerd [Lit.2,3]. Wel heeft men in Japan inmiddels als zo'n 10 jaar ervaring met soortgelijke tunnels.



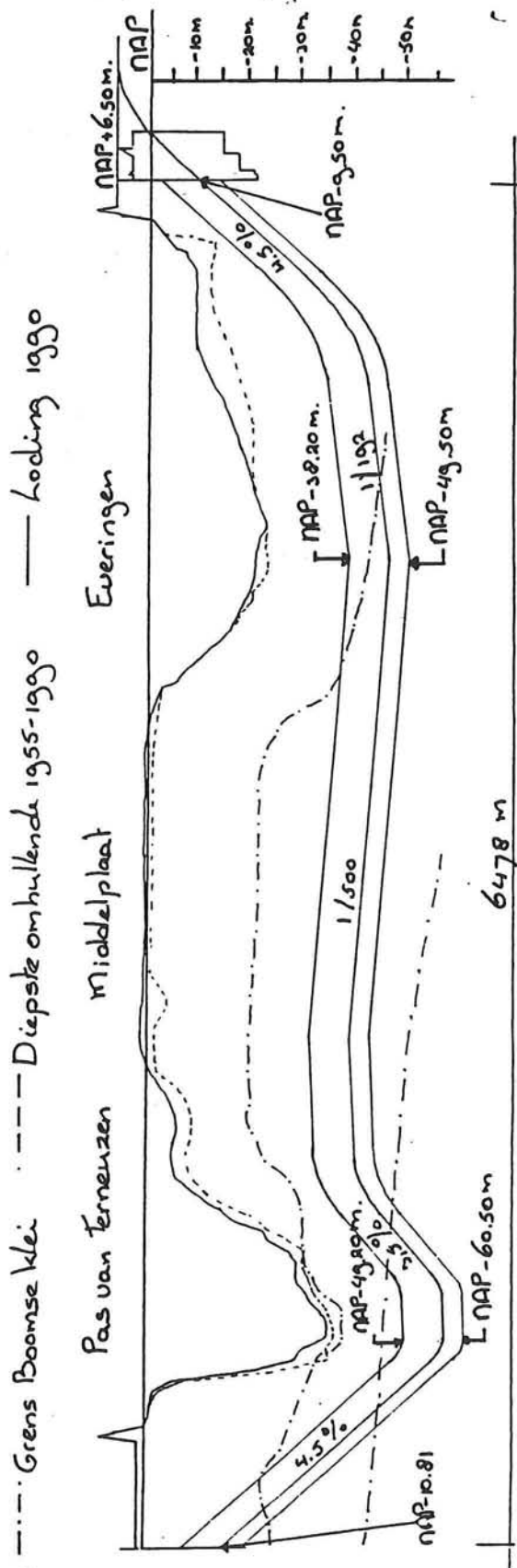
Figuur 2.1 Overzicht van het gekozen tracé [Lit.4]

rijbaan m.b.v. de rijstrooksignalering afgekruid worden. De fietsers (en voetgangers) zullen gebruik moeten maken van speciale bussen die door de tunnel gaan rijden.

De buizen liggen h.o.h. ongeveer 23 meter uit elkaar. Tussen de beide buizen bevindt zich dus ca. 12 meter. Om de 500 meter worden de twee buizen d.m.v. een dwarsgang met elkaar gekoppeld. Deze dwarsgang dient tevens als

Het tracé van de WOV is afgebeeld in figuur 2.1. Het tracé onder de Westerschelde start ten Westen van Terneuzen tussen het terrein van DOW-Benelux en het kanaal Terneuzen-Gent. Vervolgens loopt het onder de Pas van Terneuzen, de Middelplaat en de Everingen door om boven te komen ten Westen van Ellewoutsdijk in de Ellewoutsdijkpolder. Door de tunnel op dit tracé te situeren kunnen zowel de veren die varen tussen Vlissingen-Breskens als de veren tussen Kruijningen-Perkpolder komen te vervallen.

De tunnel zal bestaan uit twee geboorde buizen, elk met een inwendige diameter van 10.10 meter.[Lit.5] De uitwendige diameter bedraagt 11.30 meter. In elke buis is ruimte voor twee rijstroken voor gemotoriseerd verkeer. Er is geen vluchtstook. In geval van een stilstaand voertuig zal deze



Figuur 2.2 Langsdoorsnede

vluchtweg in geval van calamiteiten. In de tunnelbuis zelf is dus, zoals bij niet geboorde autotunnels wel toegepast wordt, geen vluchtgang aanwezig. Bij het naderen van de toeritten neemt de afstand tussen de beide buizen af van zo'n 12 meter tot 6.5 meter. (buitenkant tunnel tot buitekant tunnel)

Het boorproces zal van Zuid (Zeeuws-Vlaanderen) naar Noord (Zuid-Beveland) plaatsvinden. Het boortraject is ca. 6.5 km. lang. Een langsdoorsnede is in figuur 2.2 gegeven. De diepte van de Westerschelde op de plaats waar de tunnel geboord wordt bedraagt in de Pas van Terneuzen ongeveer NAP -35 m. en in de Pas van Everingen ongeveer NAP -23 m. De tussengelegen Middelplaat bereikt een peil van ongeveer NAP 0 m. De onderkant van de boortunnel ligt, rekening houdend met de vereiste dekkingen, onder de Pas van Terneuzen op NAP -60.50 m. en onder de Pas van Everingen op NAP -49.50 m.

Een groot gedeelte van het traject ligt in de Boomse klei. Echter onder de Boomse klei bevindt zich een zandlaag, terwijl erboven ook diverse zand en kleilagen aangetroffen worden. Daarom wordt gekozen om te boren met een Mix-schild. Een nadere omschrijving van de gekozen boormethode zal in paragraaf 2.3 worden behandeld.

Om het boorproces te kunnen aanvangen en te kunnen beëindigen zullen twee schachten gebouwd worden: de zogeheten start- en ontvangtschacht. Deze vormen in de uiteindelijke situatie een deel van de toeritten tot de tunnel. Op Zeeuws-Vlaanderen zal de startschacht worden gerealiseerd en op Zuid-Beveland de ontvangtschacht.

Om de zuidelijke toerit te realiseren zal een polder aangelegd worden. Daartoe zal een ringvormig betoniet-cementscherm om de bouwplaats van de toerit worden aangebracht. De onderkant van dit scherm loopt tot 1.5 m. in de Boomse klei, die zich op zo'n NAP -20 m. bevindt. Het scherm en de kleilaag vormen een slecht waterdoorlatende constructie waarbinnen bemalen kan worden. Deze bemaling is gedurende de hele levensduur van de tunnel voorzien.

2.1.3 De Toerit op Zuid-Beveland

De toerit op Zuid-Beveland zal gebouwd worden in de Ellewoutsdijkpolder op ongeveer 1.5 km. van Ellewoutsdijk. Het voorlopig tracé van de WOV, voor wat betreft het gebied nabij de toerit, is in figuur 2.3 getekend. In de Ellewoutsdijkpolder bevindt zich veel agrarisch gebied. Zoals in figuur 2.3 is aangegeven loopt een groot deel van het tracé door een natuurgebied. De boortunnel zal onder de dijk doorgeboord worden. Enkele tientallen meters achter de dijk stopt het boorproces en vindt de overgang naar de toerit plaats. In figuur 2.3 is ook globaal de positie van het overgangspunt aangegeven. In paragraaf 4.2 zal deze positie nauwkeuriger worden aangegeven en zal uiteengezet worden waarom dat punt is gekozen.

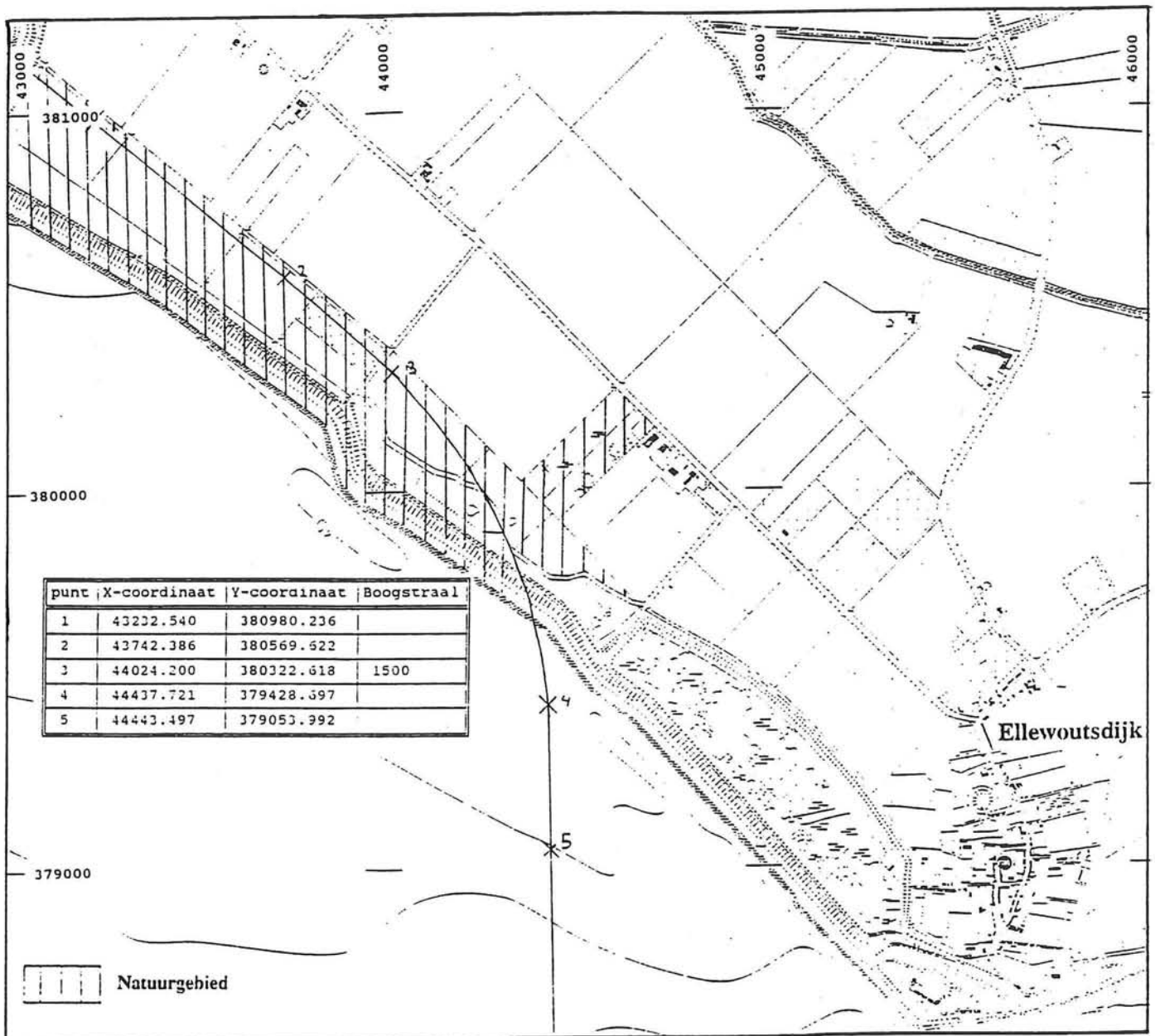
Doordat de bovenkant van de laag Boomse klei onder het tracé op Zuid-Beveland op ca. NAP -60 m. ligt is een soortgelijk ontwerp als op Zeeuws-Vlaanderen voor de noordelijke toerit niet mogelijk. Het ontwerp van deze toerit en de daarin op te nemen ontvangtschacht voor de boormachine vormt dan ook het onderwerp van dit afstudeerrapport.

2.2 De geschiedenis van de Westerschelde Oever Verbinding

Er zullen maar weinig oeververbindingen zijn waar zoveel overgesproken, geschreven en gepubliceerd is zonder dat ook naar één schop in de grond is gezet. Ook de laatste tijd verschijnen in de kranten weer vele artikelen. En het mag duidelijk zijn uit figuur 2.4 dat over de Westerschelde Oever Verbinding nog heel wat gediscussieerd wordt en zal worden.

Reeds in 1930 vonden de Zeeuwse zakenlieden dat het probleem van de gebrekkige veerverbinding aangepakt moest worden en op hun verzoek wordt door het Zeeuws Technisch Instituut een schetsplan gemaakt. Maar met dit plan wordt niets gedaan. [Lit.6]

In 1955 kwam het eerste rapport uit in opdracht van de Zeeuwse Kamer van Koophandel waarin werd geconcludeerd dat een oeververbinding tussen Zeeuws-Vlaanderen en Zuid-Beveland noodzakelijk was. Deze conclusie werd gebaseerd op basis van verkeersprognoses en verkeerskostenbesparingen. Bij de ontwikkeling van het Deltaplan werd ook over een verbinding gedacht. Het toenmalige college van Gedeputeerde Staten formuleerde op advies van de Delta-commissie het volgende beleidspunt: " In het Deltaplan ontbreekt (in het



Figuur 2.3 Tracé t.p.v. de noordelijke toerit

kader van een vaste noord-zuid verbinding) tussen Colijnsplaat en Zierikzee een vaste verbinding. In aansluiting op deze verbinding is een overbrugging van de Westerschelde noodzakelijk." [Lit.7]

In 1956 laat Gedeputeerde Staten van de provincie Zeeland het Kabinet en de Tweede Kamer voor de eerste maal weten dat Zeeland een vaste oeververbinding wil. En dat is de start van wat een heel bureaucratisch project zal worden.

Zeeland geeft aanleg Scheldetunnel niet op

De provincie Zeeland heeft het besluit genomen dat de aanleg van de Scheldetunnel niet wordt opgegeven. Het is gebleken dat de overschrijdingskosten terug te krijgen. Ze vindt dat het nutsbedrijf daar dan maar gebruik van moet maken.

Proefboringen WOV begonnen

Maj: tunnel Westerschelde is van nationaal belang

Aanleg Westerscheldetunnel wordt steeds onzekerder

Aanleg Westerscheldetunnel wordt steeds onzekerder

Figuur 2.4 Collage van kranteartikelen

In 1964 komt in de correspondentie van de provincie Zeeland al de volgende zin

voor: "Het aantal bladzijden geschreven over een vaste verbinding, zal vermoedelijk de Westerschelde al kunnen overspannen"[Lit.8]. Nu in 1994 is het aantal bladzijden tot een zodanige omvang uitgegroeid dat zelfs het afdammen van de Westerschelde probleemloos zou lukken.

In 1966 komt de Tweede Nota Ruimtelijke Ordening uit. Hierin worden 3 tracés genoemd: Een bij Kruiningen, een bij Terneuzen en een bij Saaftinge. De keuze voor het type oeververbinding is dan nog niet gemaakt.

Een jaar later wordt de Stichting Vaste Oeververbinding Westerschelde geïnstalleerd. Doel van deze stichting : Het bevorderen van een centrale noord-zuidverbinding door Zeeland. In dat zelfde jaar zegt de Minister van Verkeer en Waterstaat dat in 1968 het tracé zal worden vastgesteld.

Inmiddels is ook een ambtelijke werkgroep bezig met het vraagstuk van een vaste verbinding over of onder de Westerschelde. In 1968 komt van hun hand een interimrapport uit. Hierin worden zes tracés voor een brug verbinding en vier voor een tunnel verbinding met elkaar vergeleken. Er wordt echter geen advies gegeven. De Minister geeft de voorkeur aan een tracé bij Kruiningen. De Provinciale en Gedeputeerde Staten van Zeeland gaan daar een jaar later mee akkoord. Door de Minister wordt een stuurgroep opgericht ter bestudering van de technische, de financieel-economische en de planologische aspecten.

Ondertussen sluiten Rijkswaterstaat en de Aannemerscombinatie Combinatie Westerschelde in 1971 een overeenkomst om samen een bestek te maken. Bovendien wordt een NV voor de realisatie van de WOV opgericht. Maar de minister stelt de bouw steeds uit. De oliecrisis in 1973, de economische stagnatie daarna en financiële tegenvallers bij ander tolprojecten, waardoor de regering huiverig wordt voor nog een tolproject, leiden tot nog meer uitstel.

In 1978 stemt de regering dan toe met de aanleg van een verbinding tussen Kruiningen en Perkpolder, mits in 1981 of eerder kan worden begonnen. De in 1971 opgerichte NV moet voor de bouw en de exploitatie gaan zorgen. Het blijft echter bij veel overleggen.

In 1983 meldt de nieuwe minister van Verkeer en Waterstaat, Smit-Kroes, dat de WOV in de kabinetsperiode die dan aanbreekt niet gerealiseerd zal worden. Deze afwijzing is mogelijk omdat in het vorige besluit een mogelijkheid tot heroverweging was opgenomen. En in plaats van een oeververbinding wordt een extra veerboot gebouwd.

In 1986 laait de interesse voor de WOV weer op. Er zijn dan ideeën voor een centraal tracé waarbij beide veerdiensten zouden kunnen worden opgeheven. De hele procedure begint weer opnieuw.

In 1 maart 1991 stelt Provinciale Staten van Zeeland de ligging van het tracé vast. Dit keer het tracé voor een brug-tunnelverbinding bij Terneuzen. Enkele dagen later stemt de minister hiermee in. Begonnen wordt met het uitwerken van deze variant. Er wordt een verbinding bedacht die bestaat uit een 50 meter hoge brug over de Everingen, de geul in de Westerschelde aan de kant van Zuid-Beveland, een kunstmatig eiland op de relatief hooggelegen Middelpaat en een afgezonken tunnel onder de Pas van Terneuzen, de geul aan de kant van Zeeuws-Vlaanderen. Echter België is het nog steeds niet helemaal eens met de keuze voor deze methode. Het plaatsen van de elementen bij een afgezonken tunnel zou de scheepvaart van en naar Antwerpen te veel belemmeren.

Ondertussen is de boortechniek steeds meer verbeterd. En is het technisch mogelijk een tunnel dwars onder de hele Westerschelde door te boren.

Half 1992 wordt door de Provincie Zeeland dan ook een plan gelanceerd om de WOV uit te voeren als een geboorde tunnel. Het tracé blijft grotendeels ongewijzigd.

Inmiddels is het 1994. Er wordt nog steeds alleen maar gepraat over de WOV, maar de aanneming dat binnen enkele jaren gestart wordt met de Westerschelde Oever Verbinding lijkt reëel. In Nederland zijn nog geen tunnels geboord met deze grote diameter en dit project is een mogelijkheid om ervaring op te doen.

Op 31 mei 1994 ondertekent de Minister van Verkeer en Waterstaat, May-Weggen een convenant tussen het Rijk en de provincie voor een geboorde WOV bij Terneuzen. Het ligt in de bedoeling dat de WOV in 2001 gereed is. Volgens May-Weggen is voor een geboorde tunnel gekozen omdat België een onbelemmerde vaart over de Westerschelde eist en om ervaring op te doen met het boren onder water. De Combinatie Middelpaat Westerschelde zal het project voor zo'n 1,1 a 1.2 miljard uitvoeren. Het Rijk zal gedurende 30 jaar 54 miljoen per jaar bijdragen. De provincie zo'n 4 miljoen per jaar. Het is de bedoeling zo'n 30 jaar tol te heffen [Lit.8]. Inmiddels wordt gezocht naar een maatschappij die zorg wil dragen voor de exploitatie van de tunnel.

De nieuwe minister van V en W, Jorritsma, heeft nu besloten dat in januari 1995 een besluit zal worden genomen². Of de Westerschelde tunnel zal worden aangelegd of er zullen nieuwe veerboten moeten worden aangeschaft.

Ofwel het is nu of de komende tientallen jaren niet meer.

² Inmiddels is het besluit weer uitgesteld tot sept 1995

2.3 Beschrijving van het boorproces

Het gedeelte van de Westerschelde Oever Verbinding dat onder de Westerschelde doorloopt zal, zoals eerder in dit hoofdstuk al beschreven, uitgevoerd worden als een geboorde schildtunnel. De lengte van het geboorde gedeelte zal ca. 6.5 km. bedragen. Er zullen twee tunnelbuizen geboord worden.

Aan de kant van Terneuzen doorboort het schild de Boomse kleilaag en dringt de daaronder liggende grofzandlagen binnen, waarbij met de volle waterdruk rekening moet worden gehouden. Behalve door de (zeer vaste) Boomse klei zal de tunnel ook grote gedeelten door middel-matige tot fijne zanden boren met een wisselend gehalte aan slib en klei. In het eerste en het laatste gedeelte van het traject zullen ook lemige zanden en kleilaagjes doorboord worden. Door de waarschijnlijk aanwezige geulen is een snelle overgang van verandering van de grondsoorten zelf bij het boren te verwachten.

Onder de Westerschelde zijn bodemzettingen niet van belang. Zettingen aan de oppervlakte t.g.v. het boren zijn alleen van belang onder de dijken en t.p.v. de tunnelportalen. Het boorfront zal over grote gedeelten ondersteund moeten worden. Alleen wanneer in de Boomse klei geboord wordt is geen ondersteuning noodzakelijk. De ondersteuning dient om instorting van het boorfront en daardoor sterke verstoringen van de bodemstructuur te voorkomen. Deze sterke storingen zijn om de volgende redenen ongewenst:

- a) Grote zettingen zouden namelijk kunnen leiden tot een overmatige specie afvoer, wat leidt tot een vertraging van het boorproces.
- b) Plaatsing van de tunnelementen kan bemoeilijkt worden. Er kan namelijk geen juiste druk meer aangewend worden bij de mortelinjectie omdat de mortel langs de schildmantel naar het boorfront kan vloeien.
- c) Door de zettingen kunnen "scheuren" ontstaan in het bodemmassief waardoor de water en luchtdoorlatendheid wordt vergroot en waardoor de werkkamer niet meer onder verhoogde luchtdruk kan worden geplaatst. Toegang tot de werkkamer is dan niet meer mogelijk.

Zonder boorfront ondersteuning vindt dus een ongecontroleerd boorproces plaats, waarbij vastlopen van de tunnelboormachine niet is uitgesloten. Het is daarom nodig dat het boorschild is uitgerust met een boorfront ondersteuning. Deze ondersteuning moet zodanig worden afgesteld dat slechts geringe storing in de natuurlijke bodemspanningen optreden.

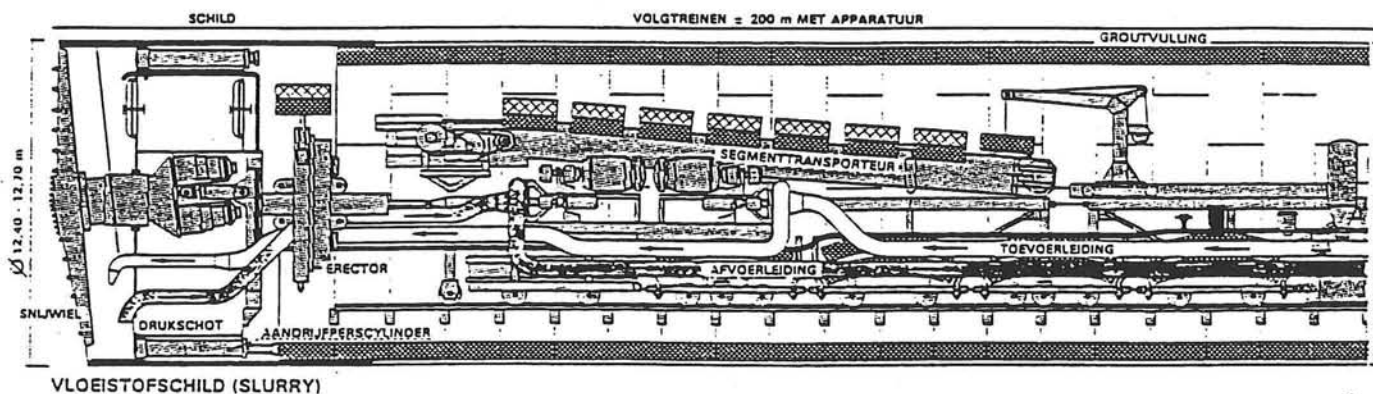
Er is, mede op grond van het bovenstaande, gekozen voor het boren van de twee tunnelbuizen onder de Westerschelde met het Wayss & Freytag Mixschild.

Dit type boormachine is in praktisch alle bodemsoorten toepasbaar wanneer een geschikte ondersteuningsvloeistof wordt gekozen. Het schild heeft een ster-vormig snijrad met zes armen. Dit snijrad dient voor het afgraven van de grond, maar speelt ook een rol bij de doorslagbeveiliging.

Op het rad bevinden zich beitels en schraapmesses om de grond af te graven. De open ruimtes tussen de spaken kunnen door platen praktisch volledig gesloten worden en leveren zo een extra ondersteuning van het boorfront. [Lit.9]

Er zijn drie verschillende modes waarin het schild kan werken:

a) Boren met steunvloeistof



Figuur 2.5 Boren met Steunvloeistof [Lit.10]

In de zand en kleilagen boven en de zandlagen onder de Boomse klei moet gerekend worden met waterdruk. Het front en de boorkamer zijn dan volledig gevuld met steunvloeistof. Deze steunvloeistof wordt d.m.v. een luchtkussen onder druk gehouden. De druk wordt zondanig geregeld dat de druk van de steunvloeistof tegen het boorfont iets groter is dan de heersende korrel en waterdrukken. Om het werken onder atmosferische druk in de boormachine mogelijk te maken wordt de boorkamer afgesloten van de rest van de boormachine. De afvoer van het grond/steunvloeistof mengsel vindt hydraulisch plaats. De spaken zorgen ervoor dat het mengsel in beweging blijft. In figuur 2.5 is een voorbeeld gegeven van een boormachine met steunvloeistof, oftewel een slurryschild.

b) Open "mode"

In de (zeer vaste) Boomse klei wordt gewerkt in de open mode. In de werkkamer heerst een atmosferische druk. Er is geen steunvloeistof aanwezig. In de as van de boormachine wordt een transportband geplaatst (figuur 2.6). Deze transportband vormt een open verbinding tussen het boorfont en de boormachine. Het door de snijrad afgegraven materiaal valt via openingen in de centrale as op een transportband. Bij serieuze waterdoorslag wordt de transportband

onmiddellijk uit de centrale as gehaald en wordt de as afgesloten met een luik.

- c) Verhoogde luchtdruk
Voor werkzaamheden kan het noodzakelijk zijn de boorkamer te betreden. De steunvloeistof in de boorkamer wordt dan (gedeeltelijk) vervangen worden door lucht onder verhoogde druk. Via een schutsluis in de bovenzijde van het schild (achter de duikwand) kan de boorkamer dan betreden worden.

De schildmantel wordt gevormd door drie delen, de boorbuis, de middenbuis en de staartbuis. De boorbuis loopt van het boorfront tot de drukwand. De drukwand vormt de afscheiding tussen de boorkamer (eventueel onder luchtdruk) en de rest van de tunnel (atmosferische druk).

In de boorbuis bevinden zich ook het snijrad en de duikwand, deze sluit de eigenlijke boorkamer af. De duik en drukwand vormen tevens de dwarsverstijving van de boorbuis. Achter de boorbuis bevindt zich de middenbuis deze loopt door tot de ringrib. In dit deel bevinden zich de afduwvijzels. totaal zijn er 56 vijzels rondom aangebracht. De ringrib is een stalen ring met een kruisvormige versterking, dat enerzijds de duwkracht van het snijrad opneemt en anderzijds de kracht van de erectorconsole en de boortrein. De staartbuis omvat de ruimte waarin de erector, het plaatsingsmechanisme van de betonnen tunnelementen werkt plus de laatst geplaatste ring.

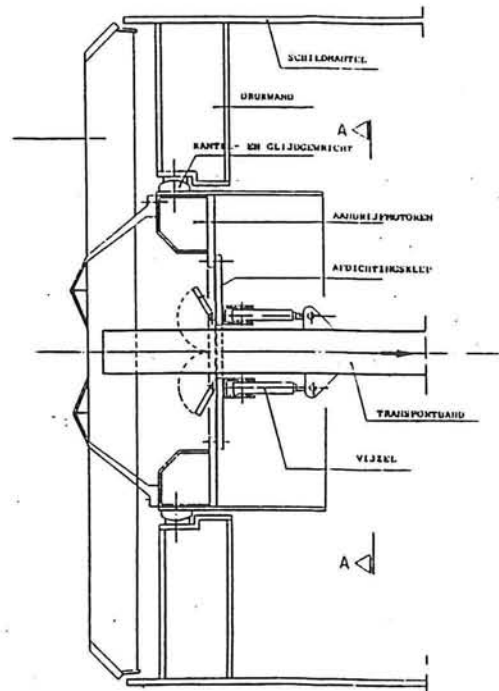
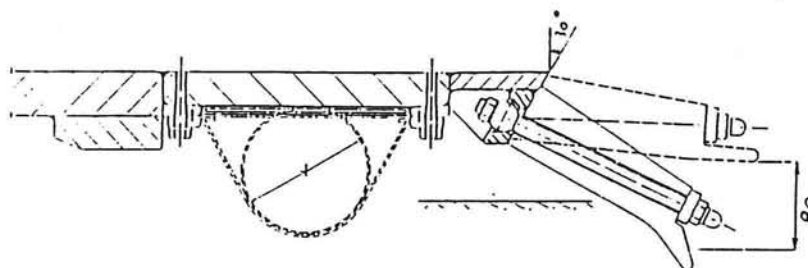


Fig. 2.6 Transportband in centrale as [Lit.9]



OPBLAASBARE HULPDICHTING UITWISSELBARE VERBINDING DICHTING TYPE S 1

Figuur 2.7 Constructie van de schildstaartvoeg [Lit.9]

tunnelementen en grond wordt vanuit de staartbuis geïnjecteerd.

Op het uiteinde van de deze staartbuis bevindt zich de schildstaartvoeg. Deze bestaat uit een rubberen afdichting met hulp-dichting. Deze hulp-dichting doet dienst bij het vervangen van de hoofdaf-dichting. (figuur 2.7) De ruimte tussen de

Voor het in bedrijf houden van het hele boorproces bevindt zich in de tunnel een boortrein met 6 volgwagens en een brug met een totale lengte van 240 meter. Het max. totaal gewicht bedraagt 1800 ton.

Tot slot volgen nog enkele karakteristieken.

De schildtunnel heeft de volgende afmetingen [Lit.9] :

- Betonnen ring

Binnendiameter	: 10.10 m.
Dikte prefabelementen	: 0.45 m.
Buitendiameter	: 11.00 m.
Breedte van een ring	: 2.00 m.
Indeling van een ring	: 7 + 1
Overbreedte van het schild t.p.v. staartvoeg	: 0.125 m.

complete ring weegt 12 ton

- Schild

Schilddiameter : 11.25 m.

Wegens fabricagetoleranties van de schildmantel, die conisch moet worden uitgevoerd, wordt de buitendiameter van het schild op 11.30 m. gesteld.

Het schild heeft een lengte van ongeveer 10.30 meter en weegt 1500 ton.

De max. vloeistofdruk bedraagt ca. 6 bar. Werken onder verhoogde luchtdruk is slechts toegestaan tot 3,5 bar overdruk. Wanneer bij deze grote overdruk de boorkamer betreden moet worden zullen speciale maatregelen getroffen moeten worden om dit mogelijk te maken.

Hoofdstuk 3 Probleemanalyse

3.1 Probleembeschrijving

De Westerschelde Oever Verbinding zal uitgevoerd worden als een geboorde tunnel. Bij het boren is altijd een bepaalde gronddekking boven de tunnel nodig. Deze gronddekking moet het opdrijven van de tunnel voorkomen en maakt het mogelijk de ruimte voor de boortunnel onder luchtdruk te zetten. Bovendien moet boven de tunnel nog een laag ongeroerde grond aanwezig zijn. Aan het begin en einde van het boorproces ligt de boortunnel, en daarmee de weg, hierdoor nog een bepaald aantal meters onder het maaiveld.

Er moet dus tussen de boortunnel en de weg door de polder een overgangsconstructie gerealiseerd worden. Deze constructie bevat de start- of ontvangtschacht voor de boormachine en toeritten van en naar de tunnel voor het verkeer.

Om de (bouw van deze) overgangsconstructie mogelijk te maken wordt aan het beginpunt op Zeeuws-Vlaanderen een polder gecreëerd waarbinnen bemalen wordt. Deze oplossing is mogelijk daar zich in Zeeuws-Vlaanderen op ongeveer NAP -20 m. Boomse klei bevindt. Deze kleilaag kan zeer goed als water afsluitende laag worden gebruikt.

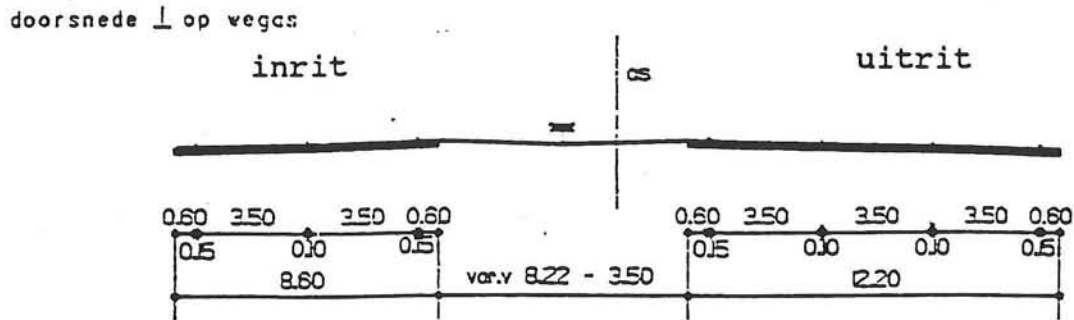
Op Zuid-Beveland, het eindpunt, ligt deze Boomse kleilaag echter op ongeveer NAP -60 m. Dit maakt het toepassen van een zelfde principe als op Zeeuws-Vlaanderen voor de realisatie van de toerit nagenoeg onmogelijk. Toch zal een bouwput ontworpen moeten worden waarbinnen zowel de ontvangtschacht voor de boortunnel als de toerit naar de tunnel kan worden gebouwd.

3.2 Probleemstelling

Om een aansluiting te maken tussen het geboorde gedeelte en de weg door de Ellewoutsdijkpolder moet een overgangsconstructie gebouwd worden met daarin de ontvangtschacht voor de boortunnel en de toerit voor het verkeer.

Op Zuid-Beveland is geen waterafsluitende kleilaag op "geringe" diepte aanwezig. Voor de bouw van de ontvangtschacht en de toerit zal dus een andere bouwmethode moeten worden uitgewerkt dan diegene die op Zeeuws-Vlaanderen is toegepast.

- [2] De uitrit op Zuid-Beveland dient aan de middenbermzijde voorzien te worden van een inhaalstrook. (Deze eis betreft natuurlijk eveneens Zeeuws-Vlaanderen.) De inhaalstrook dient te beginnen direct na het gesloten gedeelte van de tunnel en te eindigen op 200 meter voorbij het hoogste punt van de toerit. Het dwarsprofiel van de rijbaan over dit gedeelte is conform het geen is weergegeven in figuur 3.2.



Figuur 3.2 Dwarsprofiel van de rijbaan met inhaalstrook [Lit.4]

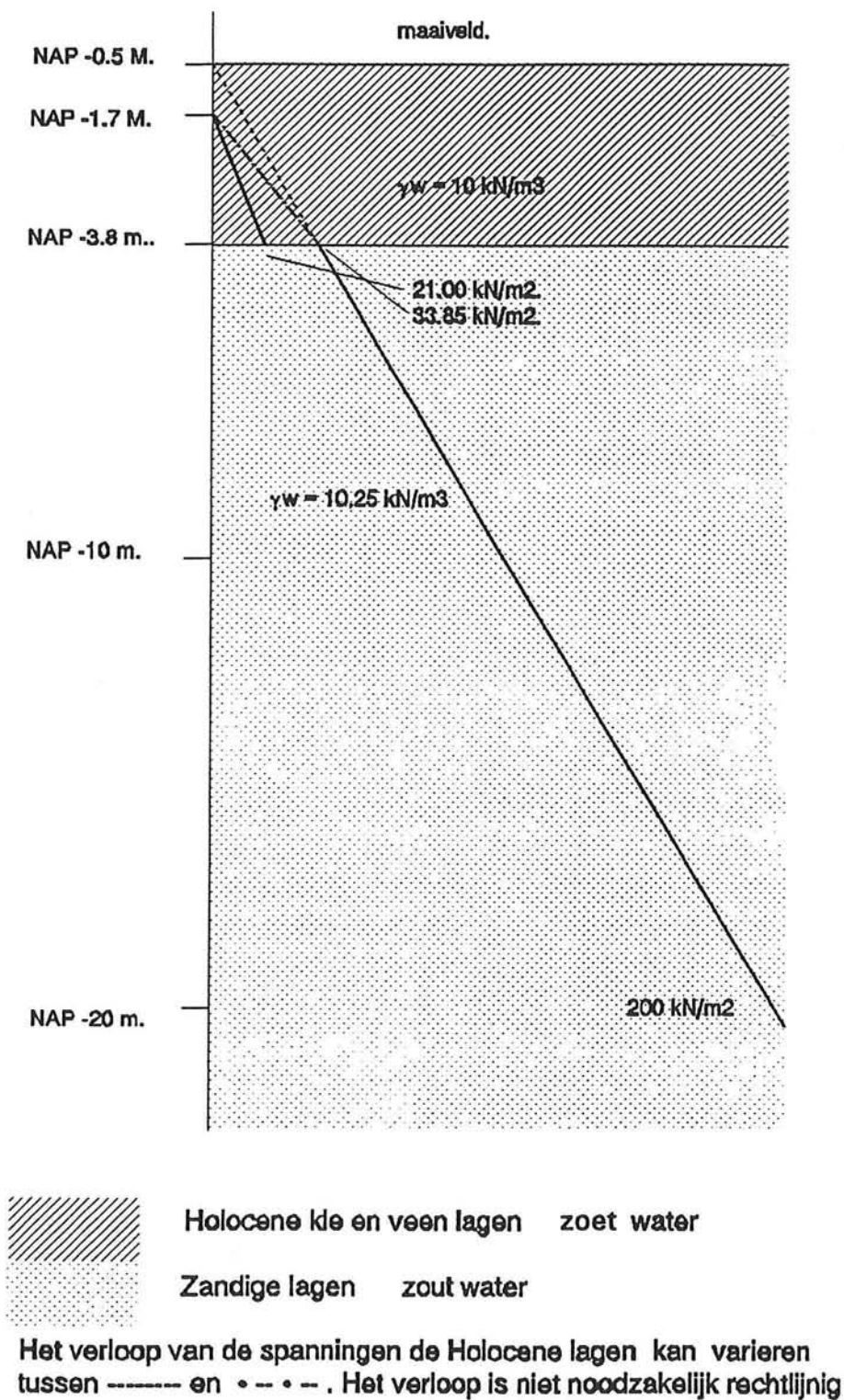
- [3] Daar waar de tunnel een verbinding vormt tussen een buitendijks- en een binnendijks gebied, dan wel tussen twee binnendijkse gebieden, moet rondom de binnendijkse inrit(ten) van de tunnel een dijk worden aangebracht met de zelfde overbelastingsfrequentie als de dijkringfrequentie. ($2.5 \cdot 10^{-4}$ /jaar)
- [4] Rekening houden met de eis dat de optredende zettingen en zettingsverschillen geen invloed mogen hebben op de vaste ligging en het functioneren van de waterkering tijdens de uitvoering en het gebruik van de tunnel
- [5] De veiligheid van de ringdijken moet te allen tijde gewaarborgd blijven.
- [6] Bij het ontwerp van onderdelen die in de eindfase hun functie blijven vervullen moet worden uitgegaan van een levensduur van tenminste 100 jaar.
- [7] De grondwaterstanden mogen niet worden beïnvloed tenzij wordt aangetoond dat een en ander geen schade oplevert.
- [8] In de Ellewoutsdijkpolder mag het polderpeil gedurende de zomer en winter niet lager komen dan NAP -1.70 m.
- [9] Bij het bepalen van de dwarsprofielen van de tunnel en de toeritten rekening houden met bouwtoeranties, alsmede met afwijkingen ten opzichte van het theoretisch profiel als gevolg van het boorproces, optredende vervormingen optredende zettingen en dergelijke.

- [10] Het gesloten gedeelte van de tunnelinritten moet, kijkend vanuit de boortunnel 40 meter eerder beëindigd worden dan het gesloten gedeelte van de tunneluitritten.
- [11] De inrit van de tunnel dient te worden voorzien van een lichtrooster dat aansluit op de overdekte tunnelingang. De lengte van dit rooster dient minimaal 100 m. te bedragen. Het rooster moet door gesloten zijwanden begrensd worden.

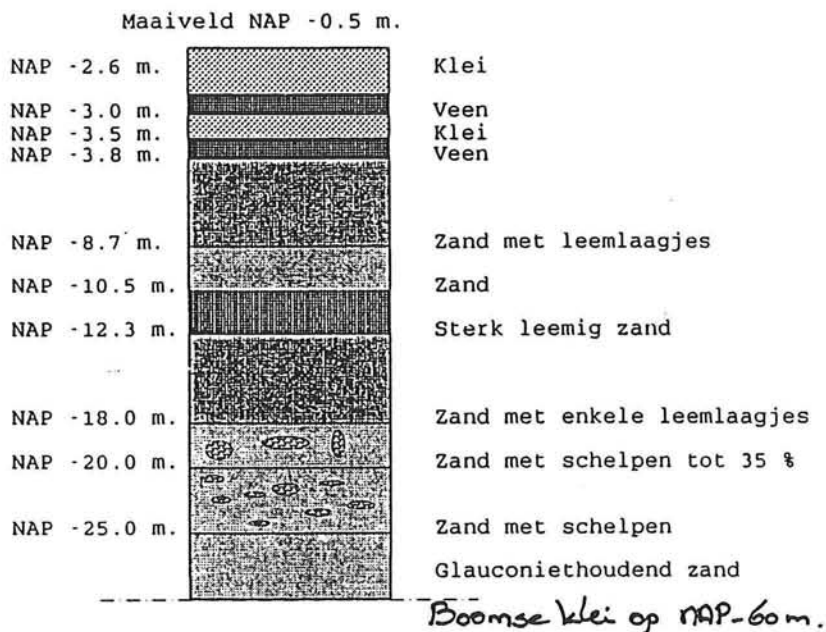
3.5 Uitgangspunten

In de situatiebeschrijving is aangenomen dat de WOV gebouwd wordt volgens de plannen zoals deze nu bekend zijn. Daar nog niet daadwerkelijk is besloten tot de bouw zal is de beschrijving dus in principe een uitgangspunt. Hiernaast zijn op de toerit nog de volgende uitgangspunten van toepassing :

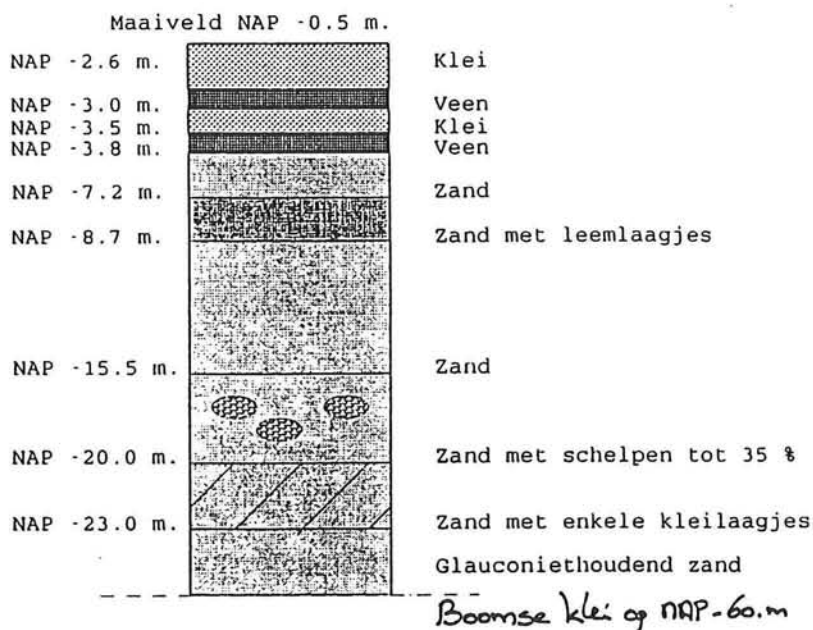
- [1] Het oorspronkelijke maaiveld ligt op NAP -0.50 m.
- [2] Het verloop van de grondwaterstand in het pakket klei en veen lagen is aangegeven in figuur 3.3. Ook het drukverloop van het spanningswater in de watervoerende zandlaag is aangegeven in deze figuur. In bijlage 2 is aangegeven hoe tot een verantwoorde aanname is gekomen. Aangenomen is dat het diepe grondwater een stijghoogte heeft van NAP - 0.50 m. Daar geen gegevens bekend zijn over de variatie van dit water met het getijverloop in de Westerschelde wordt aangenomen dat dit de max. stijghoogte van het grondwaterstand is.
- [3] Om het boorproces mogelijk te maken dient op de buitenkant van de tunnelboormachine minimaal een dekking van 2.50 m. ongeroerde grond aanwezig te zijn¹. [Lit.5]
- [4] De grondopbouw op de locatie van de toerit is slechts globaal bekend. De verschillende grondonderzoeken geven soms strijdige informatie. Daarom is besloten uit te gaan van twee mogelijke varianten voor de opbouw van de ondergrond. Deze zijn aangegeven in figuur 3.4. Hoe tot deze opbouw is gekomen is in Bijlage 1 uitgewerkt. Wanneer bij het vorderen van dit onderzoek meer gedetailleerde informatie nodig is zal op basis van eventuele nieuwe gegevens een nader profiel worden vast-gesteld.
- [5] De doorsnede van de boortunnel wordt aangehouden zoals afgebeeld in figuur 3.5. De onderlinge afstand tussen de twee tunnelbuizen bedraagt 12.00 m. gemeten vanaf de buitenkant van het boorschild. Bij het naderen van het caisson wordt deze afstand verkleind tot 6.50 m. [Lit.5]



Figuur 3.3 Geohydrologische schematisering

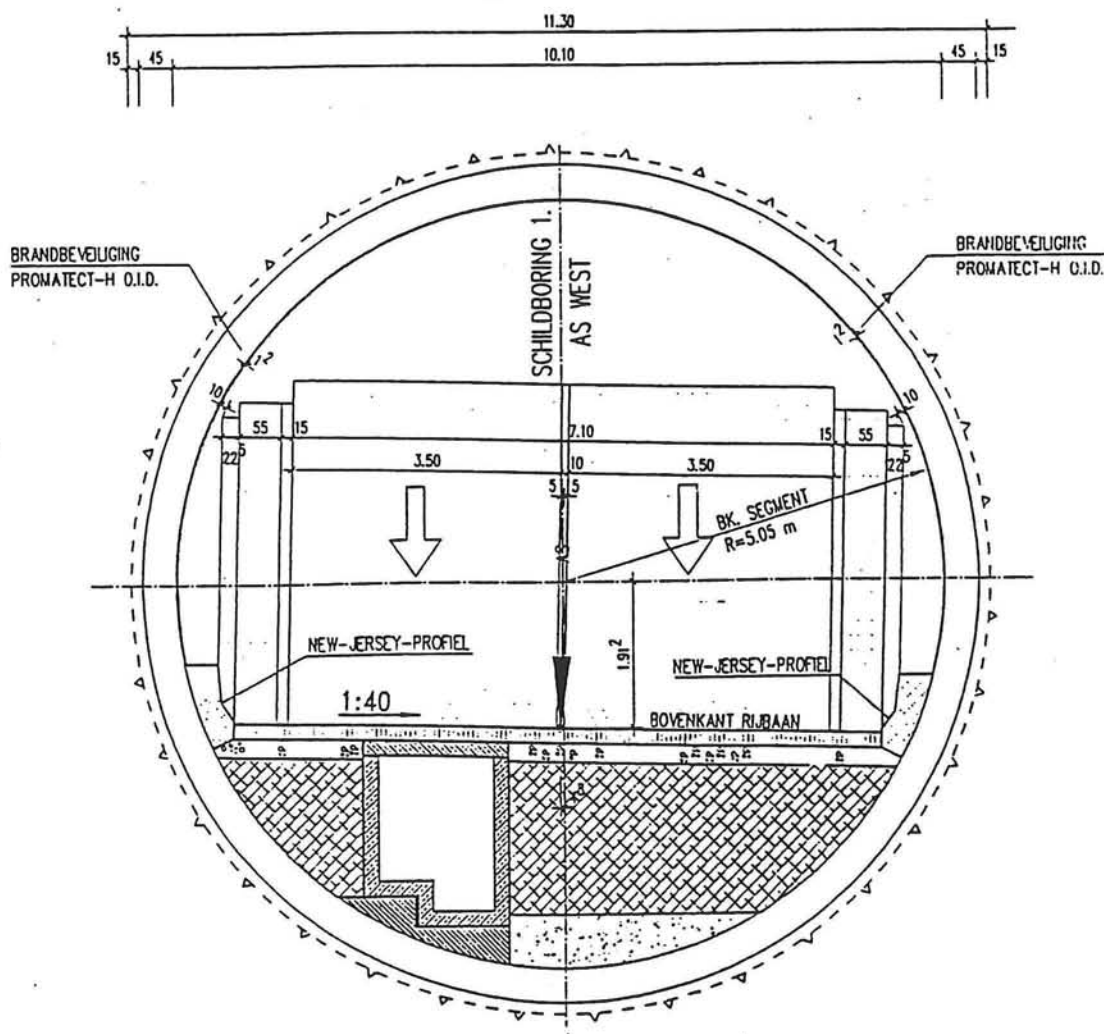


Grondopbouw A



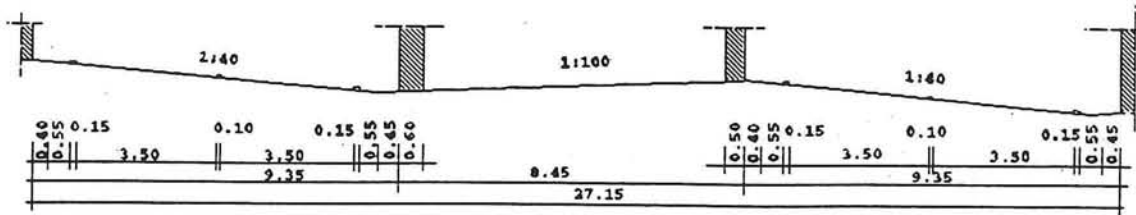
Grondopbouw B

Figuur 3.4 Grondopbouw

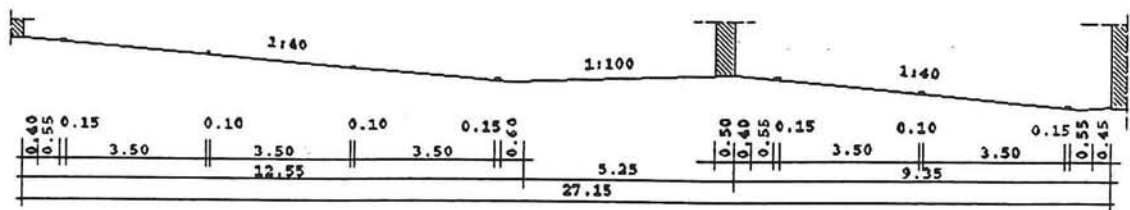


Figuur 3.5 Aangehouden doorsnede van de boortunnel[Lit.5]

- [6] De diverse dwarsdoorsneden van de weg zijn afgebeeld in figuur 3.6. Doorsnede II is de doorsnede die wordt aangehouden voor het gedeelte dat zich geheel in het gesloten gedeelte van de toerit bevindt. Zowel de inrit als de uitrit bestaan uit 3 rijstroken. De hoogte van het dak bevindt zich op 6.5 meter boven het wegdek (niet getekend) overeenkomstig uitgangspunt [10]. In Doorsnede III is de uitrit voorzien van een kruipstrook en is het dak beëindigd. Het dak voor de uitrit stopt namelijk zodra met de verbreding naar 3 rijstroken wordt begonnen. Boven de inrit bevindt zich nog wel een daglicht rooster. Wanneer deze beëindigd wordt, stopt ook de binnenmuur van de inrit. Doorsnede IV (figuur 3.7) geeft de doorsnede weer voor de weg in ophoging. Dit betreft het laatste gedeelte van de toerit wanneer de weg stijgt om over de dijk rond de toerit te kunnen lopen. De opstelplaats voor

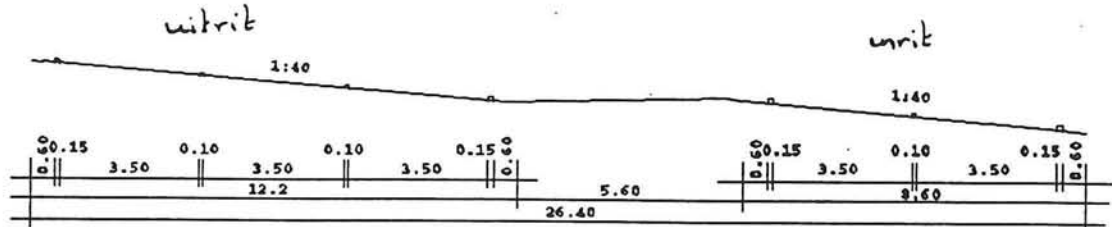


Doorsnede II



Doorsnede III

Figuur 3.6 Dwarsdoorsnede van de weg



Doorsnede IV

Figuur 3.7 Dwarsdoorsnede van de weg in ophoging

een bergingsvoertuig, wordt in dit ontwerp gesitueerd in de toerit tussen beide rijbanen, zodat bij calamiteiten snel gereageerd kan worden.

- [7] De dijk die, i.v.m. calamiteiten in de tunnel, om de toerit moet worden aangebracht heeft een hoogte van minimaal NAP 6.50 m. Zowel het binnen als het buiten talud hebben een helling 1:3. De kruin heeft een breedte van 5.00 meter. Aangenomen wordt dat op deze wijze aan randvoorwaarde [3] wordt voldaan.

- [8] Het bedieningsgebouw zal gesitueerd worden op het tolplein. Dit plein bevindt zich buiten het te beschouwen gebied.
 - [9] De afwijkingen bij het boren bedragen max. 10 cm. m.b.t. de straal van de gerealiseerde doorsnede.
 - [10] Het profiel van vrije hoogte in de toerit bedraagt tenminste 6.50 m. om de effectiviteit van de ventilatie niet te beïnvloeden.
-
- 1. De aanmener die de tunnel boort (Philip Holzmann) stelt dat deze dekking minimaal nodig is. Daar weinig gegevens over het boorproces voor handen zijn, is besloten deze eis over te nemen. Waarschijnlijk is het ook mogelijk opgebrachte grond door verdichten, stabiliseren of soortgelijke technieken geschikt te maken. Dit is niet verder onderzocht.

Hoofdstuk 4 Vertikaal alignement van de weg in de toerit

4.1 Inleiding

Daar in dit rapport de nadruk zal liggen op het ontwerp van een (optimale) bouwmethode van de toerit, is besloten het vertikaal alignement zo goed mogelijk over te nemen van het bestaande ontwerp. Echter in dit ontwerp wordt aan uitgangspunt [3]; een minimale dekking van 2.50 m. ongeroerde grond niet voldaan. In dit hoofdstuk zal het alignement zodanig worden aangepast dat wel aan alle gestelde eisen wordt voldaan.

4.2 Positie van het overgangspunt

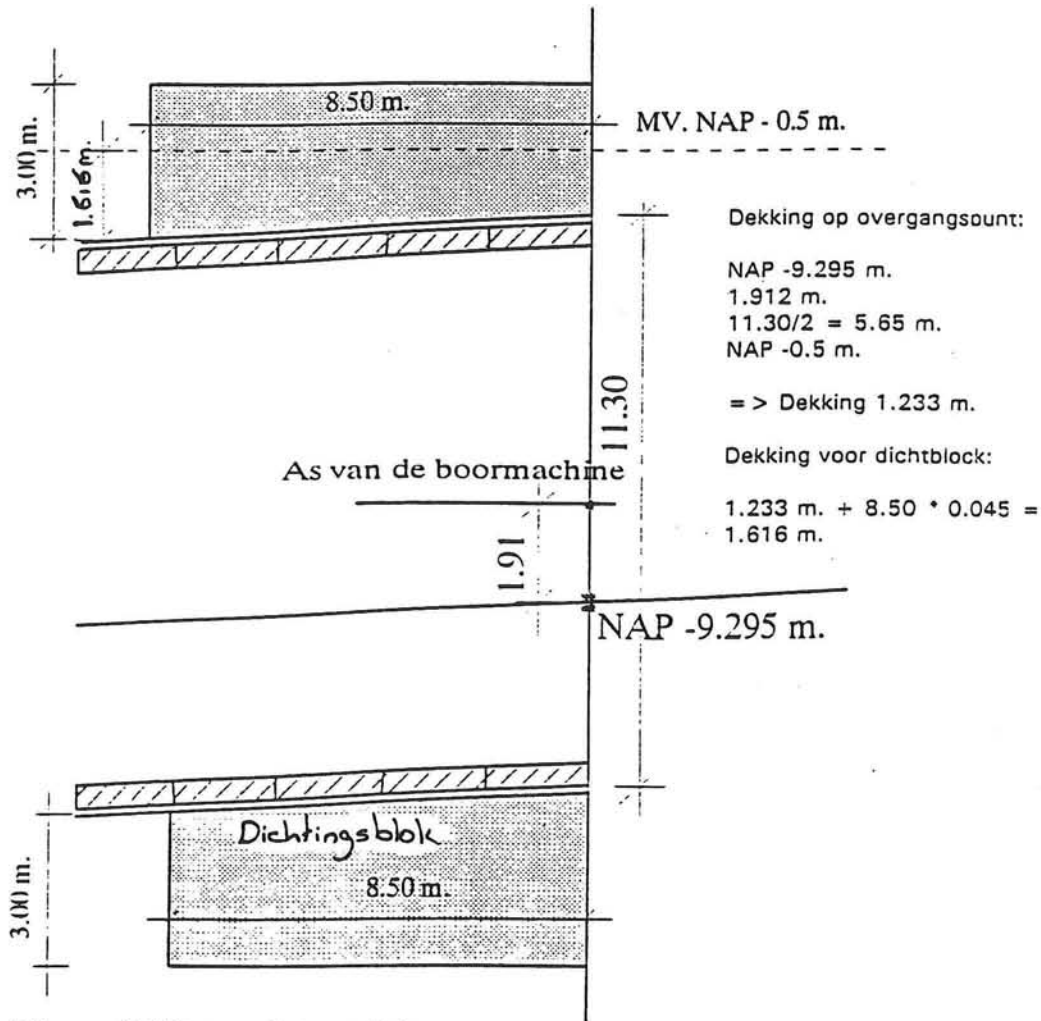
De positie van de tunnel wordt in vele gevallen bepaald door de eis dat de dekking boven de tunnel $> 1 * \text{Diameter}$ moet zijn. De exacte dekking hangt, ten eerste, af van de hoeveelheid tegendruk die de grond kan leveren om een blow-out bij het werken voor de boorkamer (met gebruik van luchtdruk) te voorkomen. Ten tweede is een bepaalde dekking nodig om het opdrijven van de tunnel tegen te gaan. Door de dekkingen die vereist zijn komt de tunnel vaak diep onder het maaiveld of de bodem van de waterweg te liggen. De diepe ligging van de tunnel zou verminderd kunnen worden door bestortingen (in het water) of grondophogingen (op land) toe te passen.

In de situatie in en onder de Everingen zijn deze voorwaarden niet maatgevend. Wel maatgevend is de voorwaarde dat boven de boortunnel minimaal 2.50 m. ongeroerde grond vereist is (uitgangspunt[3]). In figuur 4.1 zijn twee punten aan te wijzen waarbij de bovenstaande eis maatgevend was en die dus het vertikaal alignement van de boortunnel vastleggen.

Het eerste punt ligt in de Everingen. Ten opzichte van de diepste omhullende tussen 1955 - 1990 is een dekking van 3 meter ongeroerde grond aangehouden (figuur 4.1). Vanwege de onzekerheid over de exacte ligging van het profiel onder water is, boven op de vereiste 2.5 m, een extra dekking van 0.5 m. aangehouden. Dit punt en het maximale helling percentage van 4.5% bepalen het vertikaal alignement van de boortunnel. Om voldoende tegendruk te realiseren zijn in de Everingen bestortingen voorzien.

Het tweede punt ligt op het einde van het boorproces. In het bestaande ontwerp is besloten het boorproces, bij een zo steil mogelijk alignement, zover mogelijk door de zetten. Dit om de bouwput voor de toerit zo ondiep mogelijk te houden en toch een zo kort mogelijk boortraject te verkrijgen. De overgang op de toerit dient dus ook plaats te vinden op het punt waar de dekking door ongeroerde grond 2.50 m. bedraagt.

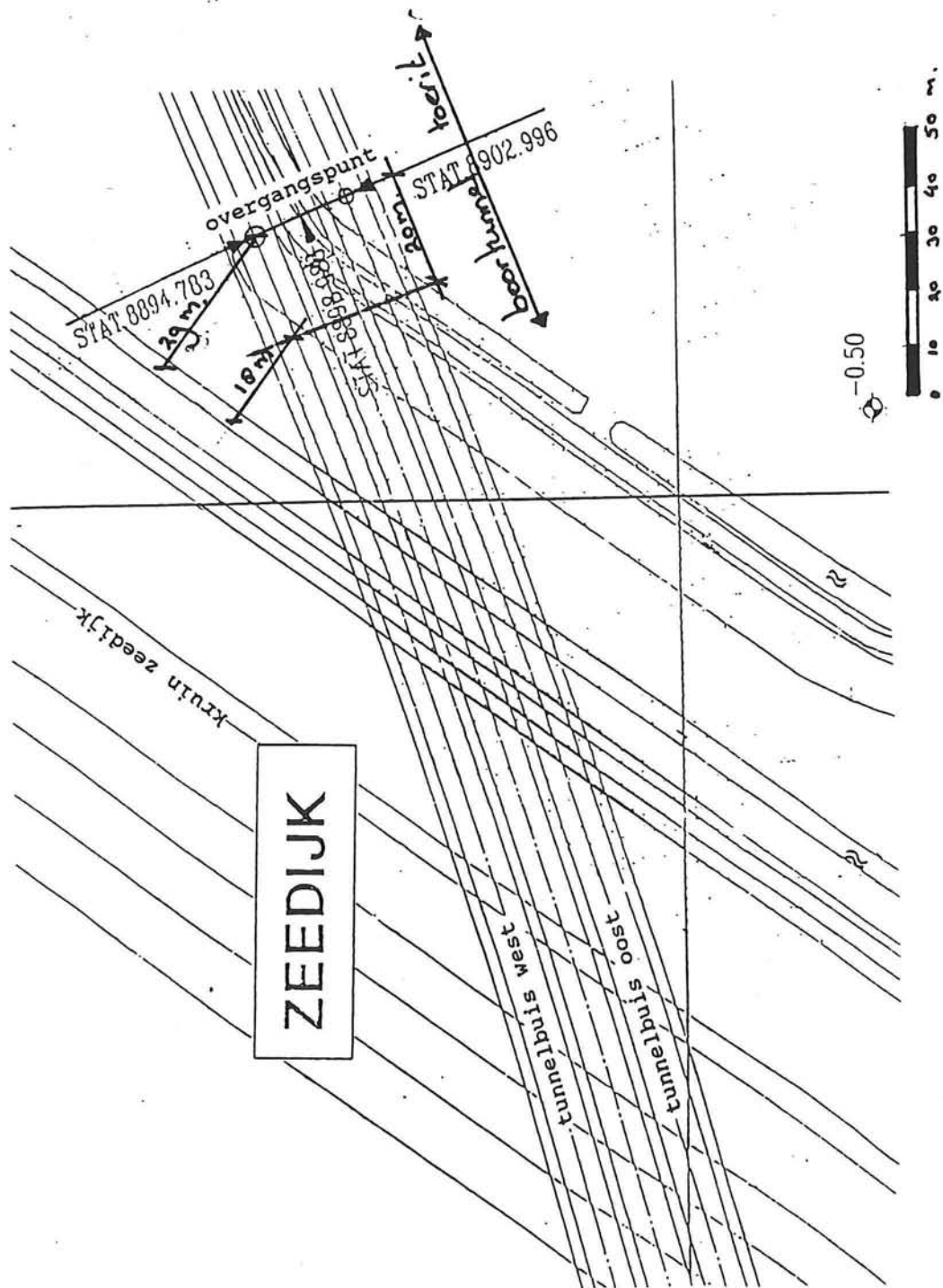
Wanneer men echter de bestaande ontwerptekeningen beschouwd [Lit.5] blijkt dat de dikte van de laag ongeroerde grond minder dan 2.50 m. bedraagt. De overgang naar de toerit vindt in het oorspronkelijke ontwerp plaats op het punt waar de oost-as van de weg ligt op NAP - 9.295 m. (Dit is de hooggelegen oost-buis, de west-as ligt, zoals vermeld in paragraaf 4.3, 0.209 m. lager.) In figuur 4.2 is af te lezen dat dekking van ongeroerde grond slechts 1.616 m. bedraagt.



Figuur 4.2 Dekking op de tunnelbuis

Om aan de eis van 2.50 m. dekking van ongeroerde grond te voldoen moet de as van de weg 0.885 m lager gesitueerd worden. Hiertoe zijn twee opties:

- Het vertikaal alignement van de boortunnel blijft gehandhaafd. Het overgangspunt wordt hierlangs verschoven. het overgangspunt dient 0.885 m. verlaagd te worden; Daartoe moet dit punt $0.885 / 4.5 \% = 19.667$ m. verschoven worden in de richting van de dijk.
- Het vertikaal alignement van de boortunnel wordt aangepast. Het overgangspunt blijft hierbij op dezelfde positie.



Figuur 4.3 Positie overgangspunt; Bovenaanzicht

In figuur 4.3 is de positie van het overgangspunt afgebeeld. Op dit punt gaat de boortunnel over in de toerit. Af te lezen valt dat de afstand van de as van de

westelijke tunnelbuis slechts 29 meter van de voet van de dijk ligt. Wanneer dit overgangspunt langs de wegas zo'n 20 meter in de richting van de dijk wordt verplaatst bedraagt de afstand tot de dijk slechts 18 meter. Dit houdt in dat dicht achter de dijk een ontgraving van meer dan 15 meter gerealiseerd moet worden (onderkant tunnelbuis is bepalend voor ontgravingsdiepte).

Aanpassingen van het alignement van de boortunnel zijn vrij eenvoudig te realiseren. Tussen het diepste punt van de boortunnel onder de Everingen en het gedeelte van het traject dat met een maximaal toegestaan hellingspercentage van 4.5% omhoog loopt zit nog een gedeelte dat een hellingspercentage heeft van 0.5% (zie figuur 2.2). Door dit deel met een iets flauwere helling te ontwerpen kan de wegas op het overgangspunt verlaagd worden zonder dat de overgangspositie verplaatst wordt.

Theoretisch is het ook mogelijk om het hellingspercentage van het laatste gedeelte (4.5%) iets te verkleinen, waardoor het boortracé flauwer omhoog loopt. Dit heeft echter als nadeel dat hierdoor ook de toerit langer zou worden. Deze verlenging komt dan nog eens bovenop de verlenging die al noodzakelijk is vanwege de diepere ligging van het overgangspunt.

Om een goed afgewogen keuze te kunnen maken tussen enerzijds de risico's (en de kosten ter voorkoming van deze risico's) van een ontgraving dicht achter de dijk en anderzijds de verlaging van de kosten vanwege, het 20 meter kortere boortraject, moeten de kosten van beide mogelijkheden bepaald worden. Dit valt echter buiten het kader van dit afstudeerverslag. De afweging is daarom op basis van technische criteria gemaakt.

Om de stabiliteit van de dijk niet extra in gevaar te brengen is besloten de positie van het overgangspunt, zoals aangegeven in figuur 4.3, te handhaven. Het vertikaal alignement van de boortunnel zal dus aangepast moeten worden. Een bijkomend voordeel is dat de minimale dekking van ongeroerde grond (3.00 m) op het kritische punt door deze verplaatsing vergroot wordt tot bijna 4 m.

In principe kan de overgang ook voor de dijk plaatsvinden. Wanneer hiervoor gekozen zou worden betekent dat, dat de bestaande waterkering (tijdelijk) omgelegd moet worden. Dit brengt hoge kosten met zich mee. Deze oplossing is alleen aantrekkelijk wanneer het passeren van de boortunnel onder de dijk leidt tot grote zettingen en stabiliteitsverleis van de dijk. Met de huidige boormethoden is de kans hierop echter zeer gering. De stabiliteit van de dijk tijdens het boorproces moet wel aangetoond worden.

4.3 Positie van de weg in de toerit

In paragraaf 4.2 zijn de positie van het overgangspunt en het vertikaal alignement van de wegas bepaald. In deze paragraaf wordt de positie van de weg in de toerit bepaald. De weg in de toerit ligt zowel in het verticale als het

horizontale vlak gekromd. Wat betreft het horizontaal alignement ligt de weg in dit gedeelte in een constante kromming ($R = 1500$ m.; zie figuur 2.3). Het vertikaal alignement gaat in de toerit over van een hellingpercentage van 4,5% naar een horizontale ligging op de top van de kanteldijk. (figuur 2.2 toerit Noord)

Het horizontaal alignement van de weg is moeilijk aan te geven. De weg bestaat in feite uit twee delen. De inrit die naar de westelijke tunnelbuis loopt en de uitrit, die uit de oostelijke tunnelbuis komt. De kromming is aangegeven t.o.v. de midden-as van de totale weg. De uitrit (as oost) zal dus een grotere boog, $R > 1500$ m., beschrijven dan de inrit (as west), $R < 1500$ m. Ook het vertikaal alignement is moeilijk exact te bepalen. De overgang van het maximale hellingpercentage (4,5%) naar de top van de kanteldijk vindt plaats via een overgangsboog. Wanneer echter het exacte verloop wordt beschouwd dan is, om een goede overgang tussen een rechtstand en een overgangsboog te krijgen, een clotoïde nodig.

Wanneer al deze invloeden meegenomen zouden worden bij het bepalen van de wegligging zou dit leiden tot een in deze fase nodeloos complexe berekening. Daarom is, ten eerste, besloten de wegligging te bepalen ten opzichte van de centrale as. Voor de boogstraal wordt aangehouden $R = 1500$ m. Ten tweede wordt bij het bepalen van het vertikaal alignement de clotoïde verwaarloosd. Aangenomen wordt dat het hoogteverschil tussen as west en as oost constant blijft. Het hoogte verschil over de hele toerit bedraagt, gelijk als bij het overgangspunt 0.209 m. Voor een globaal ontwerp van de toerit is het wegverloop op deze wijze voldoende nauwkeurig benaderd.

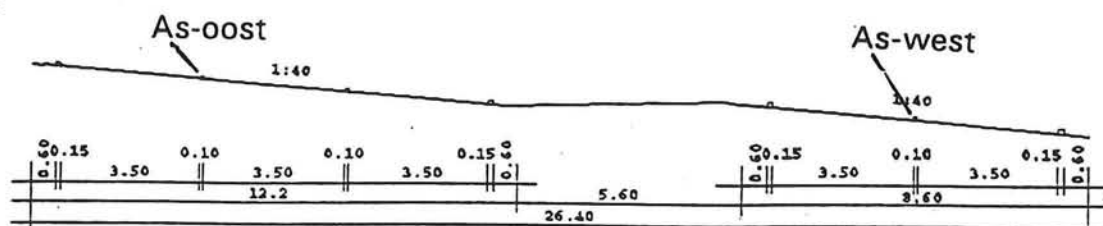
Bij een dekking van 2.50 m. ongeroerde grond ligt de bovenkant van de weg t.p.v. het overgangspunt op :

As oost :	As west:
NAP -10.189 m.	NAP -10.389 m.
Hoogteverschil tussen as-oost en as-west : 0.209 ³ m.	

De weg bereikt zijn hoogste punt op de top van de kanteldijk (Hellingpercentage 0%) Het laagste punt van de wegdoorsnede moet daarbij op minimaal NAP + 6.5 m. liggen. In de uitgangspunten is de doorsnede van de weg aangenomen zoals in figuur 4.4 is afgebeeld. In deze figuur is tevens de hoogte van de wegassen aangegeven.

Het horizontaal en vertikaal alignement worden ten opzichte van de midden as bepaald. Daartoe wordt als fictieve hoogte het gemiddelde van as-west en as-

³ Het hoogte verschil tussen as west en as oost is overgenomen van het bestaande ontwerp.



$$\text{As-oost} : 6.5 + (0.60 + 0.15 + 3.5 + 0.1/2)/40 = 6.608 \text{ m.}$$

$$\text{As-west} : 6.608 + 0.209 = 6.817 \text{ m.}$$

Figuur 4.4 Ligging van de wegassen

oost genomen. Daar de verkanting van de weg niet over de hele dwarsdoorsnede gelijk is kan de werkelijke positie hier van afwijken.

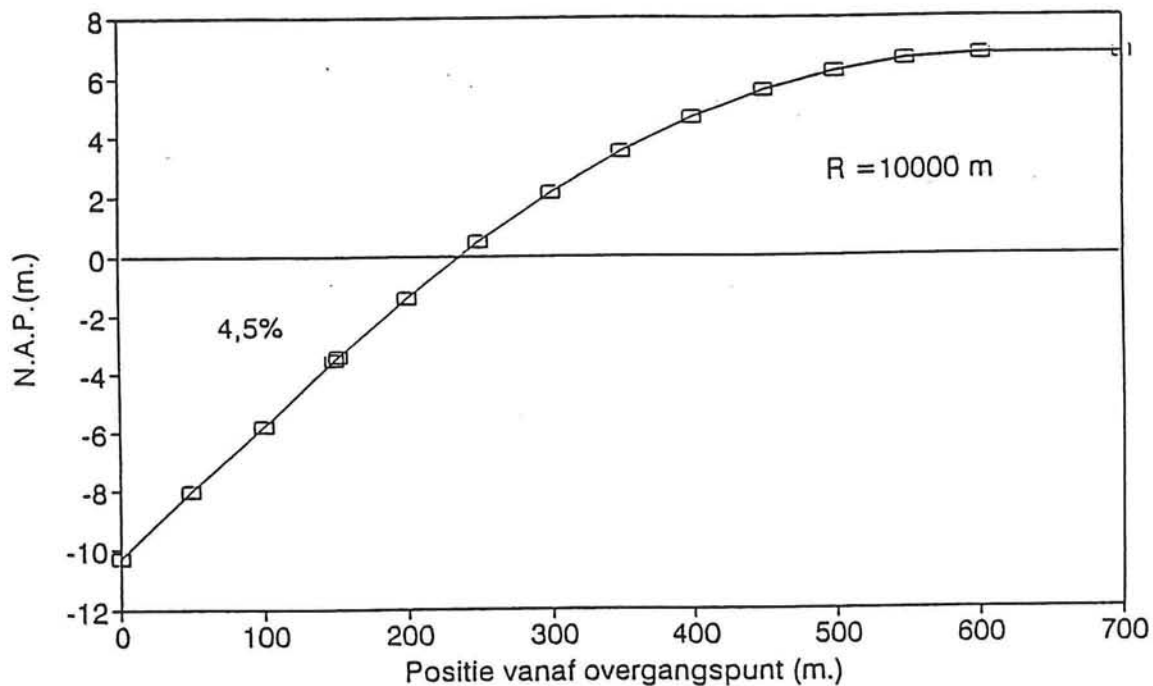
Op basis van deze gegevens is in bijlage III de wegligging benaderd. In figuur 4.5 is het fictief vertikaal alignment van de midden as in een grafiek weergegeven. En in tabel 4.1 zijn de waarden afgebeeld. Als oorsprong ($X=0$) het overgangspunt aangehouden. Als x-as is de midden as aangehouden. $X = 700$ m. is de top van de kanteldijk.

De ligging van de midden as, as-west en as-oost is in tabel 4.1 afgebeeld. As west ligt $0.209/2 = \pm 0.1$ m. onder de middenas en as oost ligt er ± 0.1 m. boven.

Afstand tot X=0 (m.)	0	50	100	150	153.05	200	250	300
As-gem. NAP m.	-10.28	-8.03	-5.78	-3.53	-3.40	-1.40	0.49	2.13
As-west NAP m.	-10.39	-8.14	-5.89	-3.64	-3.50	-1.50	0.35	2.03
As-oost NAP m.	-10.18	-7.93	-5.68	-3.43	-3.29	-1.29	0.60	2.24

Afstand tot X=0 (m.)	350	400	450	500	550	602.6	700
As-gem. NAP m.	3.52	4.66	5.55	6.19	6.57	6.71	6.71
As-west NAP m.	3.42	4.56	5.44	6.08	6.47	6.61	6.61
As-oost NAP m.	3.63	4.76	5.65	6.29	6.68	6.82	6.82

Tabel 4.1 Positie van de wegassen



Figuur 4.5 Vertikaal alignement midden-as

Hoofdstuk 5 Ruimtelijk ontwerp

5.1 Berekening van de bouwputlengte

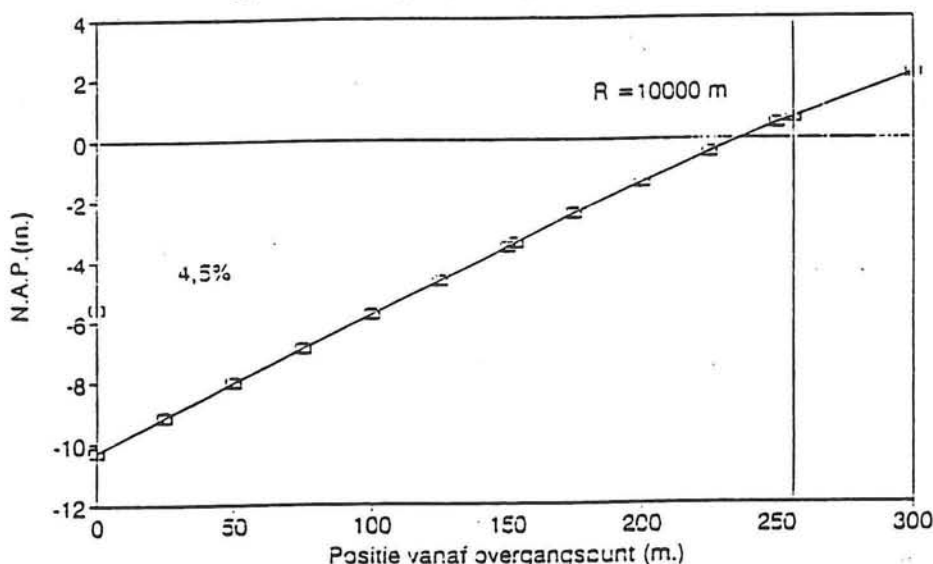
In dit rapport zal alleen het gedeelte van de toerit worden bestudeerd waar het grondwater invloed heeft op het ontwerp. De maximale stijghoogte van het spanningswater is aangenomen op NAP -0.5 m. (uitgangspunt [3], paragraaf 3.5) In ver-band met de werkbaarheid wordt de grondwaterstand 0.5 m. onder de bouw-kuipbodem aangehouden. Voor de constructiedikte van de weg is voor dit ge-deelte 0.5 m. genomen. Dit houdt in dat alleen het gedeelte waar de bovenkant weg op NAP +0.5 m. ligt tot het overgangspunt van de toerit naar de boor-tunnel wordt beschouwd. Het gedeelte tot de bovenzijde van de kanteldijk zal aangelegd worden op een grondophoging en zal hier verder niet worden bestudeerd.

Als einde van het onderzoeksgebied wordt dus aangehouden:

Laagste punt : NAP +0.500 meter
 As west : NAP +0.608 meter
 As oost : NAP +0.817 meter

In de tabel die het vertikaal alignement van de weg aangeeft (paragraaf 4.3) is af te lezen dat de bouwput lengte dan 256 meter bedraagt.

Weg in ontgraving, alignement



Figuur 5.1 weg in ontgraving, alignement

In figuur 5.1 is het verloop van de weg in de bouwkuip nog eens afgebeeld. Bij het analyseren van de verschillende bouwmethoden wordt de kromming van de weg in het horizontale vlak verwaarloosd.

5.2 Ruimtelijk ontwerp van de toerit

Voordat de bouwmethoden kunnen worden bepaald zal eerst de doorsnede van de toerit zelf nader worden beschouwd. Allereerst wordt het gedeelte buiten de ontvangtschacht beschouwd. De lengte van de ontvangtschacht wordt op 25 meter gesteld. Het gedeelte dat in deze paragraaf wordt bestudeerd loopt dus van $x = 25$ meter tot $x = 256$ meter. Het diepste punt van de weg ligt op NAP -9.3 m. zoals af te lezen valt uit tabel 5.1.

Tabel 5.1	meter	laagste punt (m.)	As west (m.)	As oost (m.)
begin	$x = 25$	NAP -9.370	NAP -9.263	NAP -9.054
einde	$x = 256$	NAP 0.500	NAP 0.608	NAP 0.817

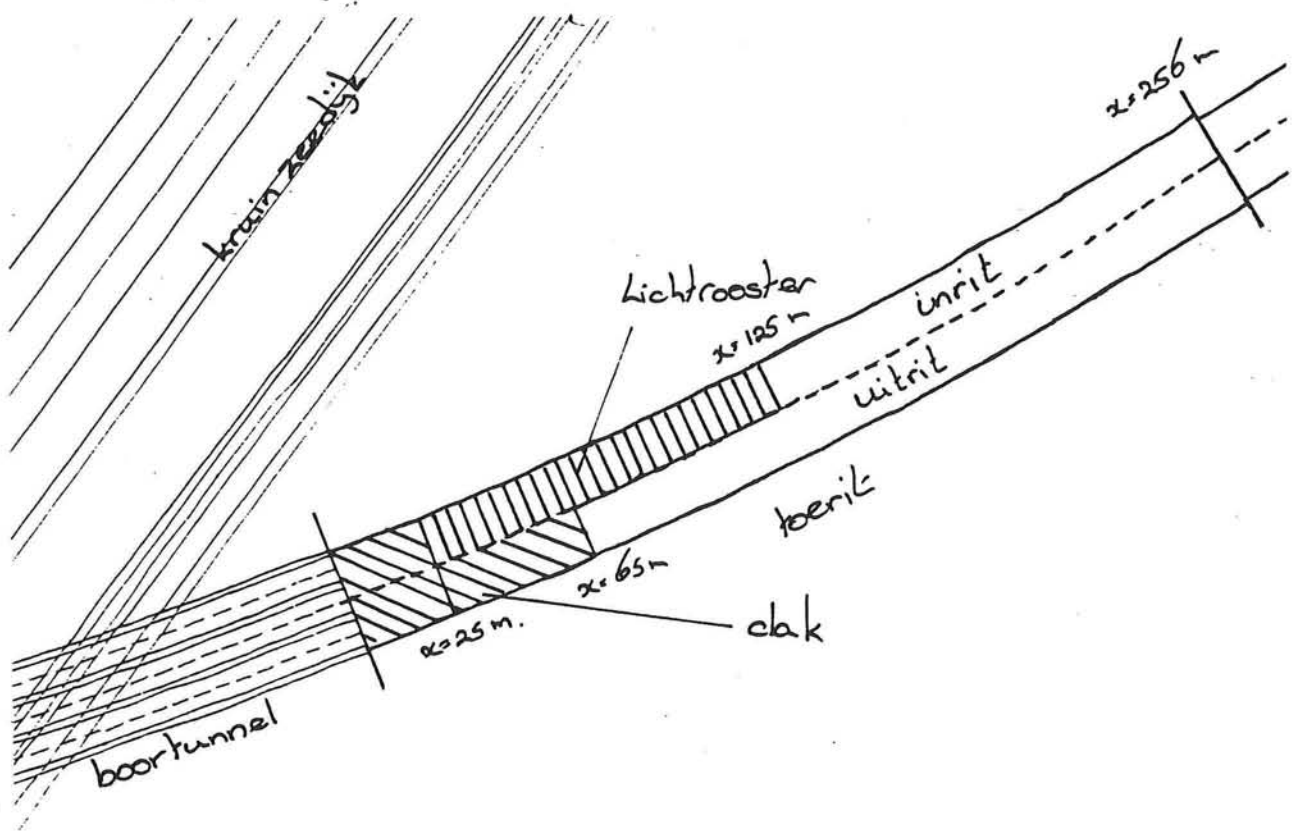
De wegbreedte in de toerit (zowel in als uitrit) bedraagt 27.15 m. Rekeninghoudend met de wanddikte en de benodigde werkruimte wordt de bouwkuipbreedte op 30 meter gesteld.

Verder gelden de volgende eisen:

- Gesloten gedeelte van de *in*rit dient min. 40 meter langer te zijn dan het gesloten gedeelte van de *uit*rit. Dit ter voorkoming van circulatie van de vervuilde lucht in de tunnel. (RVW [10])
- Lengte daglichtrooster min. 100 meter. Dit rooster dient aangebracht te worden boven te tunnel*in*rit. (RVW[11])
- Minimale vrije ruimte 6.50 meter. Bij deze hoogte wordt ventilatie niet verstoord. Uitgangspunt [10])

Gesteld wordt dat de ontvangtschacht volledig gesloten wordt uitgevoerd. Dit heeft als voordeel dat er op deze manier een goede overgang kan plaatsvinden van het ronde tunnelprofiel naar het rechte profiel van de wegbak. Bovendien kan het dak en de daarbovenop liggende grond fungeren als ballast in de eindsituatie.

Direct na de ontvangtschacht ($x = 25$ m.) kunnen de daglichtroosters worden aangebracht boven de *in*rit. Het gesloten gedeelte van de *uit*rit moet dan nog 40 meter voort gezet worden. In figuur 5.2 is in een bovenaanzicht van de toerit de gesloten delen afgebeeld.



Figuur 5.2 Begrenzing dak en lichtrooster

Bij beëindiging van het dak boven de uitrit geldt ($x = 65$ m. zie ook figuur 5.3a):

Hoogste punt as-west op $x = 25$ m.	: NAP-	8.94 m.
Vrije ruimte	:	6.50 m
Stijging : $0.045 * 40$ m.	:	1.80 m.
Stel constructie hoogte	:	1.00 m.
		====
Bovenkant dak na 40 meter	: NAP +	0.36 m.

Bij beëindiging van de daglichtroosters geldt ($x = 125$ m.)

Hoogste punt as-oost op $x = 25$ m.	: NAP-	9.15 m.
Vrije ruimte	:	6.50 m.
Stijging over 100 m. : $100 * 0.045$:	4.50 m.
Stel constructiehoogte	:	0.50 m.
		====

Bovenkant daglichtrooster na 100 m. : NAP + 2.35 m.

Om de daglichtroosters te kunnen bevestigen moeten de wanden van de inrit doorlopen tot ongeveer NAP + 2.50 m. Besloten is om tot $x = 125$ m., dus totdat de daglichtroosters eindigen het maaiveld, na voltooiing van de constructie, op te hogen tot NAP + 2.50 m. De wanden van de constructie moeten dus minimaal tot deze hoogte doorlopen en hoeven niet aangepast te

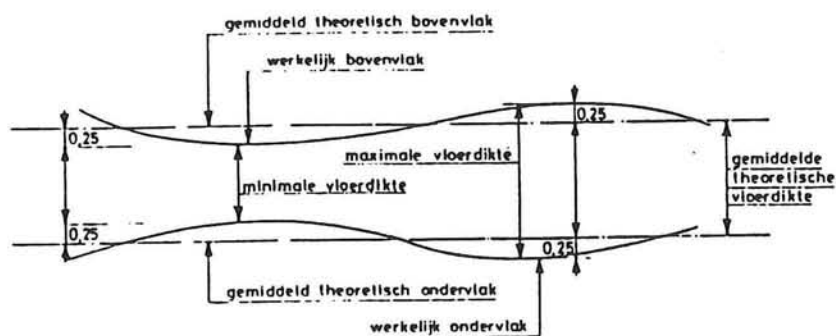
worden aan de steeds hoger lopende daglichtroosters. Deze roosters kunnen eventueel geïntegreerd worden in een stempelconstructie. Boven de uitrit zouden wanneer dit voor de constructie noodzakelijk is ook stempels kunnen worden aangebracht.

In figuur 5.3 zijn de doorsnede op $x = 65$ m. en $x = 125$ m. getekend.

Bij het bestuderen van de verschillende bouwmethoden is het belangrijk een indruk van de buitenafmetingen van de constructie te hebben. Echter voor de wegbak constructie zijn talloze mogelijkheden. Om bijvoorbeeld te voorkomen dat de wegbak in de eindsituatie opdrijft kan gedacht worden aan trekpalen, gewichtsconstructie, oren aan de constructie e.d.

Om de verschillende bouwmethoden te vergelijken is in eerste instantie uitgegaan van drie basisconstructies:

- Een vloer van 0.5 m. dikte, toe te passen bij de vliesconstructie
Omdat de waterstand binnen het vlies kunstmatig gereguleerd wordt kan de weg direct op het zand worden aangelegd.
- Een U-bak met een vloer en wanden van 1.0 m. dikte en trekpalen.
Wanneer onderwaterbeton (met trekpalen), als waterafsluitende laag toegepast wordt dan wordt voor deze laag een gemiddelde theoretische vloerdikte van 1.5 m. aangehouden.
- Wanneer gewapend onderwaterbeton toegepast wordt kan deze laag de bodem van de toerit vormen. Ook voor deze laag wordt een gemiddelde theoretische vloerdikte van 1.5 m. aangehouden. Op deze manier wordt een effectieve vloerdikte van 1 m. bereikt (figuur 5.4). Doordat de constructieve laag niet noodzakelijk is kan de ontgravingsdiepte met 1 ongeveer één meter worden gereduceerd. Wel moet, na het droogpompen van de bouwkuip, nog een uitvullaag aangebracht worden om een vlakke vloer te realiseren. Voor de wanden wordt een dikte van 1.0 m. aangehouden.



Figuur 5.4 Theoretische ontwerpmaten en toleranties gewapend onderwaterbeton [Lit.11]

5.3 Ruimtelijk ontwerp van de ontvangtschacht

Nadat in de vorige paragraaf de afmetingen van een groot deel van de toerit zijn bepaald zal in deze paragraaf specifiek de ontvangtschacht worden bestudeerd.

5.3.1 Functie van de ontvangtschacht

Voordat de ontvangtschacht gedimensioneerd wordt zal eerst geanalyseerd worden wat de functie is van de ontvangtschacht.

Uitgangspunt [3], paragraaf 3.5, stelt dat om het boorproces mogelijk te maken minimaal een laag ongeroerde grond van 2.50 m. bovenop de buitenkant van de tunnelboormachine aanwezig moet zijn. Een extra grondophoging daarbovenop is enerzijds noodzakelijk om het opdrijven van de tunnel tegen te gaan, anderzijds om een blow-out bij het onder luchtdruk zetten van de boorkamer te voorkomen.

Uitgangspunt [3] is mede bepalend geweest voor de positie van het overgangspunt, het eindpunt van het boorproces. In hoofdstuk 4 is dit overgangspunt bepaald. Op dit punt zal een ontvangtschacht voor beide TunnelBoorMachines (TBM's) gebouwd moeten worden. De onderkant van de TBM's bevindt zich dan nog op zo'n NAP -15 m.

Om demontage van de boormachines in den droge mogelijk te maken zal een constructie ontworpen moeten worden die voldoet aan de volgende eisen:

- De ruimte moet voldoende breed zijn om beide TBM's te ontvangen.
- Er moet voldoende ruimte zijn om de boormachines te demonteren.
- Het moet mogelijk zijn de boormachines, in delen, uit de ontvangtschacht te tillen.
- Tijdens de doorbraak van de TBM moet de ontvangtschacht droog zijn. Alleen bij een in droge bouwkuip kan het proces voldoende gecontroleerd worden.
- Ook na de ontvangst van de boormachines moet de ruimte droog blijven om demontage mogelijk te maken.

Nadat de tunnelboormachines zijn ontmanteld in de ontvangtschacht zal hierin een gedeelte van de toerit aangelegd worden. Dit deel van de toerit vormt de overgang van de ronde doorsnede in de boortunnel naar de rechthoekige doorsnede van de toerit. Het gedeelte in de ontvangtschacht wordt gebruikt om een geleidelijke overgang van de ene naar de andere doorsnede te realiseren. Als onderdeel hiervan wordt de ontvangtschacht uiteindelijk voorzien van een dak.

5.3.2 Globaal ontwerp van de ontvangtschacht.

Uit de vorige paragraaf volgt, dat de wand waardoor de TBM's de ontvangtschacht binnenkomen een nagenoeg verticale wand moet zijn. Alleen op deze wijze kan overal voldoende dekking boven de boormachines aangehouden worden. Uitgegaan wordt van een betonnen constructie. Wanneer toepassing van andere materialen leidt tot ander ruimtelijk ontwerp zal dit in de betreffende paragraaf behandeld worden.

De afmetingen van de ontvangtschacht worden bepaald door de doorsnede en ligging van de beide boormachines. De doorsnede van de toerit is niet maatgevend. Het niveau van de bodem van de ontvangtschacht wordt bepaald door de diameter van de TBM en de min. vereiste dekking van 2.50 m. ongeroerde grond (uitgangspunt [3], paragraaf 3.5). De breedte wordt bepaald door de postie van de tunnelbuizen.

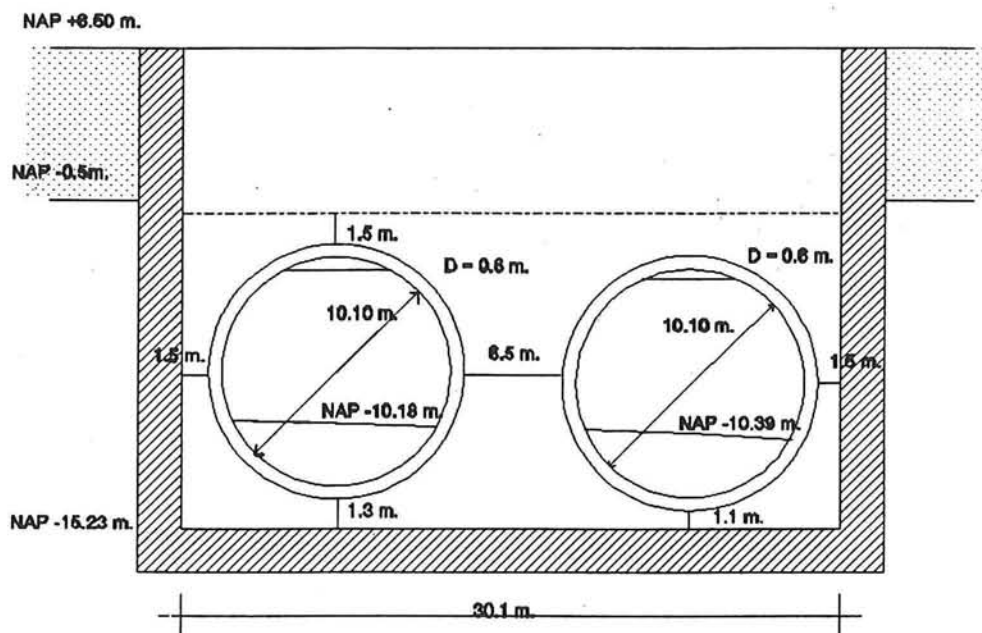
De afstand tussen beide buizen wordt bij het naderen van de toerit van 12 meter verkleind tot ongeveer een $1/2 D_{\text{boortunnel}}$; 6.5 meter. Theoretisch is het mogelijk de ruimte tussen beide boormachines te verkleinen door in het laatste gedeelte van het boortracé speciale maatregelen te nemen. (Uit onderzoek is gebleken dat bij aanbrengen van een damwand tussen beide boortunnels de buizen dichter bij elkaar geboord kunnen worden.)

Het ontwerp van de kopwand van de ontvangtschacht is complex doordat in de wand twee grote openingen voor de beide TBM's geconstrueerd moeten worden. Dichter bij elkaar brengen van beide buizen leidt tot een verdere verzwakking van de kopwand, waardoor de complexiteit van het ontwerp toeneemt. In dit rapport is daarom besloten deze mogelijkheid met verder te onderzoeken. Een aparte studie waarbij de voor en nadelen van bovengenoemde mogelijkheid verder wordt onderzocht wordt wel aanbevolen.

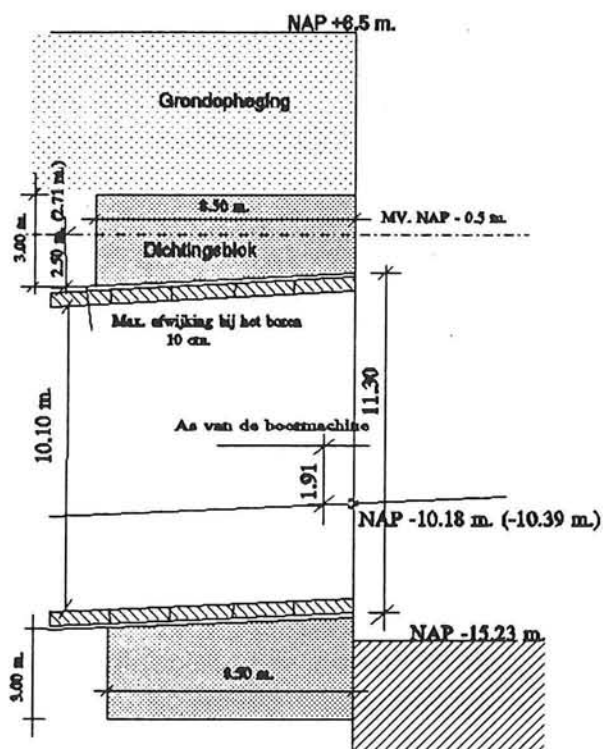
In figuur 5.5 is de dwarsdoorsnede van de ontvangtschacht afgebeeld. In figuur 5.1 locatie van de doorsnede aangegeven. Buiten de rand van de boormachine is zowel onder als aan de zijkanten 1,1 meter extra ruimte aangehouden; 10 centimeter voor booronnauwkeurigheden en 1,0 meter demontageruimte. De extra meter ruimte kan ook gebruikt worden om de boortunnel te bevestigen aan de kopwand. Gesteld wordt dat aan de bovenzijde van de tunnel min. 1,5 m. ruimte vrij gehouden moet worden.

Het schild van de boormachine heeft een lengte van 10.30 meter [lit.9]. Gesteld wordt dat voldoende ruimte aanwezig moet zijn om dat dit schild geheel in de ontvangtschacht op te nemen. Voor de lengte van de ontvangtschacht is, overeenkomstig het ontwerp van Combinatie Middelplaat Westerschelde 25 meter aangehouden [Lit.5] De ruimte binnen de ontvangtschacht is dus ruim voldoende.

De langsdoorsnede van (een deel van) de ontvangtschacht is in figuur 5.6



Figuur 5.5 Dwarsdoorsnede ontvagnschacht



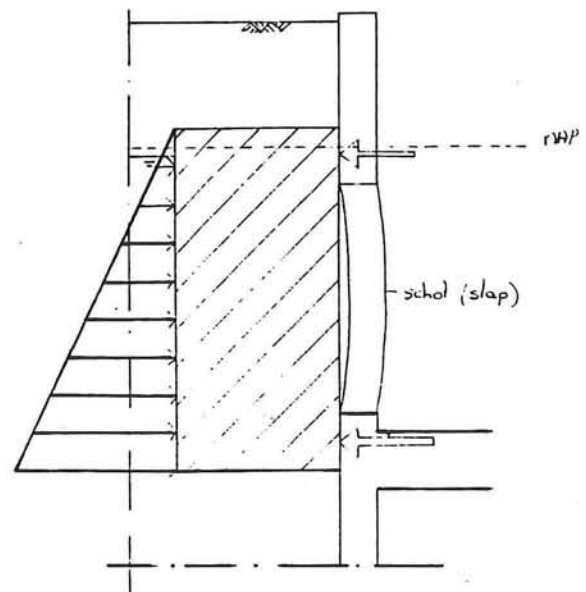
Figuur 5.6 Ontvagnschacht; Langsdoorsnede

afgebeeld. (De kopwand is niet getekend.) Naast de dekking van 2.50 meter ongeroerde grond wordt op de tunnel buis nog een laag (geroerde) grond opgebracht. Deze grondophoging is noodzakelijk om opdrijven van de tunnelbuis of een blow-out te voorkomen. Overeenkomstig met ontwerp van KMW is een ophoging tot NAP + 6.50 m. voorzien. De kopwand is tot deze hoogte doorgezet.

Aan de buitenzijde van de kopwand wordt een dichtingsblok aangebracht. Dit blok bestaat uit geïnjecteerde grond en voorkomt het instromen van water in de ontvangtschacht tijdens en na de doorbraak. Doorboren van de geïnjecteerde grondmassa blijft mogelijk.

Het dichtingsblok beïnvloed ook de krachtsverdeling. Wanneer de kopwand relatief slappe onderdelen bevat zal het dichtingsblok de grond- en waterdrukken overbrengen naar de stijve delen van de kopwand. (Bijvoorbeeld de stempels of de randen.)

Wanneer de kopwand niet direct in de grond gevormd wordt kan overwogen worden de openingen voor de boormachine bij het storten van de wand uit te sparen en tijdelijk af te sluiten met schotten die afgestempeld worden. Nadat het dichtingsblok aangebracht is kunnen de stempels verwijderd worden. De krachten zullen nu afgedragen worden naar de relatief stijve betonnen delen rond de openingen voor de TBM. (figuur 5.7)



Figuur 5.7 belastingafdracht dichtblok

Door schuifkrachten tussen de grond en het dichtingsblok zullen de korrelspanningen tegen de wand in de situatie dat het dichtingsblok is aangebracht lager zijn.

Het dichtingsblok verdeelt de grond- en waterdrukken dus naar de zones rond de openingen voor de boortunnel. Door in deze zones stempels aan te brengen kan een goede krachtsafdracht bewerkstelligd worden. Om de grondspanningen in de zone waarin geboord moet worden niet te verstoren kunnen beter geen ankers toegepast worden in het deel van de kopwand dat onder maaiveld ligt. In de grondophoging kunnen natuurlijk wel ankers aangebracht worden. Ter verlaging van de momenten en dwarskrachten in de kopwand kan in de zone tussen de beide openingen, in plaats van stempels, ook een tussenwand worden aangebracht.

De zijwanden van de ontvangtschacht kunnen eventueel wel worden verankerd. De dwarskrachten en momenten in de wand zullen hierdoor verminderd worden. Het aanbrengen van stempels is over grote hoogte niet mogelijk omdat deze stempels een belemming vormen bij de demontage van de TBM.

In plaats van stempels (of ankers) aan te brengen aan de bovenzijde van de kop- en zijwanden kan eventueel ook een betonnen dak worden aangebracht. Deze betonnen constructie zorgt voor een goede opname van de momenten en dwarskrachten. Dit dak ligt te hoog boven de weg om direct bij te dragen aan een goede overgang tussen het ronde tunnelprofiel en de rechthoekige toerit. Wel kan aan dit dak een constructie opgehangen worden die deze functie uitvoert.

Het is niet mogelijk dit dak geheel gesloten uit te voeren. Omdat diverse materialen in en uit de ontvangtschacht getild moeten worden. Gesteld wordt dat het boorschild in een keer uit de ontvangtschacht getild moet kunnen worden. Door de boormachine in grote stukken uit de ontvangtschacht te tillen en elders te demonteren is de ruimte zo snel mogelijk weer vrij voor het afbouwen van de toerit. Dit maakt de bouwtijd zo kort mogelijk. Het schild heeft een doorsnede van 11.30 m. en een lengte van 10.30 m. In het dak moet dus minimaal een opening van 12.30 x 11.30 m. resteren. Wanneer besloten wordt een tussenwand toe te passen zal het dak moeten worden voorzien van twee openingen, voor beide TBM's één.

Dak heeft in deze situatie alleen een functie als stempel. Afhankelijk van de wijze waarop de bouw van de ontvangtschacht plaats vindt zou overwogen kunnen worden op het dak grond aan te brengen en zo bij te laten dragen aan het vertikaal evenwicht van de ontvangtschacht. Dit zal bij de verschillende bouwmethoden verder worden bestudeerd.

Aangenomen in het hele ontwerp is dat de ruimte voor de ontvangst van de TBM maatgevend is. In de ruimtes die niet noodzakelijk zijn voor de weg zal voldoende ruimte overblijven voor een waterkelder, trappenhuis, liftschaft, installaties, ed.

Hoofdstuk 6 Bouwmethoden voor de toerit

6.1 Inleiding

In dit hoofdstuk worden verschillende bouwmethoden voor de toerit onderzocht. In eerste instantie is de ontvangtschacht nog buiten beschouwing gelaten en is alleen het gedeelte van de toerit buiten de ontvangtschacht bestudeerd. Alleen bij het uitwerken van de bemaling is dit diepste gedeelte globaal in beschouwing genomen. De ontvangtschacht wordt nader in hoofdstuk 7 behandeld.

Allereerst is onderzocht of het mogelijk is voor een deel van de toerit een bemaling toe te passen.¹ In dit gebied waar nog nooit grote bemalingen zijn uitgevoerd zal het toepassen van een bemaling leiden tot zettingen in de omgeving. In paragraaf 6.2 is onderzocht met welke capaciteit de bemaling minimaal uitgevoerd moet worden en wat de gevolgen zijn voor de omgeving. In paragraaf 6.3 is de toepassing van een vlies onderzocht. Bij aanleg van een vlies in den natte is geen bemaling noodzakelijk en zal de invloed op de omgeving gering zijn. Uit deze paragraaf blijkt dat een folie niet voor het diepste gedeelte van de toerit toegepast kan worden. Voor dit gedeelte is in paragraaf 6.4 een bouwmethode onderzocht waarbij de bouwkuipwanden door damwanden worden gevormd en de bodem door een laag onderwaterbeton met trekpalen. Deze bouwmethode is in principe toepasbaar voor de hele bouwput. Tenslotte is in paragraaf 6.4.2 een bouwmethode bestudeerd waarbij de bouwkuipwanden als permanente wanden, dus als wanden van de toerit worden toegepast.

6.2 Bemalen

In dit stuk wordt onderzocht met welke pompcapaciteit rekening moet worden gehouden wanneer besloten wordt bij de bouw van (een deel van) de toerit een bemaling toe te passen. Tevens wordt globaal beschouwd wat de gevolgen van een bemaling op de omgeving zijn.

De bemaling kan zowel toegepast worden bij een bouwkuip (vertikale wanden) als een bouwput (taluds). Een bouwput met taluds heeft een groter ruimtebeslag maar de aanvoer van materialen is eenvoudiger. Bovendien hoeven geen (dure) damwanden, die bij een bouwput noodzakelijk zijn, toegepast te worden.

Bemalen is een goedkope bouwmethode maar de invloed op de omgeving is

¹ Bij het onderzoek naar de bemaling is ook de ontvangtschacht in beschouwing genomen.

groot. Wanneer geen afsluitende bodemlaag aanwezig is wordt de grondwaterstand tot ver in de omgevingd verlaagd. Bovendien kan verwacht worden dat door de nabijheid van de Westerschelde en de zandige bodem onder de bouwkuipbodem de benodigde pompcapaciteit groot zal zijn.

Bij het bestuderen van de mogelijkheden van een bemaling zijn vooral de volgende punten van belang:

- Geohydrologische schematisering, Hoofdstuk 3; blz. 19
- Grondopbouw A en B, Hoofdstuk 3; blz. 20
- Wegligging, Hoofdstuk 4

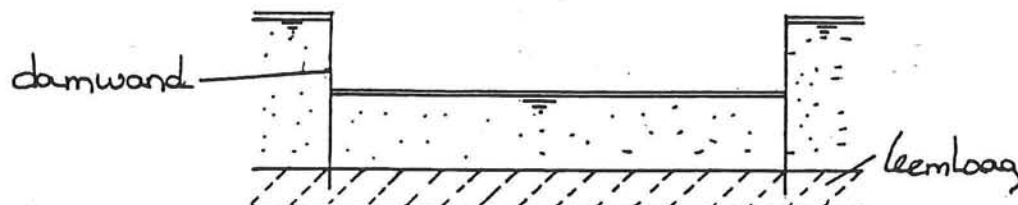
Het voornaamste verschil tussen grondopbouw A en B is de aanwezigheid van een laag sterk lemig zand tussen NAP -10.5 m. en NAP -12.3 m. bij A. Voordat onderzocht zal worden wat de gevolgen van een bemaling zijn zal eerst nagegaan worden op welke wijze gebruik kan worden gemaakt van deze leemlaag.

6.2.1 Gebruik van de leemlaag als waterremmende laag

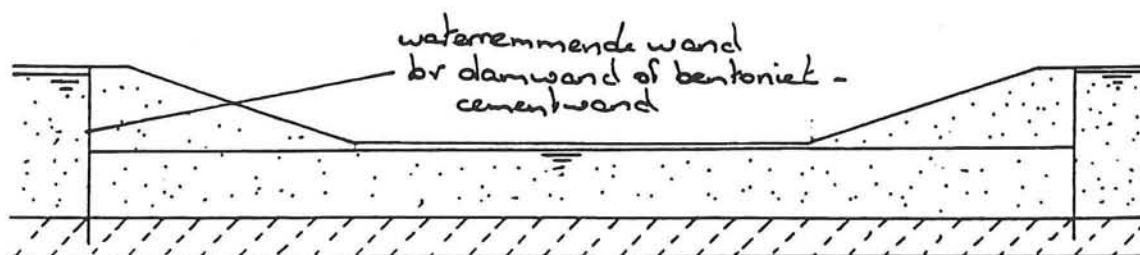
Om een droge bouwkuip/bouwput te ontwerpen kan, wanneer uitgegaan wordt van grondopbouw A, gebruik worden gemaakt van de laag sterk lemig zand. Door damwanden tot in deze leemlaag aan te brengen ontstaat een afgesloten bouwkuip. De grondwaterstandsverlaging in de bouwkuip beïnvloed nauwelijks de waterstanden in de omgeving. Na het leeg pompen van de bouwkuip blijft het nodig een kleine hoeveelheid water uit de bouwkuip te pompen. Door de sloten van de damwanden en door de leemlaag zal altijd lekkage optreden. Bovendien zal het regenwater weggepompt moeten worden. Het gaat om beperkte hoeveelheden water zodat de capaciteit van de bemaling beperkt kan blijven. Er zijn twee varianten mogelijk :

- Variant I : De toerit wordt in een bouwkuip aangelegd. (figuur 6.1) De damwanden die tot in de leemlaag worden aangebracht moeten zo worden ontworpen dat zowel de grond- als de waterdruk kunnen worden weerstaan.
- Variant II: De toerit wordt in een bouwput aanlegd. (figuur 6.2) De damwanden worden nu alleen door waterdrukken belast. Volstaan kan worden een lichte damwand of een dichtingswand (bentoniet-cementwand)

Daar de toerit aangelegd wordt in een landelijk gebied waar voldoende bouwruimte is wordt aanbevolen variant B toe te passen. De extra ontgraving is meestal goedkoper dan toepassen van zwaardere damwand profielen. Om twee redenen zou uit nader onderzoek kunnen blijken dat toch toepassen van variant A nodig is. Enerzijds bestaat over de aanwezigheid van de leemlaag nog grote onzekerheid. Hoewel deze laag lokaal in enkele boringen wordt aangetroffen,



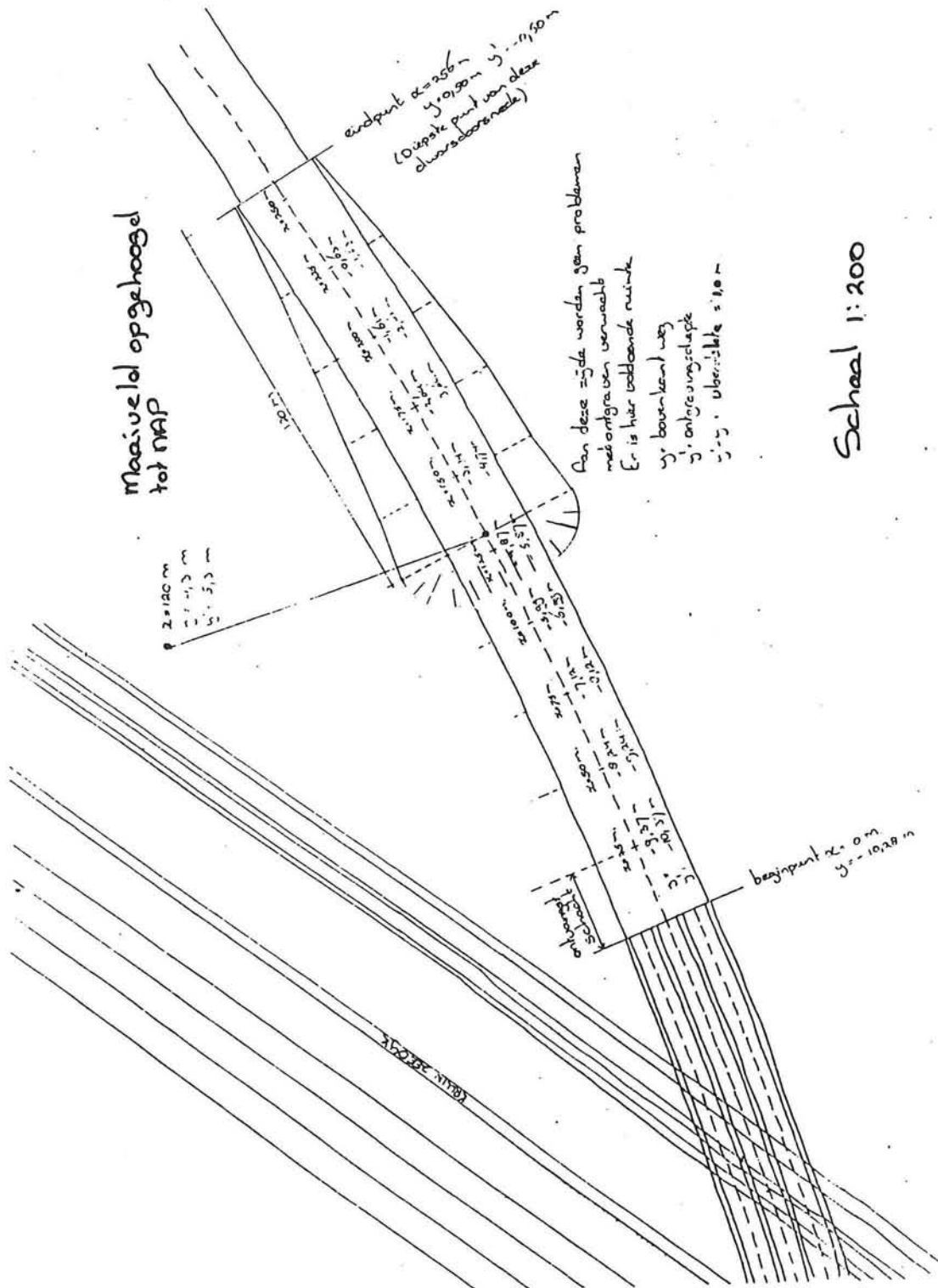
Figuur 6.1 Bouwkuip



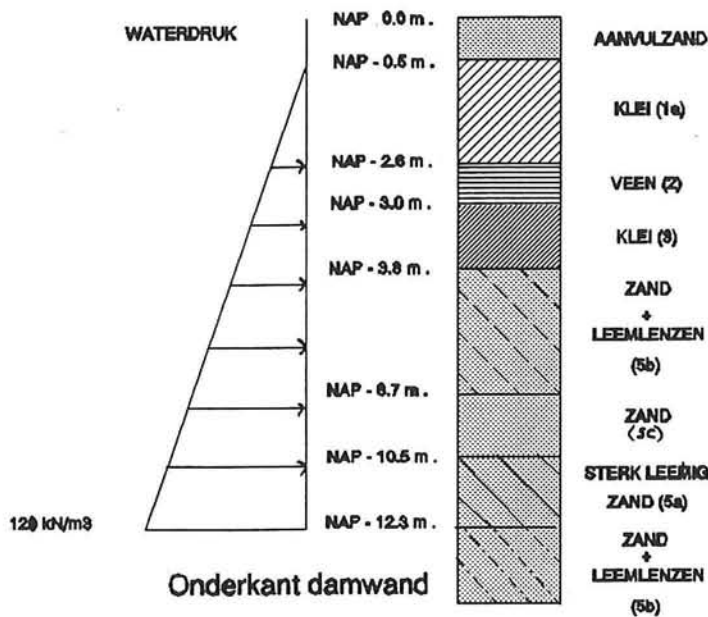
Figuur 6.2 Bouwput

geeft de grondwaterkaart van Nederland aan dat in het gebied van de toerit geen doorgaande waterafsluitende lagen aanwezig zijn. Aanvullend bodemonderzoek zal moeten uitwijzen of deze laag inderdaad aanwezig is en zo ja, op welke diepte. Bij toepassing van variant A is het gebied waarover de leemlaag noodzakelijk is smaller en is de kans op aanwezigheid onder de hele bouwkuipbodem groter. Anderzijds mag de stabiliteit van de dijk niet aangetast worden door de ont-graving. Bij toepassing van damwanden is het ruimtebeslag beperkter en dus de afstand tot de dijk groter, waardoor de kans op stabiliteitsverlies wordt verkleind.

Figuur 6.3 geeft de grondopbouw (Grondopbouw A) weer. Bij elke laag is aangegeven wat de volumieke gewichten zijn van de verschillende lagen. De waterdruk bouwt zich op tegen de onderkant van de sterk lemige kleilaag.



Figuur 6.4 Gebruik van de waterafsluitende laag



Figuur 6.3 Grondopbouw A

Er geldt: $F_{opw} = (12.3 - 0.5) * 10.25 = 121 \text{ kN/m}^2$

Volgens NEN 6740 [Lit.12] geldt $\gamma_{m;g} = 1.1$

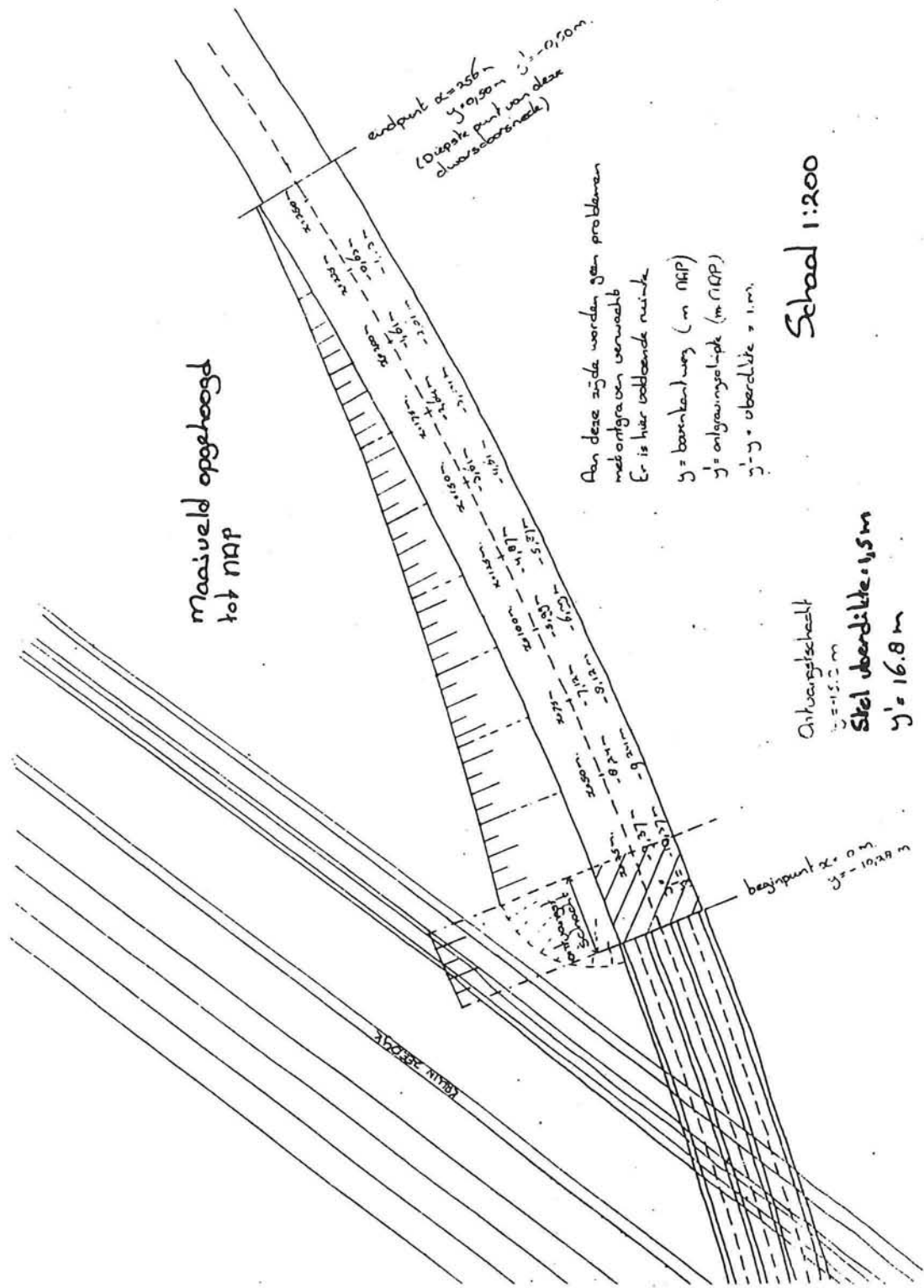
$\gamma_{m;g}$ = partiële materiaalfactor op de volumieke massa van de grond.

Beschouw het vertikaal evenwicht over de leemlaag:

Sterk lemig zand:	$18/1.1 * 1.8$	= 29.5 kN/m ²
Zand:	$20/1.1 * 1.8$	= 32.7 kN/m ²
zand met leemlaagjes:	$19.5/1.1 * (X-0.5)$	= 51.1 kN/m ²
0.5 meter droge grond:	$17/1.1 * 0.5$	= 7.7 kN/m ²
		=====
F_{neer}		= 121 kN/m ²

$X = 3.4$ meter. De laag zand met leemlaagjes moet dus minimaal 3.4 meter dik zijn. **Ontgraven tot NAP -5.3 m.**

Wanneer de lemige laag dus inderdaad tussen NAP -10.5 m. en NAP -12.3 m. aanwezig is, is een ontgraving tot NAP -5.3 m. mogelijk zonder de stijghoogte van het spanningswater te verlagen. Deze bouwwijze is over ongeveer 120 meter toepasbaar. Aangegeven in figuur 6.4. Door buiten de bouwput de stijghoogte van het spanningswater enkele meters te verlagen zou de ontgraving verder kunnen worden doorgezet zonder dat gevaar voor opbarsten van de leemlaag bestaat. Voor elke meter dieper ontgraven moet de stijghoogte het spanningswater dan 2.15 m. meter verlaagd worden.



Figuur 6.5 Ruimtebeslag bouwkuip met taluds

1 m. extra ontgraven : Afname $F_{\text{neer}} = 20 \text{ kN/m}^2$
 $\gamma = 1,1$

Verlaging stijghoogte : $(20 * 1,1) / 10,25 = 2,15 \text{ m.}$
 buiten de bouwkuip.

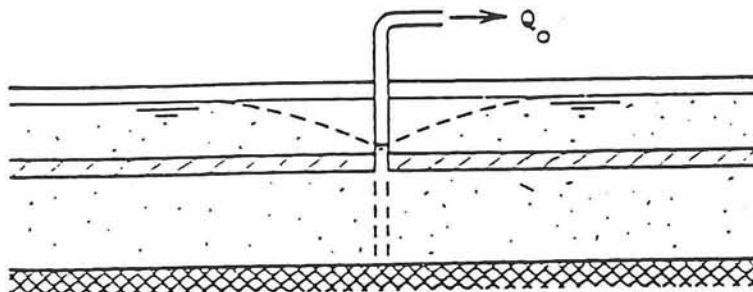
Bij enkele meters dieper ontgraven moet de stijghoogte van het spanningswater door bemalen zodanig veel verlaagd worden dat gebruik van de leemlaag nauwelijks nog effectief is.

6.2.2 Bemalen tot de onderzijde van de bouwput/bouwkuip

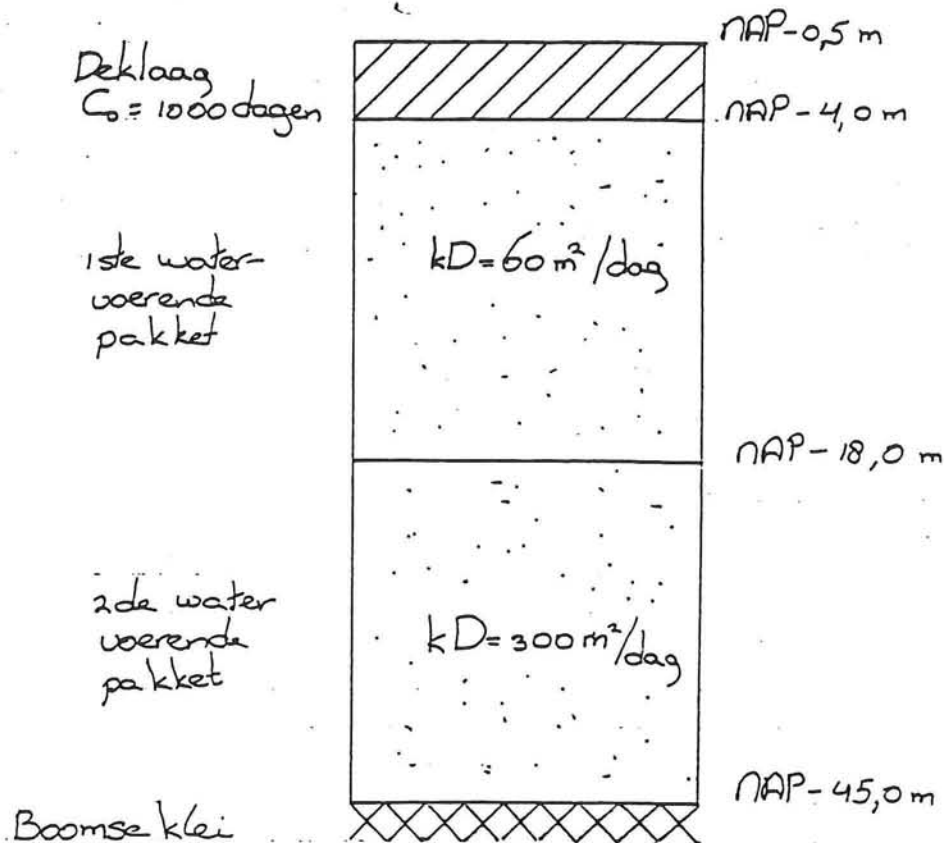
Bij ontbreken van de leemlaag zal om de waterstand in de bouwput te verlagen ook een bemaling toegepast moeten worden. In een groot gebied rondom de locatie van de toerit zal de freatische waterstand mee worden verlaagd. In deze paragraaf wordt afgeschat welke debieten opgepompt moeten worden en wat de invloed hiervan is op de omgeving.

Uitgegaan wordt van een bouwput met taluds. Het ruimte beslag is in figuur 6.5 aangegeven voor een talud van 1:3. Duidelijk is dat voor de ontvangtschacht aan de zijde van de dijk geen talud toegepast kan worden. Dit talud zou dan doorlopen tot in de dijk. Dit is niet toelaatbaar. Ook bij het deel dat buiten de ontvangtschacht ligt zal voor het laatste deel damwanden moeten worden toegepast. Gestippeld is aangegeven dat de kopzijde van het talud anders verstoringen geeft in het tracé van de boortunnel. (Uitgangspunt [3] stelt dat min. de bovenste 2.50 m. grond ongeroerd moet blijven, door het talud zou deze laag afgegraven moeten worden) Bij het diepe deel moet dus overgegaan worden op damwanden. Bij toepassing van damwanden bestaat ook geen gevaar voor de stabiliteit van de dijk.

Allereerst is de grondopbouw t.b.v de bemalingsberekening verder geschematiseerd. Aan de hand van de grondwaterkaart van Nederland van TNO [Lit.13] en de grondopbouw zoals deze in uitgangspunt [4] is in bijlage IV een schematische opbouw opgesteld. Deze is in figuur 6.6 afgebeeld.



Figuur 6.7 Grondmodel formule van Glee [Lit.15]



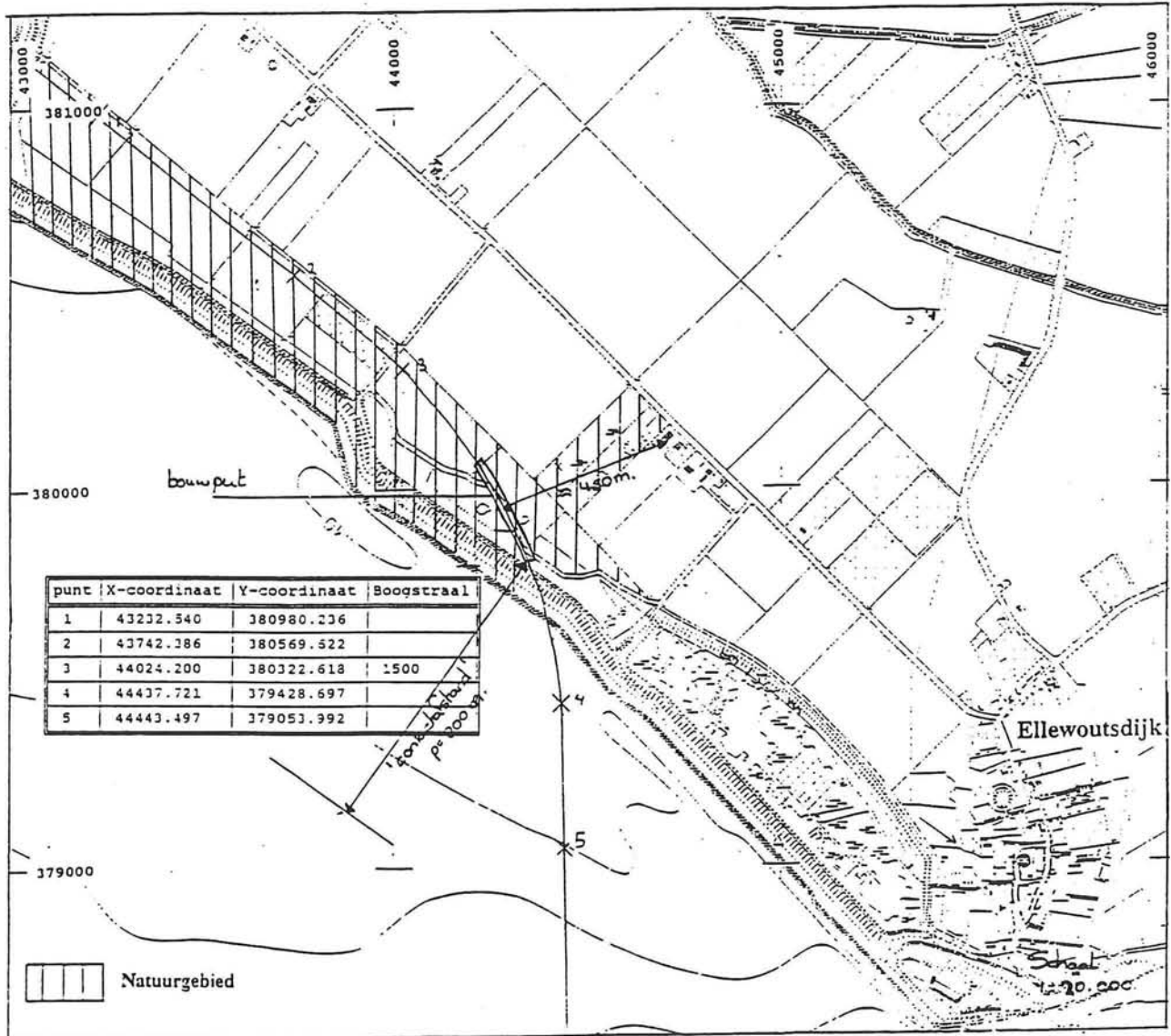
Figuur 6.6 Grondopbouw voor de berekening van de bemaling

Voor een eerste indicatie van de te verwachten bemalingscapaciteit wordt in Nederland meestal gebruik gemaakt van de Formule van Glee [Lit. 14]. De formule van Glee geldt voor een radiale, stationaire grondwaterstroming naar een volkomen pompput in het geval dat voeding plaatsvindt uit onder en/of bovenliggende aangrenzende watervoerende lagen, waarin een constant grondwaterpotentiaal blijft gehandhaafd. (zie figuur 6.7)

In praktijk blijkt dat de geohydrologische omstandigheden waaronder bemalen wordt vaak niet geheel geldig zijn voor het toepassen van deze formule. Toch kan op deze wijze wel een indicatie van de te verwachten bemalingscapaciteit verkregen.

Getracht is een zo realistisch mogelijk benadering aan te nemen. De locatie van de bouwput is afgebeeld in figuur 6.8. Daar de bouwput niet ver van de Westerschelde gelegen is wordt de invloed van de Westerschelde in de berekening verwerkt door het invoeren van een spiegelbron. Als spiegelas wordt het punt genomen waar de Westerschelde in contact staat met de watervoerende lagen. In het spiegelpunt wordt dan een pomp gedacht waarbij een gelijk debiet de grond in wordt gepompt als de originele bron eruit pompt.

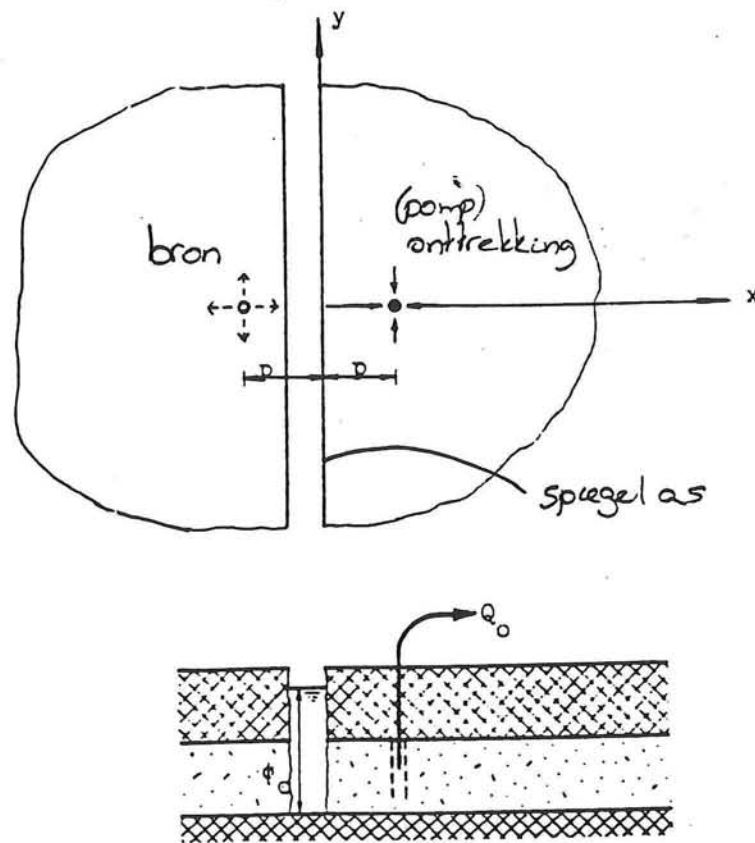
(schematisch afgebeeld in figuur 6.9).



Figuur 6.8 Locatie van de bouwput

Aangenomen wordt :

- Het deel van de bouwput dat wordt beschouwd heeft een oppervlak 30 x 30 m²
- $kD_{\text{tot}} = kD_{\text{eerste laag}} + kD_{\text{tweede laag}}$ (kD = doorlaatvermogen m²/dag)
- Verlaging van de stijghoogte van het spanningswater ($\Delta\Phi$) = 10 m.



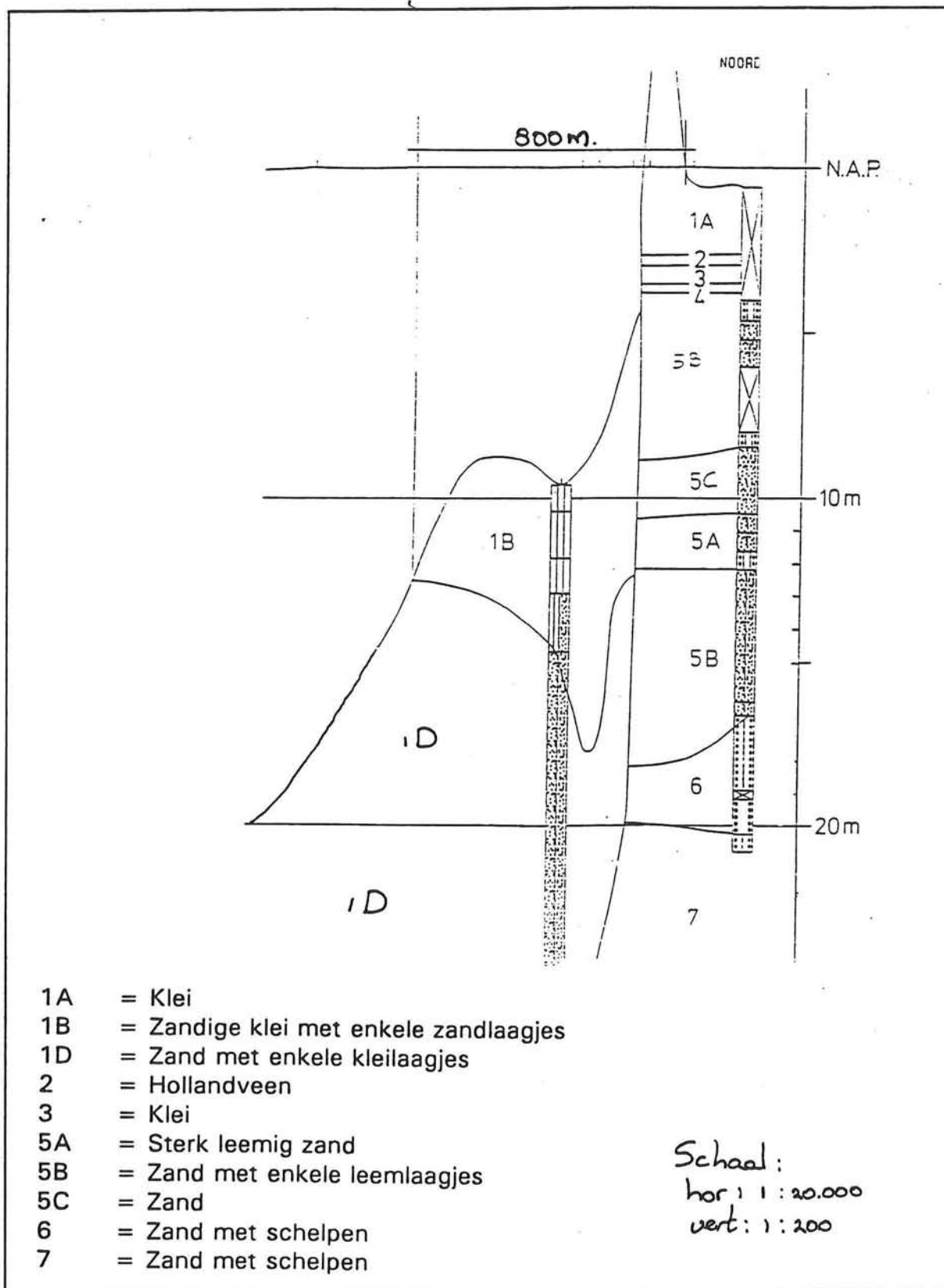
Figuur 6.9 Spiegelbron

- De verbinding van de watervoerende pakketten met de Westerschelde treedt op via de zandige laag gelegen op NAP - 12 m. (zie figuur 6.10) Dit houdt in dat de spiegelas op ≈ 800 m van de bouwput is gelegen. Bij deze afstand zal de invloed van de Westerschelde gering zijn.
- De bemalingsputten worden niet doorgevoerd tot de onderkant van het watervoerende pakket (onvolkomen bron).

Op basis van deze aannamen is in bijlage IV een berekening volgens de formule van Glee uitgevoerd met het volgende resultaat:

$$\Delta\phi = \frac{Q}{2\pi kD} (K_0(r_1/\lambda) - K_0(r_2/\lambda)) \quad [\text{Lit.13}]$$

$$\Delta\phi = 10 \text{ m.} \implies \text{Wateronttrekking} = 8280 \text{ m}^3/\text{dag}$$



Figuur 6.10 Contactpunt grondwater met Westerschelde

De berekening is eerst uitgevoerd voor een set parameters met een vaste waarde (rij 1 van tabel 6.1), maar er is nog veel onzekerheid over de precieze waarden van deze parameters. Daarom zijn de gevolgen van de variatie van deze parameters op de wateronttrekking nader onderzocht. In bijlage IV is de berekening uitgevoerd hier wordt volstaan met het geven van de uitkomsten. Deze zijn verzameld in tabel 6.1

Uitgegaan wordt van een waterstandverlaging van 10 meter. Dit is een vrij diepe bouwput. Wanneer besloten wordt alleen een bemaling voor minder diepe delen van de bouwput uit te voeren kan volstaan worden met kleinere grondwaterstandsverlaging. In de formule van Glee is de hoeveelheid wateronttrekking recht evenredig met de waterstandverlaging zodat een waterstandsverlaging van 5 meter leidt tot een halvering van de wateronttrekking. (regelnr.2 tabel 6.1)

De wateronttrekking is nu gebaseerd op de meest realistische benadering waarbij de kD -waarde van beide lagen is gemiddeld. Over de grondopbouw bestaat echter nog grote onzekerheid. Wanneer bij een pessimistische benadering wordt aangehouden dat de kD -waarde van het meest doorlatende tweede watervoerende pakket geldt voor het totale grondpakket ($kD_{tot} = 450$

nr	$\Delta\phi$ (m.)	KD_{tot} (m ² /dag)	λ (m.)	r_1 (m.)	r_2 (m.)	Q (m ³ /dag)
1	10	360	600	21	1600	8280
2	5	360	600	21	1600	4140
3	10	450	600	21	1600	10350
4	10	170	600	21	1600	3910
5	10	360	600	21	280	11380
6	10	360	$600\sqrt{2}$	21	1600	7670
7	10	360	600	34	1600	9639
8	10	360	600	126	1600	13600

Tabel 6.1 Wateronttrekking invloed van de variatie van de parameters

m²/dag) dan neemt de benodigde wateronttrekking toe tot 10350 m³/dag een toename van 20 % (regelnr 3, tabel 6.1). Wordt echter in een optimistische benadering de kD -waarde van het eerste watervoerende pakket voor het totale grondpakket aangehouden ($kD_{tot} = 60$ m²/dag) dan neemt de hoeveelheid te onttrekken water af tot 3910 m³/dag. Dit is meer dan een halvering van de hoeveelheid (regelnr 4, tabel 6.1)

Aangenomen is dat het punt waar de Westerschelde in contact staat met de watervoerende lagen 800 meter van de bouwput vandaan ligt. Wanneer de

grondopbouw wordt beschouwd blijkt dat het ook een mogelijk is dat laag 5B, zand met enkele leemlaagjes contact maakt met de Westerschelde. Nu ligt het contactpunt slechts op 150 meter afstand. Het debiet neemt hierdoor met 37 % toe tot 11380 m³/dag. (regelnr 5, tabel 6.I)

Tenslotte is het effect van de variatie van de weerstand van de Holocene lagen onderzocht. Wanneer deze weerstand twee maal zo groot wordt aangehouden dan neemt het debiet slechts met 7% af tot een waarde van 7670 m³/dag. (regelnr 6, tabel 6.I)

Bij al deze benaderingen is uitgegaan van het diepste deel van de toerit dat vlak achter de zeedijk is gesitueerd. De stijghoogteverlaging van 10 meter is gekozen om een indicatie te krijgen de benodigde bemalingscapaciteit bij een grote grondwaterstandsverlaging. Wanneer inderdaad het diepste punt van de bouwkuip bemalen zou worden geldt: $\Delta\Phi > 15$ meter. De waarden voor het debiet nemen dan met 2/3 toe. Ook zal de bemaling niet voor slechts een bouwput van 30 x 30 gebruikt worden maar voor een groter gebied. Ook hierdoor zal met een grotere debiet rekening moeten worden gehouden.

In bijlage IV is berekend dat wanneer de bouwput grootte 2 x zo groot wordt aangehouden, b.v. een bouwput van 30 x 60 m., dat dan geldt:

$$\Delta\Phi = 10 \text{ m.} \quad ==> \quad Q = 9630 \text{ m}^3/\text{dag} \text{ (regelnr 7, tabel 6.I)}$$

Toename van 14 %. Wanneer de hele toerit als een bouwkuip wordt beschouwd dan geldt slecht een toename van 60 % t.o.v. een bouwput van 30 x 30 meter. (regelnr. 8, tabel 6.I) Het blijkt dat wanneer een grotere bouwput wordt aangehouden dat dan het debiet naar verhouding slechts een kleine toename vertoont.

Bij de berekeningen is steeds uitgegaan van de formule van Glee. Deze formule is alleen geldig voor de bemaling van spanningswater. Wanneer de stijghoogte verlaagd wordt tot onder NAP -4 m. is hier geen sprake meer van. In het eerste watervoerende pakket is dan een zone die drooggemalen wordt. Wat de invloed hiervan op het debiet is zal nog onderzocht moeten worden.

De debieten die in bovenstaande berekening worden gevonden zijn weliswaar fors maar afmalen van deze hoeveelheden water is mogelijk. Vergelijking met de Wijkertunnel leert dat daar een pompcapaciteit van 35000 m³/dag aanwezig was, zodat redelijker wijs aangenomen kan worden dat het afmalen van deze hoeveelheden water mogelijk moet zijn. Echter niet alleen de pompcapaciteit is van belang. Ook de invloed die het bemaling van deze grote hoeveelheden water op de omgeving heeft, is belangrijk.

6.2.3 Invloed van de bemaling op de omgeving

De invloed kan verdeelt worden in vier gebieden :

- 1) Invloed op de bebouwing
- 2) Zakking van het maaiveld
- 3) Verdroging
- 4) Gevolgen voor de zeedijk

- 1) Invloed op de bebouwing

De bebouwing rond de bouwput bestaat uit enkele boerderijen en het dorp Ellewoutsdijk. De dichtbijzijnde boerderijen zijn op zo'n 450 m. achter de locatie van de toerit gelegen. (figuur 6.8) Ook voor de berekening van de stijghoogteverlaging onder de boerderijen wordt de formule van Glee toegepast. Wanneer uitgegaan wordt van de meest realistische benadering van de benodigde bemalingscapaciteit ($Q = 8280 \text{ m}^3/\text{dag}$) dan daalt de stijghoogte van het spanningswater onder de boerderijen 1.7 meter. (zie bijlage IV)

De aanwezigheid van de Westerschelde, gemodelleerd door een spiegelbron, heeft nauwelijks een reducerende werking op deze stijghoogte verlaging. Het debiet is recht evenredig met $\Delta\Phi$. Wanneer uit nader onderzoek blijkt dat bij de bemaling van de bouwput op een groter debiet gerekend moet worden heeft dit een recht evenredig verband met de stijghoogte verlaging in de grond bij de boerderijen.

Ellewoutsdijk is gelegen langs de Westerschelde op zo'n 1.5 km. van de toerit. Hier treedt een stijghoogteverlaging van 0.13 m op. Ook hier geldt dat de stijghoogte verlaging recht evenredig is met het debiet. Ook de positie van het spiegelpunt speelt een grote rol. Wanneer wordt aangenomen dat het spiegelpunt niet 800 meter naar 200 meter van de bouwput vandaan ligt dat dan de bemaling niet meer merkbaar is in Ellewoutsdijk.

Aannemend dat in het verleden ter plaatse nog nooit op grote schaal een bemaling is toegepast zal de stijghoogteverlaging zettingen van de boerderijen veroorzaken. Deze zettingen zullen naar alle waarschijnlijkheid aanleiding geven tot schade aan de bebouwing. Aangenomen wordt dat de oude boerderijen op steen gefundeerd zijn. Doordat de grondopbouw sterk varieert is de kans op zettingsverschillen groot waardoor het risico voor scheurvormig groot is.

Vanwege de veel geringere stijghoogte verlaging in Ellewoutsdijk zal hier de schade beperkt blijven.

- 2) Zakking van het maaiveld

Niet alleen de schade aan de bebouwing is van belang. Door de grote

bemalingen zullen ook in een groot gebied rond de toerit maaiveldzakkingen optreden. Door de aanwezigheid van diverse klei en leemlaagjes in de zandige lagen kan het hier tamelijk om grote zettingen gaan. Ook deze zettingen zullen door de onregelmatige opbouw van plaats tot plaats variëren. Vooral deze onregelmatige zakking kan schade aan leidingen in de grond veroorzaken. De zakking kan mogelijk ook een toename van het water dat uit de polder wordt gepompt veroorzaken.

3) Verdroging

Het gevaar bestaat dat de bovenste klei/veen lagen verdrogen. De c-waarde van deze laag wordt op 1000 dagen geschat. Doordat de kleilaag consolideert zal het langer duren voordat het water door de klei/veenlagen is gestroomt. Toch zal bij een langdurige bemaling rekening moeten worden gehouden met verdroging van de bovenkant van deze laag. De ruwbouw van de toerit zal naar verwachting zo'n 2 à 3 jaar duren zodat verwacht kan worden dat een groot deel van de laag verdroogd. Gedurende de wintermaanden zal nog wel redelijk wat voeding door neerslag plaats vinden maar in de zomermaanden zal dit veel minder zijn. De schade aan landbouwgewassen zal gecompenseerd moeten worden. Bovendien loopt de toerit gedeeltelijk door een stuk natuurgebied. Een langdurige bemaling zal de natuur in dit gebied aantasten.

4) Gevolgen voor de zeedijk

De bemaling zal ook zettingen van de zeedijk veroorzaken. De stabiliteit van deze dijk zal door de bemaling niet worden aangetast daar de dijk breed is en is uitgevoerd met flauwe taluds. De zettingen die door de bemaling optreden kunnen vooraf gecompenseerd worden door dijkverhoging toe te passen. De grote grondwaterstandsverlaging/spanningsbemaling zal plaats vinden in combinatie met een ontgraving in de nabijheid van de dijk. Tot hoe dicht bij de dijk deze ontgraving plaats kan vinden zal in een stabiliteits-onderzoek berekend moeten worden.

6.2.4 Conclusie

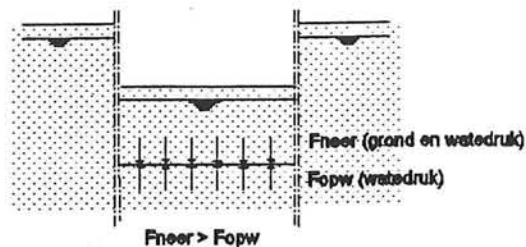
In theorie is het toepassen van een bemaling voor een gedeelte van de toerit van de Westerschelde Oever Verbinding mogelijk. Het lijkt een goede optie om tot een ontgravingsdiepte van ongeveer NAP -5 m. een bemaling toe te passen. Wanneer de afsluitende laag aanwezig blijkt kan volstaan worden met een kleine bemalingscapaciteit terwijl de invloed op de omgeving verwaarloosbaar is. Wanneer deze laag ombreekt moet een grotere capaciteit ingezet worden. Aanvullend onderzoek zal de hoeveelheid opgepompt water nauwkeuriger moeten bepalen. Nagegaan zal moeten worden of deze hoeveelheid valt binnen de genzen die door de Provincie zijn vastgesteld. De schade aan boerderijen, de oogst en het natuurgebied zal in de totale kosten van het project ingecalculereerd

moeten worden. Door echter voor dit gedeelte van de bouwkuip de ruwbouw snel af te ronden kan de duur van de bemaling beperkt blijven waardoor de kans op verdroging van de bovenste lagen kleiner is.

De gevolgen van de bemaling zouden gereduceerd moeten kunnen worden door een retourbemaling toe te passen. Om de omgeving te beschermen tegen zettingen en verdroging zal de het teruggpompen van het water zo dicht mogelijk bij de bouwput moeten gebeuren. Door toepassing van retourbemaling zal de capaciteit van het bemalingssysteem verder vergroot moeten worden. Doordat rond de bouwput juist water in de grond wordt gepompt zullen de verhanglijnen steiler lopen. De stroom naar de put(ten) in de bouwkuip zal dus toenemen. Het principe is vergelijkbaar met het effect dat de Westerschelde veroorzaakt op de bemaling. Ook hierdoor neemt de toestroom van grondwater toe.

Toepassing van een bemaling voor diepere delen van de bouwkuip zal leiden tot een grote capaciteit van de bemaling. De hoeveelheden water die opgepompt moeten worden nemen snel toe. Hierdoor zullen ook de gevolgen voor de omgeving groter worden.

6.3 folieconstructie



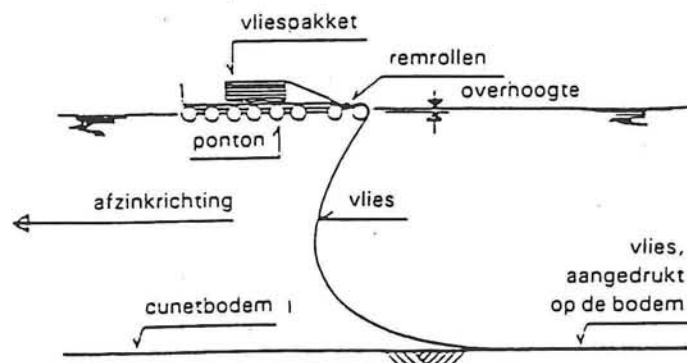
Een tamelijk nieuwe methode om een bouwput te realiseren waarin zonder waterstandsverlaging de toerit kan worden aangelegd is een methode waarbij gebruik wordt gemaakt van een folie als waterafsluitendelement. Nadat een cunet is gegraven wordt een folie afgezonken. Het cunet wordt zo diep gegraven dat na aanvullen van de grond en verlagen van de grondwaterstand binnen het folie de totale constructie niet opdrijft. (figuur 6.11)

Figuur 6.11 Evenwicht folie

6.3.1 Type folieconstructies

Er zijn 3 verschillende methoden om een folieconstructie toe te passen. Deze worden hieronder beschreven.

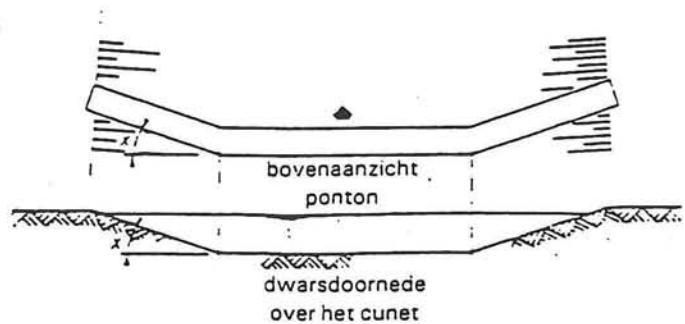
De meest toegepaste methode is het aanleggen van een folieconstructie in den natte. Allereerst wordt zonder de grondwaterstand te beïnvloeden een nat cunet gegraven. De ontgravingsdiepte is groter dan het niveau waarop de weg, in het geval van de Westerschelde Oever Verbinding de noordelijke toerit, aangelegd dient te worden.



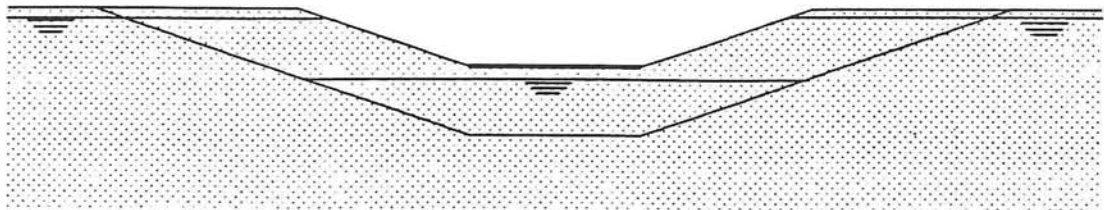
Figuur 6.12 Plaatsen folie [Lit.16]

Vervolgens wordt vanaf een ponton het folie afgezonken. Het folie wordt tot zinken gedwongen door water vanaf de ene kant van het ponton naar de andere te pompen. Door het drukverschil zal het ponton zich voortbewegen en wordt het afgezonken folie op de cunetbodem gedrukt (fig. 6.12). De benodigde lengte van het folie over de bodem van de kuip is langer dan het ponton. Om dit op te vangen is het ponton naar achteren geknikt waarbij de hoek van het talud en van het ponton dezelfde grootte hebben (fig. 6.13). Nadat het folie is afgezonken wordt het geballast met een laag zand. Hierna kan binnen het folie de waterstand worden verlaagd en kan het wegdek worden aangelegd. Het folie

vormt een permanente waterafsluiting. D.m.v. een lichte bemaling wordt regenwater en eventueel lekwater uit de toerit gepompt. De grondwaterstand wordt dus permanent onder het niveau van de weg gehouden, waardoor de weg dus direct op de zandlaag kan worden aangebracht. In figuur 6.14 is de eindsituatie afgebeeld.



Figuur 6.13 Vormgeving ponton [lit.16]

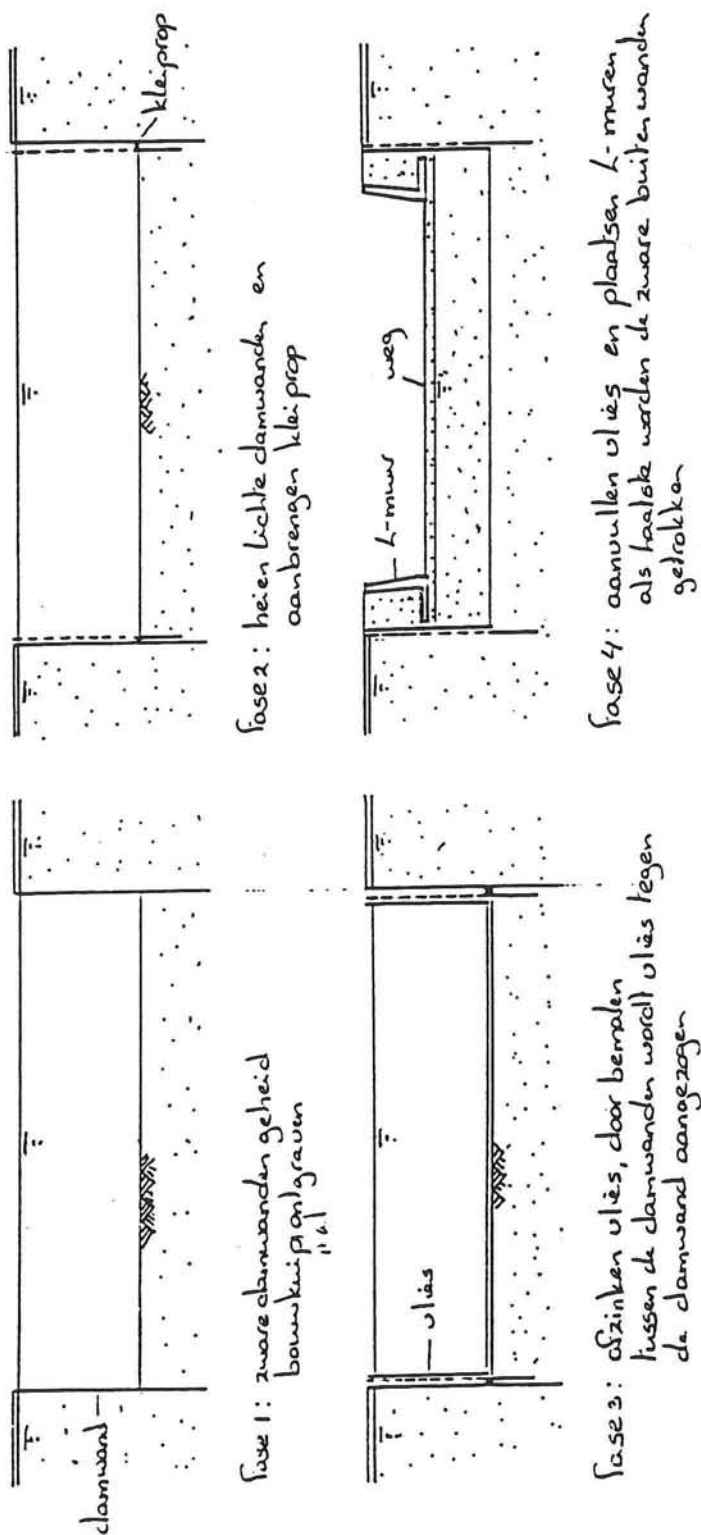


Figuur 6.14 Doorsnede eindsituatie

Ook zijn toepassingen bekend waarbij het folie wordt aangebracht in een bouwput waarbij door bemalen de grondwaterstand tot onder de bouwput bodem is verlaagd. Wanneer een zodanig diepe bemaling is toegestaan kan het folie eenvoudig uitgerold worden over de bouwputbodem. Wel wordt opgemerkt dat de kans op beschadigen van het folie groter is omdat het folie door mensen en materieel betreden kan worden.

Een groot voordeel t.o.v. een bouwwijze waarbij tijdelijk bemalen wordt zonder aanbrengen van een afsluitend folie is de eenvoudige constructie van de toerit. Volstaan kan worden met de aanleg van weg op het zandpakket binnen het folie.

Enkele maanden geleden is door de Bouwdienst van Rijkswaterstaat met succes een proefproject afgerond waarbij een derde variant beproefd is; de U-polder. Bij deze variant wordt een folieconstructie in combinatie met damwanden aangelegd. Door toepassing van damwanden blijft het ruimtebeslag beperkt. Een U-polder wordt op de volgende wijze gerealiseerd [Lit.17], (figuur 6.15): Eerst worden zware damwandplanken geheid. Door zware damwanden te gebruiken kan de kostbare, niet terug te winnen, verankering minimaal gehouden worden. Stempels bemoeilijken het afzinken van een folie en kunnen dus beter niet toegepast worden. De ruimte tussen de damwanden wordt ontgraven. (fase 1) Voor de zware damwanden worden lichte damwand



Figuur 6.15 Bouwwijze U-polder

profielen, met op regelmatige afstand kleine openingen, geheel. (fase 2) Wanneer het folie wordt afgezonken wordt in de ruimte tussen de damwanden een lichte bemaling toegepast. Een kleiprop zorgt voor de waterafsluiting. Door het waterstandsverschil binnen en buiten het folie wordt dit tegen de damwand aangedrukt. (fase 3) Tenslotte wordt de bouwkuip weer grotendeels gevuld met zand. L-muren maken een verticale begrenzing mogelijk. Binnen de bouwkuip kan de waterstand verlaagd worden. De zware damwanden kunnen nu teruggewonnen worden. De lichtere profielen blijven achter in de grond (fase 4).

Bij alle varianten geldt dat de vliezen meestal uit PVC worden vervaardigd. De fabriek produceert rollen met een breedte van ± 2 meter. Lange aan één gesloten lappen worden gemaakt door stukken aan elkaar te lassen. [Lit.16]

6.3.2 Voordelen en nadelen bij het toepassen van een folieconstructie

Voordat meer specifiek de toepassing van een folie bij de toerit van de Westerschelde tunnel zal worden beschouwd worden eerst enkele voor en nadelen van deze bouwmethode genoemd :

Voordelen :

- Bij het in den natte aanbrengen van het folie wordt de grondwaterstand en/of het spanningswater niet beïnvloed.
- De weg kan direct op het zand worden aangebracht en wordt niet belast door opwaartse waterdrukken.
- Geen damwanden met onderwaterbeton of injectielagen noodzakelijk om een bouwput te realiseren waarbinnen de toerit aangelegd zou kunnen worden.

Nadelen :

- Vooral wanneer de weg op grotere diepte komt te liggen is de extra ontgravingsdiepte voor het folie groot.
- Lekkage wordt meestal pas geconstateerd nadat de grondaanvulling heeft plaatsgevonden en de waterstand binnen het folie is verlaagd. Om de lekkage te kunnen stoppen moet het folie opgegraven worden.
- Bij toepassing van taluds is het ruimtebeslag groot.

In het verleden was het traceren van scheuren in het folie technische zeer moeilijk. Tegenwoordig is echter een geo-electrische meetmethode beschikbaar die scheuren kan traceren. Reparatie is nu mogelijk voordat het zand op het folie is aangebracht. Deze scheur detectie-methode is bij de bouw van het aquaduct in Akkrum met succes toegepast [Lit.18]. Wanneer de scheuren ontstaan nadat het zand is aangevuld zal, om reparatie mogelijk te maken, het folie opgegraven moeten worden.

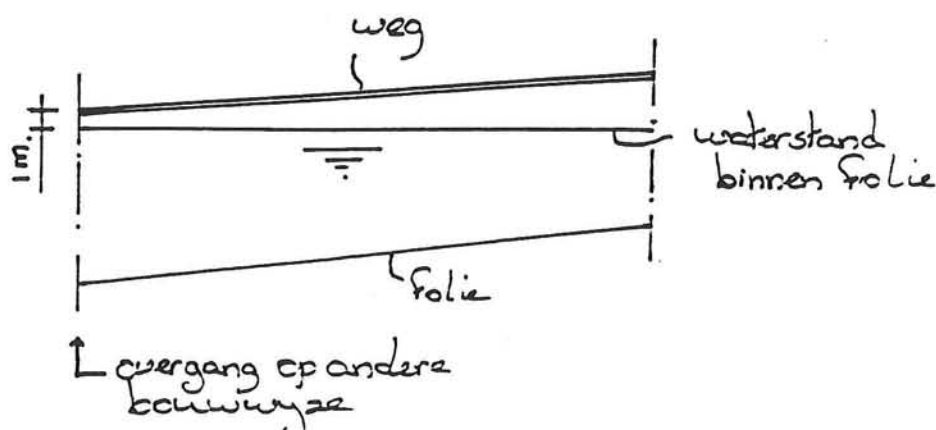
6.3.3 Toepassing van een folieconstructie in den natte

UITGANGSPUNTEN

In het onderstaande is specifiek voor de Noordelijke toerit uitgezocht tot op welk punt het mogelijk is een folie toe te passen.

Uitgegaan wordt van de volgende punten:

- De randvoorwaarden en uitgangspunten zoals vermeld in het concept rapport.
- Verlaging van de grondwaterstand is niet toegestaan.
- Maaiveld wordt opgehoogd tot NAP 0.0 m.
Dit is noodzakelijk omdat bij het doorgraven van de bovenste klei- en veen lagen de grondwaterstand in het cunet stijgt tot NAP -0.5 m.
- De weg wordt direct op de zandaanvulling van het cunet aangelegd, de constructiehoogte bedraagt 0.5 m.
- De grondwaterstand binnen het folie wordt aangehouden op 1.0 m. onder de onderkant van het diepste punt van de weg (fig 6.16). Op deze manier wordt een buffer gecreëerd. Deze buffer is noodzakelijk als de capaciteit van de pompen bij extreme neerslag niet toereikend is. Bovendien moet rekening gehouden worden met uitval van enkele pompen.



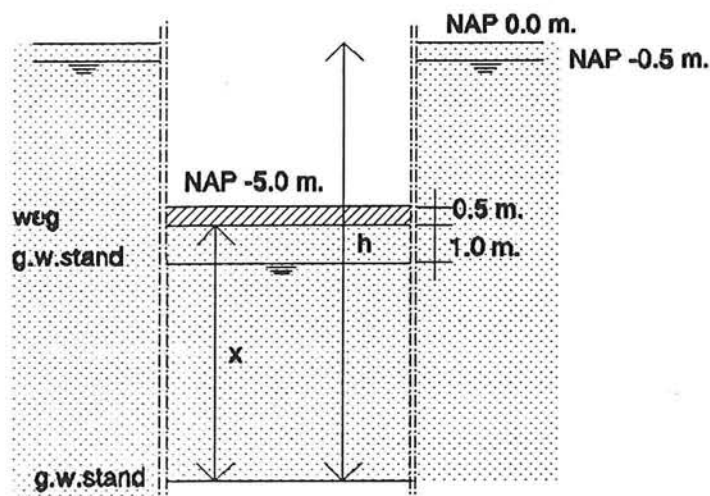
Figuur 6.16 Grondwaterstand binnen folie

- Het folie wordt met zand gevuld. $\gamma_{droog} = 18 \text{ kN/m}^3$; $\gamma_{nat} = 20 \text{ kN/m}^3$, dit zand komt in voldoende mate vrij bij het boren van de tunnel
- Materiaalfactor op de volumieke massa van de grond $\gamma_{m;g} = 1.1$ [Lit.12]
- Belastingfactor opwaartse waterdruk $\gamma_{d;w} = 1.0$
- De grondopbouw onder het folie is zodanig dat geen ongelijkmatige zettingen worden verwacht, een grondverbetering is dus niet noodzakelijk.
- Aangenomen wordt dat het folie een levensduur van minimaal 100 jaar heeft. Onderzoeken tonen aan dat dit inderdaad haalbaar is [Lit.19]

Op basis van deze uitgangspunten wordt de foliediepte bepaald. Omdat aangenomen is dat het niet mogelijk is de grondwaterstand te verlagen en genoeg ruimte aanwezig is voor taluds wordt in eerst instantie de eerste variant, het in den natte aanbrengen van een folie met taluds verder uitgewerkt.

FOLIEDIEPTE

Hieronder is de foliediepte berekend voor de situatie dat een folie wordt toegepast tot het punt in de langsdoorsnede waarop de bovenkant van de weg ligt op NAP - 5.0 m. (fig 6.17). Binnen het folie wordt een grondwaterstand van NAP -6.5 m. aangehouden.



Figuur 6.17 Evenwicht folie

$$F_{\text{opwaarts}} : \text{Grondwaterdruk} = (h - 0.5) * \gamma_w * \gamma_{d:w} = (h - 0.5) * 10.25 * 1.0$$

$$F_{\text{neerwaarts}} : \begin{aligned} 1 \text{ m. grond droog} &= 1 * \gamma_{\text{droog}} / \gamma_{m:g} = 1 * 18 / 1.1 \\ x \text{ m. grond nat} &= x * \gamma_{\text{nat}} / \gamma_{m:g} = x * 20 / 1.1 \end{aligned}$$

$$x = h - \text{bovenkant weg t.o.v. NAP -1.5 m.}$$

$$\text{Ofwel : } \begin{aligned} F_{\text{opwaarts}} &= 10.25 h - 10.25 * 0.5 \\ F_{\text{neerwaarts}} &= 18 / 1.1 + (h - 5 - 1.5) * 20 / 1.1 \end{aligned}$$

$$\Rightarrow h = 12.19 \text{ m.} \quad \Rightarrow \text{foliediepte NAP -12.19 m.}$$

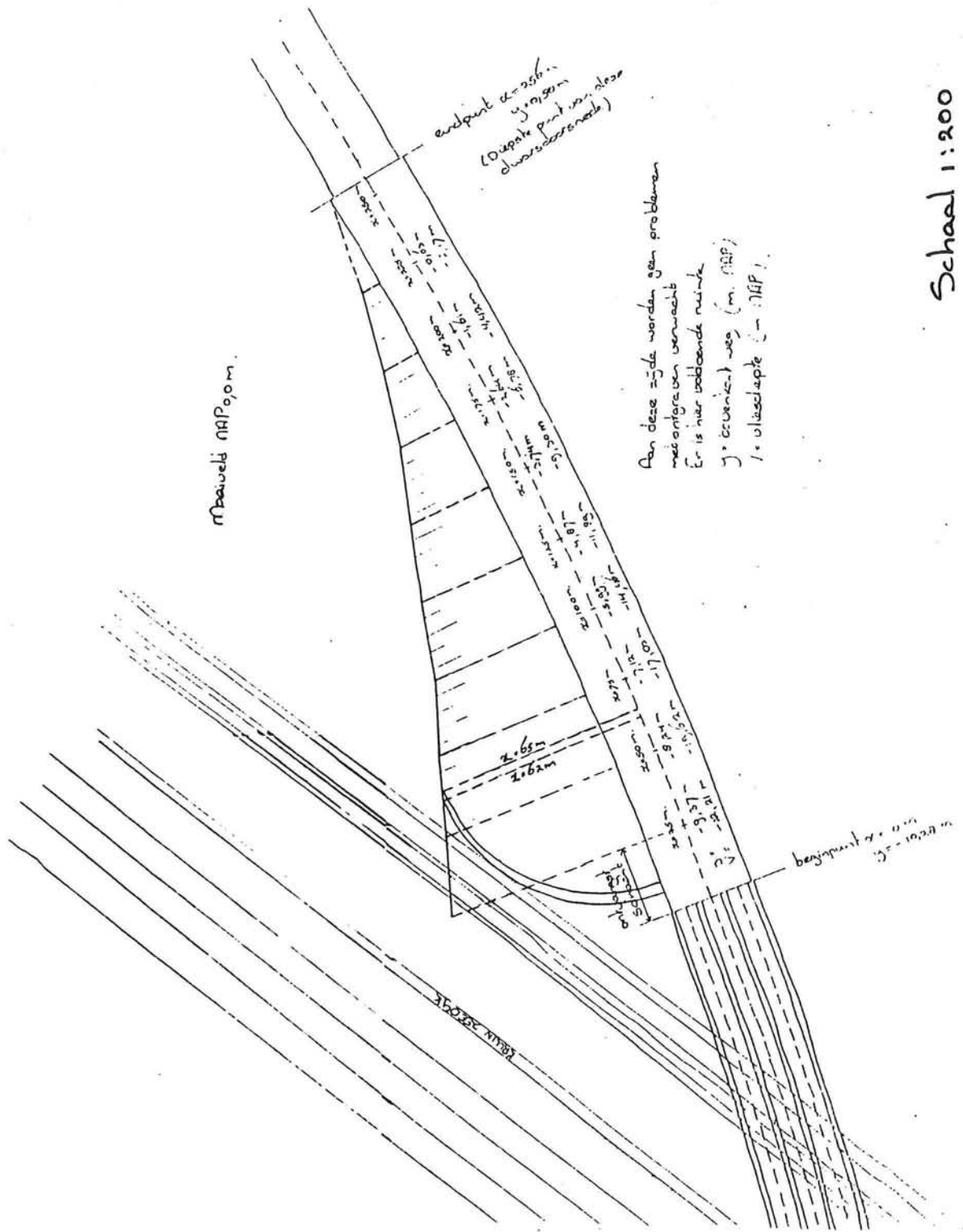
Op deze wijze is voor verschillende hoogtes van de weg de bijbehorende

minimale foliediepte bepaald. In tabel 6.II en figuur 6.18 zijn deze diepten aangegeven. Tevens is de breedte van het talud aangegeven. De foliediepte, die in tabel 6.2 is vermeld, is de minimaal benodigde diepte van het folie op het diepste punt van de bouwput wanneer een folie wordt aangebracht vanaf het begin van de bouwput ($x = 256$ m.) tot de aangegeven afstand tot het overgangspunt.

Afstand tot overgangspunt (m.)	Bovenkant weg (NAP m.)	Foliediepte (NAP m.)	Taludbreedte (m.)	
			Talud 1:3	Talud 1:2
25	-9.37	-22.2	66.6	44.4
50	-8.24	-19.6	58.9	39.2
75	-7.12	-17.1	51.2	34.1
100	-5.99	-14.5	43.4	28.9
125	-4.87	-11.9	35.7	23.8
150	-3.74	- 9.3	27.9	18.6
175	-2.64	- 6.8	20.3	13.6
200	-1.61	- 4.4	13.3	8.8
225	-0.63	- 2.2	6.5	4.3

Tabel 6.II Positie van het folie

Wanneer de helling van het folie gelijk gehouden wordt aan het talud van de berm zal ook voldoende veiligheid tegen opdrijven van de zijanten van het folie aanwezig zijn. De gronddekking blijft gelijk terwijl de waterdruk afneemt.



Schaal 1:200

Figuur 6.18 Foliediepte en taldbreedte

HELLING VAN HET TALUD

Ervaringen bij andere projecten hebben geleerd dat steile taluds kunnen leiden tot verzakkingen van het talud onder het folie waardoor scheuren in het folie kunnen ontstaan. Uitgegaan wordt daarom van een talud 1:3. Aangenomen wordt dat wanneer de ontgraving buiten het profiel van de dijk wordt gehouden, dus ontgraving pas beginnen achter de bermsloot, het mogelijk is het cunet te graven zonder stabiliteitsverlies van (een gedeelte van) de dijk. (figuur 6.18) Ter controle zal een aanvullend stabiliteitsonderzoek uitgevoerd moeten worden. Wanneer uit dit onderzoek blijkt dat de stabiliteit van de dijk aangetast wordt kan overwogen worden de folieconstructie eerder te beëindigen. De afstand van het begin van de ontgraving tot de dijk neemt dan snel toe. Enerzijds doordat het folie minder diep komt te liggen, anderzijds omdat de as van de bouwkuip een hoek maakt met de dijk.

TOEPASSINGSGEBIED

Op basis van bovenstaande aannamen is een folie toepasbaar tot $x = 62$ m. (De ruimte benodigd voor het talud aan de kopzijde is maatgevend, zie figuur 6.18). Besloten wordt de toepassing van een folieconstructie te beëindigen op $x = 65$ m. In hoofdstuk 4 is aangegeven dat om kortsluiting van de ventilatie-lucht te voorkomen vanaf deze plaats een dak op de uitrit aangebracht moet worden, zodat dit een logisch punt is om over te gaan op een andere bouwwijze. In tabel 6.III is de foliediepte en taludbreedte aangegeven voor $x = 65$ m. Toepassing is dan mogelijk over ongeveer 190 meter. De ontgraving begint nu minimaal 3 m. buiten de bermsloot.

Positie t.o.v. overgangspunt	Wegligging	Max. foliediepte	Taludbreedte Talud 1:3
65 m.	NAP -7.6 m.	NAP -18.15 m.	54.5 m.

Tabel 6.III Positie van het folie op $X = 65$ m.

Het folie zal afgezonken moeten worden tot NAP -18.15 m. Bij het Aquaduct in Akkrum is een folie afgezonken tot NAP -22 m. [Lit.18] zodat afzinken tot deze diepte technisch mogelijk is.

Opgemerkt wordt dat de totale oppervlakte die uiteindelijk in beslag genomen zal worden door de toerit bij toepassing van een folie groot zal zijn. In verband met de veiligheid moet om de totale toerit een kanteldijk aangebracht worden (randvoorwaarde [3]). Deze kanteldijken moeten buiten het folie geplaatst worden. Bij plaatsing op het folie bestaat de mogelijkheid het folie ongelijke zettingen ondergaat waardoor het folie scheurt.

OVERGANGSCONSTRUCTIE

Een kritisch punt is de beëindiging van de folieconstructie. Het folie zal zodanig aan het diepere gedeelte van de toerit bevestigd moeten worden dat een waterdichte afsluiting tussen het folie en de constructie wordt gerealiseerd. Een tweede voorwaarde dat door deze verbinding geen (grote) trekspanning in het folie mogen ontstaan. Dit zou leiden tot scheuren van het folie.

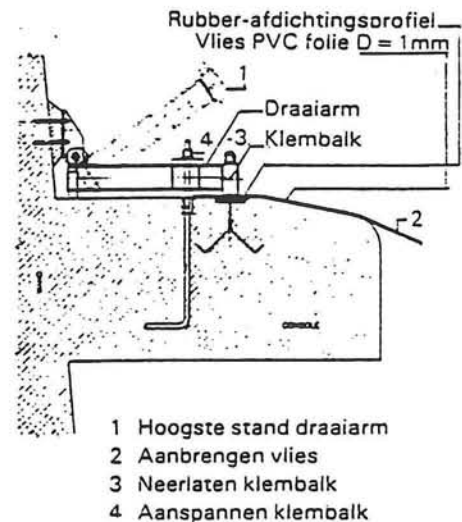
Een zelfde probleem deed zich voor bij de westelijke toerit van de tunnel de Noord. Hier heeft men de volgende oplossing bedacht. Allereerst is een in bouwkuip met damwanden het resterende gedeelte van de toerit gerealiseerd. Aan deze constructie is aan de onderbuitenzijde een uitbouw aangestort waarop in den droge een klemconstructie (figuur 6.20) is aangebracht. Vervolgens werd het uiteinde van de afrit van een tijdelijk kopschot voorzien, het cunet voor de folieconstructie ontgraven en de damwand van de bouwkuip getrokken. De folieconstructie kon nu in den natte op de bodem van het cunet afgezonken worden.

In de randen van het folie waren ogen aangebracht. Ook op de uitbouw zijn ogen bevestigd. Door nu lijnen door deze ogen van het folie naar de uitbouw en zo naar de bovenkant van de constructie te voeren kon het folie naar de uitbouw getrokken worden. Vervolgens werd door duikers het folie tussen de klemconstructie vastgezet. Na het verwijderen van de lijnen kon het folie aangevuld worden met zand. En kon de waterstand binnen het folie worden verlaagd.

Bij de tunnel onder de Noord werd het folie toegepast tot een diepte van NAP -10 m. Wanneer wordt aangenomen dat in dit gebied een grondwaterstand van NAP heerst en de aanvulling van het folie heeft plaats gevonden met verzadigd zand dan kan geschat worden dat het folie beëindigd is bij een ligging bovenkant weg op NAP -4.5 m. De bevestiging van het folie aan de beton-constructie heeft dus zo'n 5 m. onder de weg plaats gevonden.

Is deze situatie wordt toepassing tot NAP - 18 m overwogen. Dit is bijna twee keer zo diep. De weg ligt op NAP -7.6 m. De bevestiging vindt hier dus 10 meter lager plaats. Nader onderzoek moet uitwijzen of extrapolatie van deze bevestigingsmethode tot op deze diepte mogelijk is.

Om het folie op deze diepte te kunnen bevestigen moet eerst in een bouwkuip in



Figuur 6.20 Klemconstructie [Lit.20]

den droge de klembalk en de klemconstructie samen met het deel van de toerit waar ze aan bevestigd zijn gebouwd worden. Hiervoor is een bouwkuip van meer dan 18 meter diepte noodzakelijk ! Eenvoudiger zou het zijn wanneer de koppeling van het folie op een geringere diepte plaats zou vinden. Een principe oplossing is uitgewerkt in bijlage V. Het idee is gebaseerd op de bouwwijze van de U-polder. Op basis van deze methode zou de bevestiging van het folie veel dichter onder de weg gerealiseerd kunnen worden.

Bij een foliediepte van NAP -18 m. kan de koppeling nu plaats vinden op NAP -11 m. Hierdoor kan volstaan worden met een 7 meter minder diepe bouwkuip. Daar het hier een globaal idee van een nieuwe type bevestiging betreft zal nog nader onderzoek noodzakelijk zijn. Maar in principe kan deze alternatieve bevestigingswijze toegepast worden.

Wanneer deze bevestigingsmethode niet geschikt zou blijken te zijn kan een eerdere beëindiging van de folieconstructie overwogen worden. Het punt tot waar dan van een folieconstructie gebruik kan worden gemaakt is dan afhankelijk van de max. diepte waarop de bevestigingsmethode van de Noordtunnel kan worden toegepast. Toepassing van een foliediepte tot NAP -10 m. zal zeker mogelijk zijn. Hierdoor wordt de toepassingslengte van het folie verkleind van 190 meter tot ongeveer 120 meter. Hierna zal op een andere bouwmethode overgegaan moeten worden.

U-POLDER

Een van de belangrijkste redenen om op $x = 65$ meter de folieconstructie te beëindigen is het grote ruimtebeslag. De U-polder is juist ontwikkeld voor gebieden waar de ruimte om een bouwkuip te maken klein is. Gedacht zou kunnen worden aan toepassing in het diepere gedeelte van de toerit dat zo dicht bij de dijk ligt dat taluds niet mogelijk zijn en waarbij de toepassing van damwanden voordelen zou bieden. Het betreft hier het gebied tussen $x = 65$ m. en $x = 25$ m. Het folie moet hier echter zeer diep afgezonken worden (ongeveer NAP -20 m.) Dit leidt tot zeer zware damwanden, zowel wat betreft de grondkerende damwand als de damwand die ervoor gezet wordt. Toepassing van lichtere damwanden zou mogelijk zijn in combinatie met meerdere ankerlagen en stempellagen, die onderwater aangebracht zouden moeten worden. Dit maakt de uitvoering lastig en doet de bouwkosten oplopen. Er kan geconcludeerd worden dat toepassing van een U-polder geen voordelen biedt.

6.3.4 Conclusie

Wanneer de klemconstructie toegepast wordt, die uitgewerkt is in bijlage V, is toepassing van een folie als waterafsluitende laag voor een groot deel van de toerit een zeer reële optie. Toepassing is mogelijk van het begin van de ontgraving ($x = 256$ m) tot het punt waar het dak boven de uitrit aangebracht

wordt. ($x = 65$ m.)

Door toepassing van nieuw ontwikkelde detectie-apparatuur is het mogelijk eventuele scheuren in het folie te constateren en repareren voordat het folie geballast wordt met zand.

Ongelijkmatige zettingen zouden nadat de toerit voltooid is aanleiding kunnen geven tot scheurvorming in het folie. Ongelijkmatige zettingen kunnen ontstaan wanneer lokaal een grote belasting aangebracht wordt. Er zijn gebieden waar dit kan gebeuren:

- A) Onder de kanteldijken. De kanteldijken worden op het maaiveld aangebracht en verhogen de grondrukken waardoor zettingen ontstaan. Wanneer de kanteldijken buiten het vlies aangelegd worden geven zij geen aanleiding tot scheurvorming.
- B) Op het punt waar het vlies beëindigd wordt ($x = 65$ m.). Afhankelijk van de bouwwijze waarop overgegaan wordt kunnen zettingen ontstaan. Door het folie met voldoende speling aan de klemconstructie te bevestigen kunnen deze zettingen opgenomen worden.

Nader onderzoek zal moeten aantonen of de stabiliteit van de dijk gegarandeerd blijft. Ook de alternatieve bevestiging zal nader uitgewerkt moeten worden. Bij negatieve resultaten kan besloten worden de folieconstructie eerder te beëindigen.

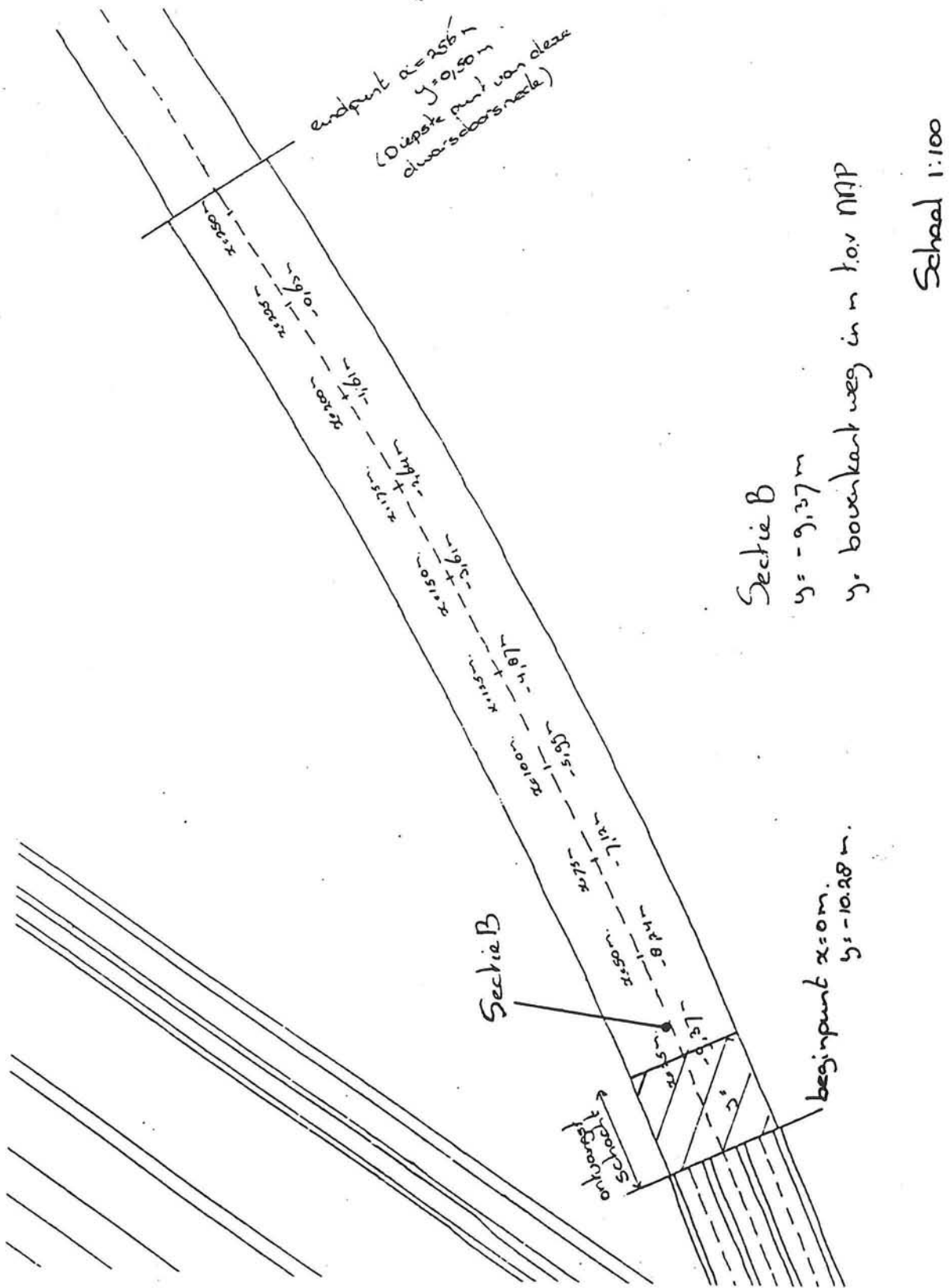
6.4 Damwanden of Diepwanden.

Uit de voorgaande stukken blijkt dat het technisch niet reëel is om de bouwmethoden zoals die genoemd worden in de vorige paragrafen toe te passen over de hele lengte van de toerit. Verlaging van de grondwaterstand in het eerste watervoerende pakket met ongeveer 11 meter, en zelfs met 17 meter voor de ontvangtschacht, zijn noodzakelijk om een droge bouwkuip te realiseren. En ook toepassing van een folieconstructie is voor de diepere delen van de toerit minder geschikt. Voor deze diepere delen van de bouwput kan beter overgegaan worden op een bouwkuip waarvan de wanden gevormd worden door damwanden. Onder de bouwkuipbodem bevindt zich geen voldoende diepe waterremmende kleilaag, die als afsluiting aan de onderzijde kan worden gebruikt, zodat gekozen wordt om de bouwkuipbodem af te sluiten met een laag onderwaterbeton, in de diepere delen voorzien van trekpalen. Toepassing van andere methoden zoals injectielagen of bevriezen om een kunstmatig afsluitende laag te maken zijn meestal duur, zodat deze niet in beschouwing genomen zijn.

In principe kan een bouwkuip met damwanden zowel voor de diepe als voor de minder diep gelegen delen van de toerit toegepast worden. In deze minder diep gelegen delen zullen andere bouwmethoden, bijvoorbeeld de in de vorige paragrafen behandelde methoden, zeer waarschijnlijk goedkoper zijn. Het exacte punt waar de overgang van een van deze methoden op een bouwkuip met damwanden en onderwaterbeton plaatsvindt zal bijvoorbeeld door een vergelijking van de kosten moeten worden vastgesteld.

In dit stuk wordt allereerst het diepste gedeelte van de toerit beschouwd, zover dit buiten de ontvangtschacht ligt (Sectie B, zie figuur 6.21). Globaal wordt uitgerekend welke damwandlengten nodig zijn en welke type profielen verwacht kunnen worden. Ten eerste wordt de situatie bekeken dat de damwanden alleen in de bouwfase gebruikt worden. Binnen de bouwkuip zal een constructie worden gebouwd die in de definitieve toestand volledig zelfstandig de grond en waterdrukken kan weerstaan. Alleen de trekpalen die gebruikt worden voor het vertikaal evenwicht van de onderwaterbetonvloer zullen ook voor de definitieve constructie gebruikt worden. Het diepe deel zal de zwaarste constructie opleveren. In minder diep gelegen delen zal kunnen worden volstaan met een lichtere constructie.

Ten tweede is globaal bestudeerd of het mogelijk is de damwanden onderdeel te laten vormen van de toerit en dus toe te passen als permanente wanden. Daarnaast is ook de mogelijkheid onderzocht om in deze situatie diepwanden te gebruiken.



Figuur 6.21 Toerit; bovenaanzicht

6.4.1 Berekening van de damwanden voor het diepste punt van de bouwkuip. (tijdelijke toepassing)

Bij de berekening van de damwanden is uitgegaan van Currapport 166 : Damwandconstructies [lit.21]. Bij de berekening van het benodigde damwandprofiel en de damwandlengte is gebruik gemaakt van het computerprogramma Msheet. Msheet is een ééndimensionaal eindig elementenprogramma. De damwand wordt geschematiseerd tot een verend ondersteunde ligger. De belasting die de grond, geschematiseerd tot een aantal veren, op de damwand uitoefend is afhankelijk van de verplaatsing van deze wand. Het programma controleert of een bepaalde damwandconstructie stabiel is en berekent de momenten, dwarskrachten en verplaatsingen [Lit.22].

In bijlage VI is de berekening van de damwanden met Msheet uitgewerkt. Ook is in de bijlagen bepaald welk damwandprofiel nodig is. In dit stuk wordt alleen de maatgevende situatie genoemd en worden de resultaten besproken.

Maatgevende situatie

Het diepste punt van de weg ligt op **NAP - 9.4 m**. Geschat wordt dat voor de vloer van de definitieve constructie en voor de laag onderwaterbeton 3 m. extra ontgraving benodigd is.

= = > Ontgravingsdiepte NAP - 12.4 m.

Voor de damwand berekening is uitgegaan van **grondopbouw A**. (zie uitgangspunt 4) Door de aanwezigheid van leemlaagjes in de grond onder de bouwkuipbodem in deze opbouw zal minder passieve gronddruk ontwikkeld worden dan in grondopbouw B, waar zand aanwezig is. Grondopbouw A zal dus maatgevend zijn voor de berekening van de damwandlengte.

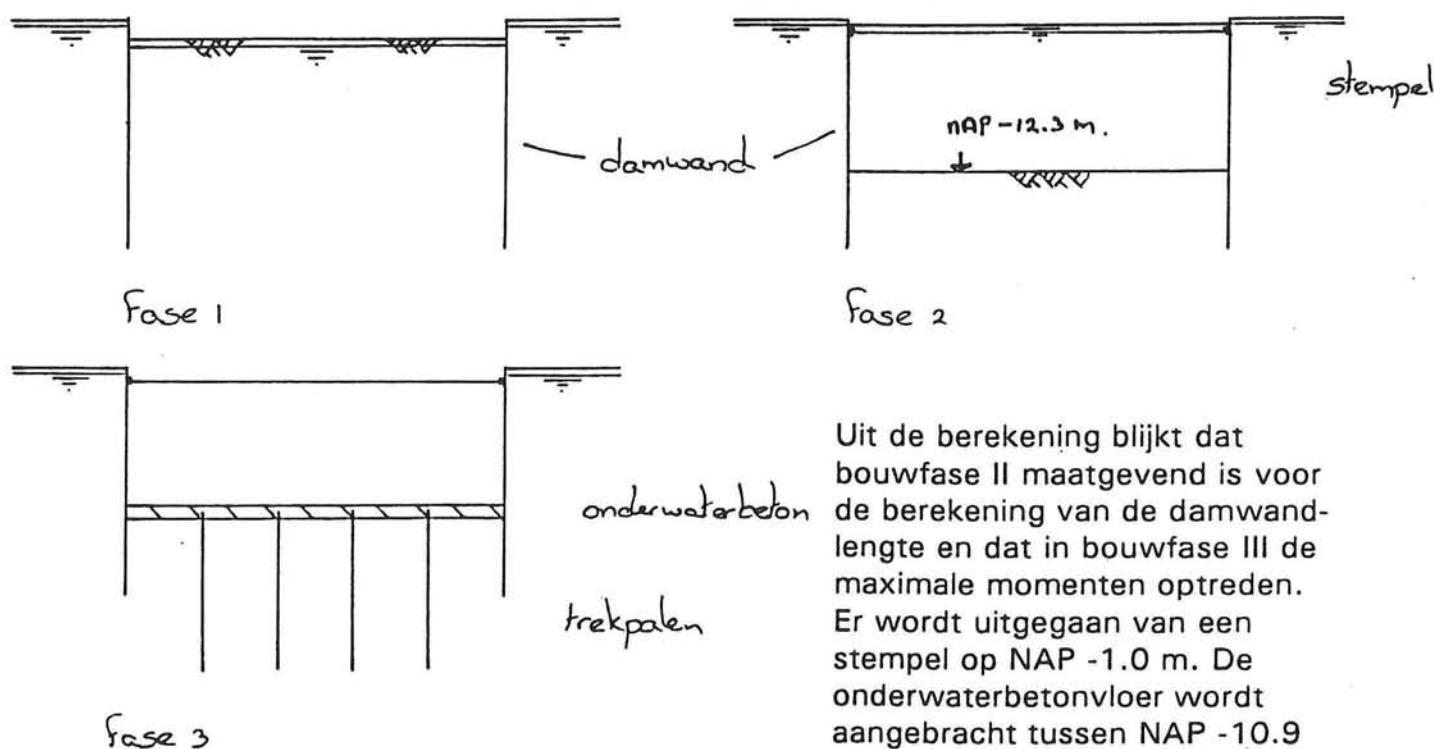
De maximale waterstand binnen de bouwkuip is, overeenkomstig uitgangspunt [2] aangehouden op **NAP - 0.50 m**. (Max. stijghoogte spanningswater) Het grond-water buiten de bouwkuip stijgt tot max. **NAP - 0.50 m**. Ter vereenvoudiging van de berekening is aangenomen dat zowel het spanningswater als het grondwater zout is ($\gamma_w = 10.25 \text{ kN/m}^3$). Om het terrein ook bij hoge grondwaterstanden begaanbaar te houden wordt over het hele bouwterrein een laag aanvulzand van **0.50 m**. aangebracht.

De afstand van de bouwkuip tot de voet van de dijk bedraagt zo'n **50 meter**. Aangenomen dat op deze afstand de dijk geen merkbare verhoging van de gronddrukken tegen de damwand geeft.

Resultaten

In bijlage VI is onderzocht welke damwandlengte benodigd is en welke profieltypen toegepast kunnen worden. In eerste instantie is een damwand beschouwd die alleen aan de bovenzijde gestempeld is. Het ontgraven van de bouwput en het aanbrengen van de stempels gebeurt in fasen. De volgende fasen zijn maatgevend bij het bepalen van het max. moment (zie ook figuur 6.22):

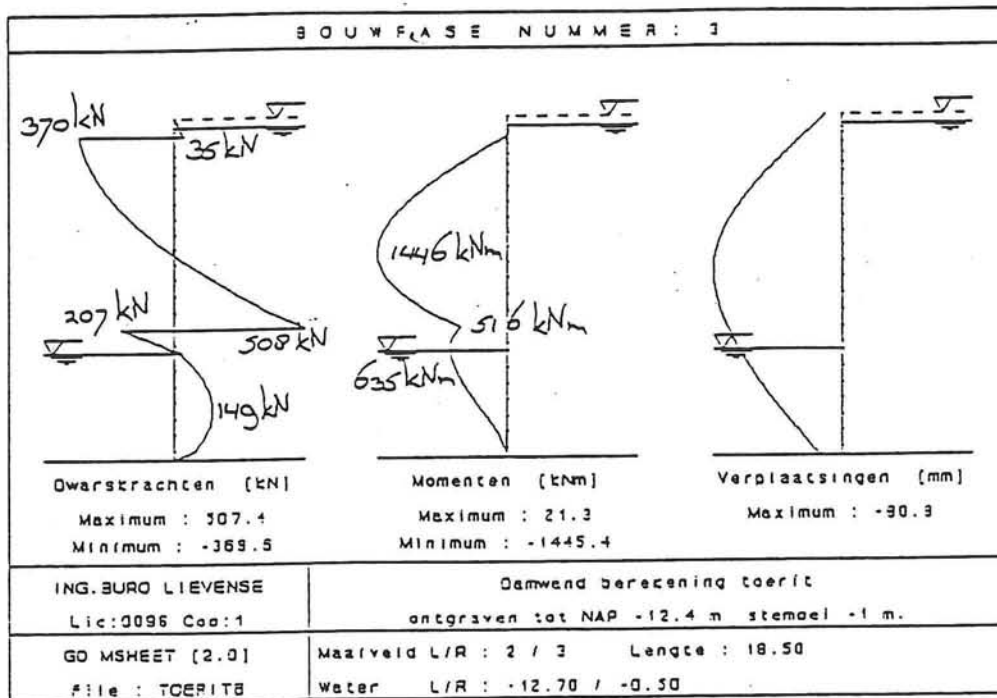
- 1) Waterstand binnen de bouwkuip verlagen tot NAP - 2.0 m. en ontgraven tot NAP - 1.5 m.
- 2) Aanbrengen stempel, waterstand binnen bouwkuip weer op laten komen en ontgraven tot NAP - 12.7 m.
- 3) Storten onderwaterbeton en na verharden bouwkuip droogmalen.



Figuur 6.22 Bouwfasen

Uit de berekening blijkt dat bouwfase II maatgevend is voor de berekening van de damwandlengte en dat in bouwfase III de maximale momenten optreden. Er wordt uitgegaan van een stempel op NAP -1.0 m. De onderwaterbetonvloer wordt aangebracht tussen NAP -10.9 m. en NAP 12.3 m. Uit bouw- fase II volgt dan dat de damwand minimaal tot NAP - 18.5 m ingeheid moet worden. En uit bouw- fase III blijkt dat bij deze in- heidiepte een maximaal moment van 1446 kNm optreed (zie figuur 6.23).

Toepasbaar is een combiwand van ronde buispalen met 3 tussenplanken met volgende eigenschappen (zie figuur 6.24). De damwandplanken kunnen twee meter onder de bouwkuipbodem beeindigd worden.



Figuur 6.23 Bouwfase III; Dwarskrachten, Momenten en verplaatsingen

$$\sigma_e = 355 \text{ kN/mm}^2$$

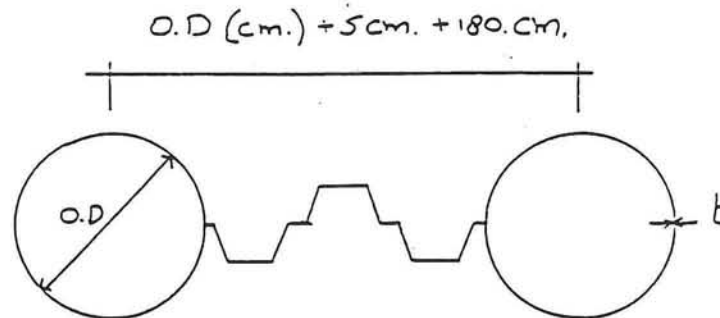
$$W_{\text{sys}} = 4618 \text{ cm}^3/\text{m}'$$

$$I_{\text{sys}} = 281687 \text{ cm}^4/\text{m}'$$

$$L_{\text{buis}} = 18.5 \text{ m.}$$

$$L_{\text{damplank}} = 18.5 \text{ m.}$$

$$\text{Gewicht} = 3462 \text{ kg/m}'$$



Figuur 6.24 Combiwandprofiel

Buiseigenschappen : O.D. = 1220.0 mm. Damwand: Drie tussenplanken
 $t = 12 \text{ mm.}$
 $I_t = 830778 \text{ cm}^4$
 $b_{\text{tot}} = 180 \text{ cm.}$
 $b_{\text{slot}} = 5 \text{ cm.}$
 $I_s = 34000 \text{ cm}^4$

Alternatief :

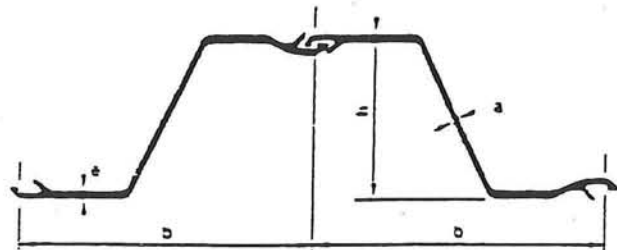
Toepassing van een enkele plank. Vanwege het grote benodigde weerstandsmoment voldoet alleen een zwaar BZ-vormig profiel (figuur 6.25).

$$W = 4200 \text{ cm}^3/\text{m}'$$

$$I = 73920 \text{ cm}^4/\text{m}'$$

$b = 500 \text{ mm.}$ BZ-42
 $h = 354 \text{ mm.}$
 $e = 24.0 \text{ mm.}$
 $a = 14.0 \text{ mm.}$

Lengte 18.5 m.
 Gewicht = 5014 kg/m'



Figuur 6.25 Z-profiel

In de handel zijn geen zwaardere Z-profielen voorhanden.

Geconcludeerd kan worden dat wanneer slechts één stempellaag aan de bovenzijde van de wand wordt toegepast dat dan zware damwanden toegepast moeten worden. Uit de berekening in bijlage VI blijkt dat door variatie van de positie van het stempel of door toepassing van twee of meerdere stempellagen het maximaal optredende moment sterk gereduceerd kan worden. Een andere optie is het plaatsen van een tweede stempel tijdens het ontgraven van de bouwkuip. Nadat de laag onderwaterbeton is aangebracht en de bouwkuip is drooggemalen wordt dit stempel verwijderd. Deze mogelijkheid is verder niet uitgewerkt.

Bij de bepaling van bovenstaande profielen is uitgegaan van de minimale damwandlengte berekend met MSHEET. Uit bijlage VI blijkt dat toepassing van langere damwandprofielen slechts een geringe reductie van de momenten geeft.

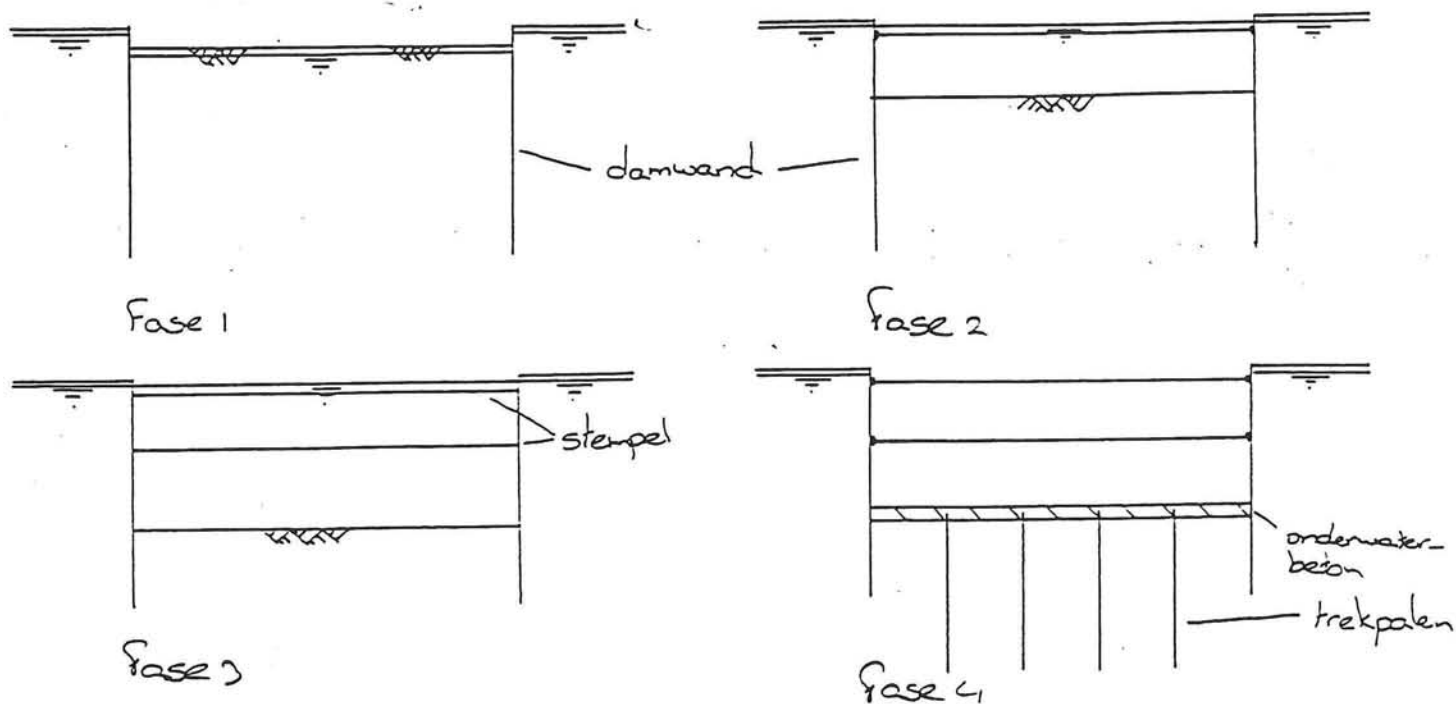
Wanneer wordt uitgegaan van een damwand die gestempeld is op NAP -1.0 m. en op NAP - 5.0 m. en aan de onderzijde wordt gesteund door een laag onderwaterbeton wordt het moment sterk gereduceerd. De grootste reductie treedt op wanneer geen bemaling wordt toegepast en het tweede stempel onderwater wordt aangebracht.

De volgende bouwfase worden onderscheiden (zie figuur 6.26):

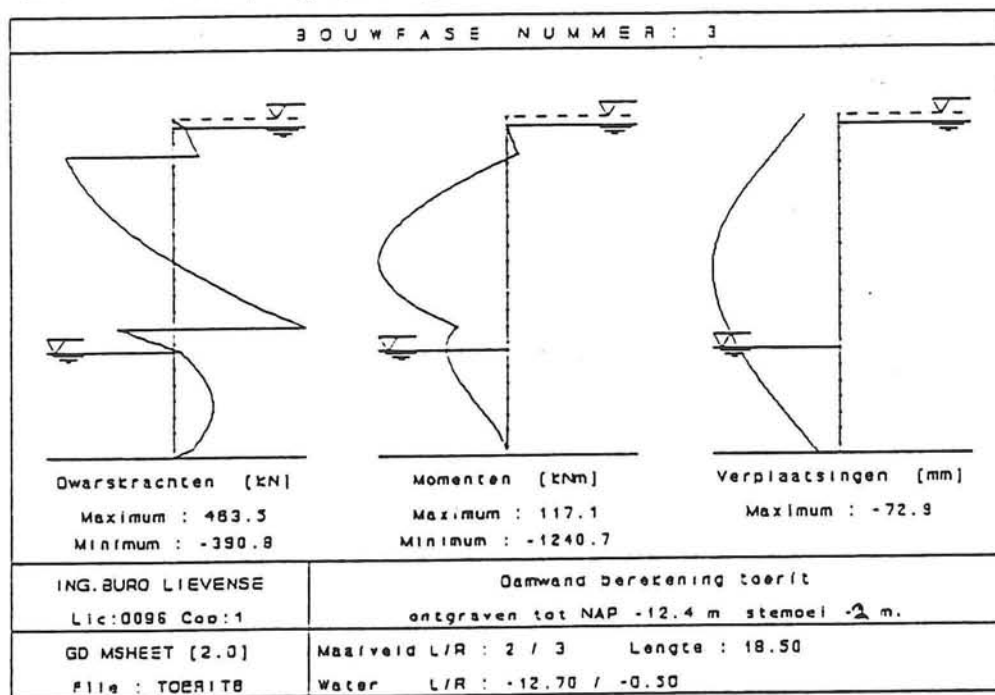
- 1) Verlagen g.w.s. tot NAP - 2.0 m. Ontgraven tot NAP - 1.5 m.
- 2) Plaatsen van 1^{ste} stempel, bemaling stopzetten == > waterstand NAP -0.5 m. Ontgraven tot NAP -5.5 m.
- 3) Plaatsen 2^{de} stempel, ontgraven tot NAP - 12.4 m
- 4) Aanbrengen onderwaterbeton en droogpompen bouwkuip.

Voor deze situatie is in bijlage III berekend dat geldt :

$$M_{\max} = 560 \text{ kNm. (figuur 6.27)}$$



Figuur 6.26 Twee stempellagen; Maatgevende bouwfasen

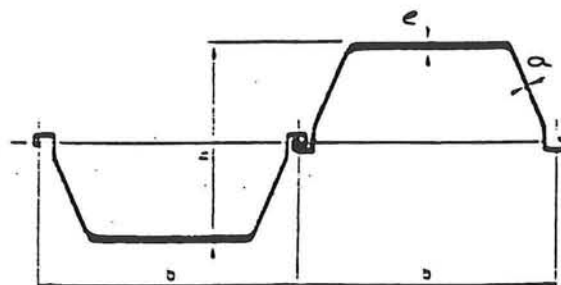


Figuur 6.27 Bouwfase 4; Dwarstrachten, Momenten en verplaatsingen

Toepasbaar is een enkele damwandplank met de volgende eigenschappen (zie figuur 6.28):

PU 16

$b = 600 \text{ mm.}$ $W = 1600 \text{ cm}^3/\text{m}'$
 $h = 380 \text{ mm.}$ $I = 30520 \text{ cm}^4/\text{m}'$
 $e = 12 \text{ mm.}$
 $a = 9 \text{ mm.}$ $\sigma = 360 \text{ N/mm}^2$



Figuur 6.28 Dubbel U-profiel

Lengte = 18.5 m.

Gewicht = 2294 kg/m'

Aangenomen is dat de tweede stempellaag onderwater op NAP -5.0 m. wordt aangebracht. Dit bemoeilijkt de uitvoering maar houdt de momenten in de wand klein. Bovendien zal een waterstandverlaging binnen de bouwkuip ook de waterstanden in de omgeving beïnvloeden. In een later stadium zal een afweging gemaakt moeten worden tussen de voordelen van het in den droge plaatsen van het stempel en de schade in de omgeving t.g.v. de bemaling.

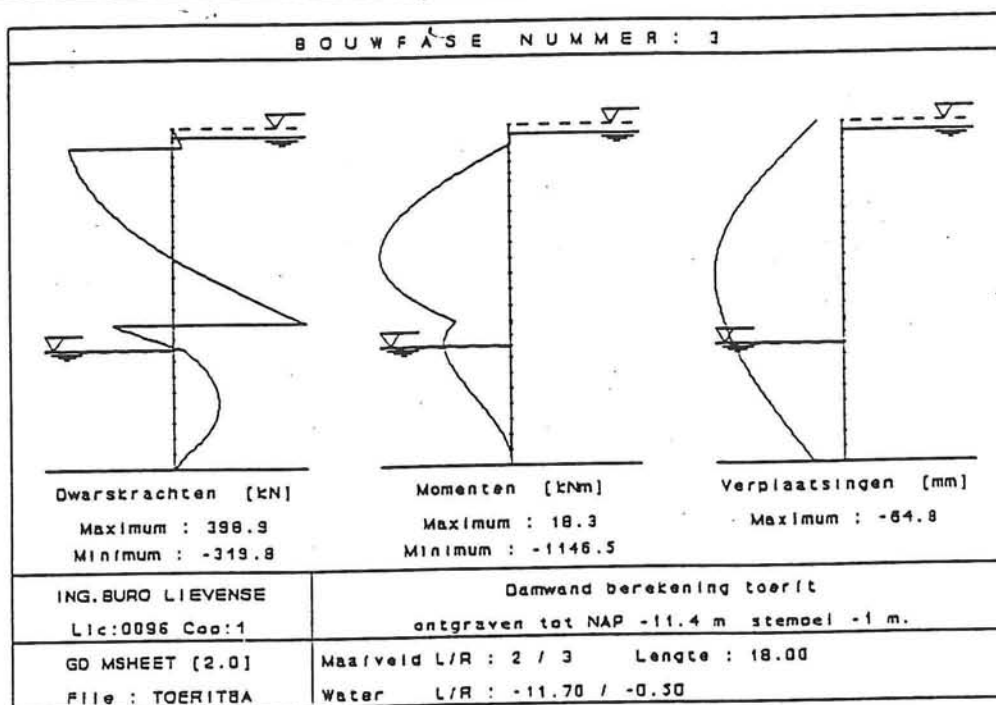
Wanneer blijkt dat de leemlaag die in grondopbouw B wordt aangetroffen in de bouwkuip aanwezig is kan deze laag gebruikt worden om een stempel in den droge aan te brengen. Om opbarsten van deze laag te voorkomen is dan hoogstens een kleine verlaging van het spanningswater buiten de bouwkuip noodzakelijk.

Tot nu toe is bij de berekening uitgegaan van een ontgraving tot NAP -12.4 m. Wanneer de totale bouwkuip opgedeeld wordt in secties kan voor minder diepe secties volstaan worden met een minder diepe ontgraving. Doordat de weg in het diepe deel van de toerit met hellingspercentage van 4.5 % loopt zal de benodigde ontgravingsdiepte als snel afnemen. Na 25 meter kan de ontgraving met een meter verlaagd worden².

Berekening van de damwanden voor deze situatie in bijlage VI toont aan dat een meter minder diepe bouwkuip een momentreductie van 20 % oplevert. De maatgevende momenten en dwarskrachten zijn in figuur 6.29 afgebeeld.

Hoewel voor de diepste sectie dus zware damwanden nodig zijn zal voor minder diep gelegen delen met lichtere profielen kunnen worden volstaan. Theoretisch is het mogelijk om over te gaan op de meer standaard stalen U-profielen.

² Het is mogelijk onderwaterbeton onder een helling te storten. Een hellingspercentage van 4.5 % is echter niet mogelijk zodat opdelen in secties nodig blijft.



$$(1445.4 - 1146.5)/1445.4 * 100 \% = 20 \%$$

Figuur 6.29 Ontgraven tot NAP -11.4 m , één stempel ; Dwarstrachten, Momenten en verplaatsingen

U - profiel : leverbaar tot $W = 3200 \text{ cm}^3/\text{m}$.

Stel $\sigma_s = 360 \text{ N/mm}^2$

$$\Rightarrow M_r = 1152 \text{ kNm.}$$

Of inderdaad een U-vormig profiel toegepast moet worden hangt af van de toegestane verplaatsingen, die vanwege de lage stijfheid van dit profiel groot zullen zijn, en van de kosten van dit profiel t.o.v. andere beschikbare profielen.

Conclusie

Geconcludeerd kan worden dat het ondanks de grote ontgravingsdiepte goed mogelijk is een bouwkuip met damwanden toe te passen. In het diepste deel zullen nog zware damwandprofielen noodzakelijk zijn. In andere delen van de bouwkuip kan al snel overgegaan worden op de toepassing van de meer gangbare U-vormige stalen damwandplanken.

In eerste instantie wordt voor het diepste deel van de ontvangtschacht gekozen voor een damwand met een inheidiepte tot NAP -18.5 m. en twee stempellagen; 1^{ste} op NAP -1.0 m., 2^{de} op NAP -5.0 m.

Dit is natuurlijk slechts één van de mogelijkheden. Wanneer besloten wordt een bouwkuip met damwanden toe te passen als bouwmethode, verdient het aanbeveling om een verdere optimalisatie uit te voeren. Hierbij kunnen de volgende

factoren gevarieerd worden :

- aantal stempels
- Positie van de stempels
- Moment waarop de stempels worden aangebracht (en verwijderd)
- Niveau en moment waterstandsverlaging binnen de bouwkuip.

Er zal een afweging gemaakt moeten worden tussen enerzijds zware damwanden die alleen aan de bovenzijde zijn gestempeld en een lichtere damwand met meerdere stempellagen waarbij het noodzakelijk kan zijn het tweede stempel onderwater aan te brengen. Een belangrijk punt hierbij is dat de aanwezigheid van meerdere stempellagen tijdens de bouw van de toerit in de bouwkuip hinderlijk kan zijn. Vanwege de hogere kosten is de mogelijkheid om de damwanden te verankeren niet onderzocht.

Bij het gebruik van damwanden als tijdelijke constructie zijn de verplaatsingen van de damwanden niet nader beschouwd. In de directe omgeving van de bouwkuip is geen bebouwing aanwezig. Zettingen van het maaiveld direct naast de bouwput leiden niet tot schade. Aangenomen is dat de afstand tot de dijk zodanig is dat de zettingen geen invloed op de stabiliteit deze dijk zullen hebben.

6.4.2 Toepassing van damwanden of diepwanden voor het diepste punt van de bouwkuip. (permanente toepassing)

In het voorgaande is steeds een damwand beschouwd die alleen een functie vervuld tijdens de bouw van de toerit. Nadat binnen de bouwkuip de toerit is gebouwd worden de damwanden weer getrokken. Het is ook mogelijk om de bouwkuipwanden een permanente functie te geven. Deze wanden vormen dan direct de buitenwanden van de toerit. T.o.v. de toepassing als tijdelijke damwand gelden de volgende verschillen:

- 1) Tijdens de bouw kunnen de wanden op verschillende niveaus gestempeld worden. In de permanente fase is boven de weg een vrij hoogte van 6.50 m. vereist. De onderkant van het eerste stempel boven de weg moet dus minimaal 6.50 m. boven het niveau van de weg liggen. Wanneer hiertussen een steunpunt nodig is zal de wand verankerd moeten worden.
- 2) De verplaatsingen van de damwand moeten beperkt blijven. Ver doorbuigende wanden zullen de gebruikers van de toerit een onveilig gevoel geven. Eventueel kunnen de doorbuigingen door toepassing van architectonische aanpassingen voor het oog verminderd worden.
- 3) Bij de berekening geldt nu een hogere veiligheidsklasse (Klasse III) De rekenwaarden zullen hieraan aangepast moeten worden.
- 4) De damwanden moeten gedurende 100 jaar hun functie blijven vervullen. Door roestvorming kan de sterkte van de damwand afnemen. Op twee manieren kan dit voorkomen worden.
 - a) Aanbrengen van een goede coating waardoor roestvorming tegengegaan wordt.

- b) De damwanden enkele millimeters dikker uitvoeren. De afname van de dikte door het roesten wordt zo gecompenseerd.

Op basis van deze punten zal een langer en zwaarder profiel toegepast moeten worden dan benodigd voor een tijdelijke damwand. In dit stadium van het ontwerp wordt aangenomen dat het profiel een klasse zwaarder uitgevoerd moet worden en dat de damwandlengte met 1.5 m. toeneemt. Wanneer de damwand te ver doorbuigt kan het noodzakelijk zijn een extra ankerlaag aan te brengen.

In paragraaf 5.2 is voorgesteld het maaiveld, wanneer dit constructie-technisch verantwoord is, vanaf de ontvangtschacht tot het einde van de lichtroosters te verhogen tot NAP + 2.50 m. Dit is echter alleen om architectonische redenen voorgesteld. Doorvoeren van deze ophoging leidt tot damwanden die minimaal 2.50 m. langer zijn. Bovendien zullen door de grondophoging de momenten in de wand toenemen. Een beschouwing van de extra kosten zal moeten uitsluiten of het haalbaar is het maaiveld over het hele gebied te verhogen.

Tot nu toe is uitgegaan van een onderwaterbetonvloer met trekpalen waarop in den droge een constructieve vloer aangebracht wordt, die ook aan de trekpalen wordt gekoppeld. De onderwaterbetonvloer is ongewapend en kan daardoor geen onderdeel uitmaken van de permanente constructie. Het is ook mogelijk constructief onderwaterbeton toe te passen. De kwaliteit van de onderwaterbeton is tegenwoordig zo goed dat de onderwaterbeton deel uit kan maken van de definitieve constructie [Lit.23]. Voordat onderwater het beton gestord wordt wordt eerst een wapeningsnet op de bodem aangebracht. De onderwaterbeton vloer kan dan, mits goed uitgevoerd, een onderdeel vormen van de permanente constructie.

Hierbij moet wel aan de volgende punten extra aandacht worden besteed:

- De uitvoering is gecompliceerder en dient nauwkeuriger te geschieden dan bij een ongewapende onderwaterbetonvloer [Lit.24].
- Door de verbinding tussen vloer en wand mag geen grote lekkage optreden. Vanwege de grote waterdruk tegen de onderzijde van de vloer zullen op deze verbinding grote belastingen werken. Door temperatuurverschillen (zonnestraling) of door variatie van de grondwaterstand kan de stalen damwand ook na realisatie van de toerit gaan vervormen. De waterdichte aansluiting tussen de vloer en de wand moet in alle gevallen gewaarborgd blijven. De dimensionering van deze aansluiting, die onderwater gerealiseerd zal moeten worden, zal in een latere fase nader beschouwd moeten worden. Ook de koppeling van de vloer aan de trekpalen vereist extra aandacht. Ook hierlangs kan lekkage optreden.
- De onderwaterbeton vloer vormt nu onderdeel van de permanente con-

structie. Volgens de eisen van de NEN 6720 [Lit.25] zal in de vloer een bepaald minimum percentage aan wapening aangebracht moeten worden. Plaatsing van het wapeningsnet zal dus precies om de palen moeten gebeuren. Dit bemoeilijkt de uitvoering.

Voordeel is wel dat voor de vloer volstaan kan worden met één betonnen laag. Eventuele lekkage die door de vloer optreedt kan opgevangen worden door tussen de vloer en het rijdek een drainagelaag aan te brengen. Door toepassing van een constructieve wapening kan de verhouding tussen de vloerdikte en het wapeningspercentage geoptimaliseerd worden. Een bijkomend voordeel is dat de ontgravingsdiepte verminderd kan worden.

De lekkage door de damwanden zal verminderd moeten worden door de sloten dicht te lassen of zwelpasta in de sloten aan te brengen. Toepassing van een vangrail moet voorkomen worden dat een voertuig tegen de wand botst en de damwand beschadigd. Door de wand te voorzien van een brandwerende laag kan deze beschermd worden tegen te grote verhitting bij een brand in de toerit.

Naast permanente damwanden kunnen ook diepwanden toegepast worden. Een betonnen wand heeft de volgende voordelen:

- Het is een stijve wand waardoor de verplaatsingen klein blijven. Het is dus niet nodig extra ankers of andere maatregelen toe te passen om de verplaatsingen (visueel) klein te houden. Wel zullen stempels en/of anker nodig zijn om de momenten te reduceren.
- De wand vereist weinig onderhoud
- Bij aanrijdingen tegen deze wand zullen nauwelijks vervormingen optreden en ook in geval van brand in de toerit zal deze wand weinig schade ondervinden.
- Door in de diepwand stekken op te nemen is een gewapende koppeling van de constructieve vloer aan de wanden mogelijk.

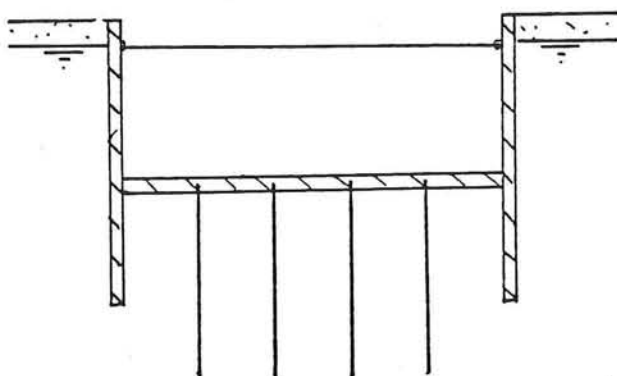
Een nadeel is wel dat een diepwand duur is. Doordat de wand stijf is zullen de momenten groter zijn als bij een slappere stalen damwand.

De combinatie van een diepwand met een gewapende onderwaterbetonvloer biedt veel voordelen. Deze mogelijkheid wordt verder uitgewerkt in subparagraaf 6.4.4

Toepassing van een diepwand is in principe mogelijk. In verband met de stabiliteit van de sleufwanden tijdens het ontgraven moet het niveauverschil tussen de bentoniet suspensie en de stijghoogte van het grondwater minimaal 1 meter bedragen. De stijghoogte van het spanningswater in de eerste laag is NAP -0.5 m. Het niveau van de bentoniet suspensie moet dus min. Op NAP + 0.5 m. liggen. Vanwege de grotere dichtheid van het zoute spanningswater wordt een extra marge aangehouden. Het maaiveld wordt opgehoogd tot NAP 1,5 m.

Het zoute grondwater heeft ook invloed op de keuze van het bentoniet. Ontgraven van de sleuf met de zuigboormethode geeft een grotere vermenging van het zoute water met het bentoniet waardoor de stabiliteit van de suspensie achteruitgaat. Bij uitgraven met een grijper ontstaat minder vermenging. [Lit.26] Ook kan overwogen worden extra toeslagstoffen door de bentoniet te mengen zodat de stabiliteit van de bentonietsuspensie minder wordt aangetast.

Hiervoor is al aangegeven dat bij toepassing van een damwand als permanente constructie aangenomen is dat de lengte toeneemt met 1.5 m. en dat vanwege de grotere maatgevende momenten (,berekening volgens klasse III; handboek damwandconstructies [Lit.21],) ook een zwaarder profiel noodzakelijk is dan bij een tijdelijke toepassing. Daar een diepwand een stijvere constructie is dan een damwand zullen de momenten en dwarskrachten nog verder toenemen. In deze fase van het ontwerp zal worden volstaan met het geven van een indicatie van de lengte van de diepwand en de wanddikten die benodigd zijn. Als uitgangspunt worden de maatgevende momenten en dwarskrachten zoals die bij een tijdelijke damwand gelden aangehouden. Geschat wordt dat bovengenoemde punten leiden tot een toename van de momenten en dwarskrachten met 20 %



Figuur 6.30 Bouwkuip met diepwanden

figuur 6.30). Uit deze berekening volgt:

Onderkant diepwand : NAP -20 m.; Wanddikte : 1.2 m.

Dit is een vrij dikke damwand maar ook hier geldt, gelijk als bij een damwand, dat door het toepassen van een extra ankerlaag en door de positie van beide lagen te optimaliseren dat de dwarskrachten en momenten gereduceerd kunnen worden.

De wanddikte kan verder gereduceerd worden door in de zones waar de stempels of ankers worden aangebracht, en waar de dwarskrachten dus max. zijn, dwarskrachtwapening toe te passen. Hierdoor kan de wanddikte reduceren. Bij diepwanden is het belangrijk dat het beton goed om de wapening vloeit. De

Voor het bepalen van de wanddikte wordt de dwarskracht maatgevend gesteld. De wand wordt zo gedimensioneerd dat geen dwarskrachtwapening nodig is. Verder wordt gecontroleerd voor de spanningen redelijke waarden gelden. De diepwand wordt in bijlage VI berekend. Uitgegaan is van een wand die alleen gestempeld wordt op NAP -1.0 m. (zie

dwarskracht wapening kan dus alleen aangebracht worden wanneer in de wapeningskorf voldoende ruimte resteert.

Het blijkt dat zowel permanente damwanden als permanente diepwanden een reële oplossing bieden om te fungeren als bouwkuipwand maar ook als toerit wand. Diepwanden zijn in Nederland al talloze keren toegepast en blijken uitstekend te functioneren. De risico's van deze wanden zijn laag. Er wordt een stijve betonnen toeritwand gevormd en ook de koppeling van de vloer aan de wanden, beton aan beton, kan kwalitatief goed uitgevoerd worden. Toepassing van diepwanden is echter duurder dan damwanden.

Permanente damwanden worden in Nederland minder toegepast in toeritten. Vaak wordt de voorkeur gegeven aan een betonnen wand, waarbij de risico's bij bijv. een aanrijding tegen de wand of een brand kleiner zijn. Permanente damwanden worden wel toegepast in vele kademuurconstructies. Dat permanente damwanden een uitstekend alternatief vormen als toerit wand blijkt uit diverse projecten in Duitsland. Hier worden damwanden regelmatig toegepast als permanente wand van een toerit.

Uit het bovenstaande blijkt dat het lonend kan zijn niet direct over te stappen op diepwanden. Een grondige afweging tussen enerzijds de grotere risico's bij damwanden en anderzijds de hogere kosten van een diepwand moet duidelijk maken welke optie de voorkeur verdient.

6.4.3 Stempels

Tot nu toe is alleen onderzocht welk type damwand benodigd is of welke dikte minimaal voor de diepwand vereist is en welke wandlengten nodig zijn. Om echter een vergelijking te kunnen maken met andere bouwmethoden is het ook van belang een indruk te hebben de zwaarte van de stempels die noodzakelijk zijn.

In bijlage VI is globaal bepaald welke afmetingen het buisstempel moet hebben. Uitgegaan is van een tijdelijke damwand die gestempeld is op NAP -1.0 m. met een lengte van 18,5 m. De bouwkuipbreedte is zo'n 30 meter. De stempels zijn berekend op knik. De dwarskrachtensprong t.p.v. het stempel, of wel de normaalkracht in het stempel bedraagt 400 kN/m' wand (figuur 6.23). De h.o.h-afstand is aan-gehouden op 5.0 m. In deze situatie blijkt een buisstempel nodig te zijn met een diameter van 900 mm. en een wanddikte van 8 mm.

Het blijkt dat zware buisstempels noodzakelijk zijn. Door de buizen in het midden te ondersteunen wordt de kniklengte gehalveerd. Het benodigd traagheidsmoment wordt hierdoor 4 x zo klein. Er kan dan volstaan worden met een veel lichter uitgevoerd stempel. Deze ondersteuning vormt wel een belemmering tijdens de bouw. De hinder kan beperkt worden door de kolommen uit te voeren in beton. Door de kolommen daar te plaatsen waar de middenwanden van de

toerit komen kunnen ze direct in deze wanden worden opgenomen. Wanneer de stempels dan verwijderd worden kunnen de kolommen achter blijven.

Bij de berekening is uitgegaan van een stempellaag bovenin de wand. Bij de toepassing van damwanden zijn ook mogelijkheden onderzocht om meer stemPELLAGEN toe te passen. Figuur 6.27 geeft de dwarskrachten, momenten en verplaatsingen van een damwand die gestempeld is op NAP -1.0 m en NAP -5.0 m., waarbij het tweede stempel in den natte is geplaatst. Uit deze figuur valt af te lezen dat de normaalkrachten in het stempel sterk oplopen. In deze situatie is treedt ter hoogte van het tweede stempel in de damwand een dwarskrachten sprong van meer dan 800 kN op, ofwel een normaalkracht van 800 kN in het stempel.

Bij optimalisering van de bouwkuip zullen dus niet alleen de momenten geoptimaliseerd moeten worden maar zal ook een uitvoeringsmethode uitgewerkt moeten worden waarbij de dwarskrachten, en dan vooral de sprongen bij de stempels, optimaal uitgewerkt zijn.

In deze paragraaf is steeds naar de dwarskrachtensprongen t.h.v. de stempels gekeken. De sprong bij de onderwaterbeton vloer is niet meegenomen. De laag onderwaterbeton is 1.5 m. en wordt gekoppeld aan trekpalen. Opname van de dwarskrachten, die als een normaaldrukkraft op de vloer werken zal geen problemen geven.

Gelijk als bij de momenten geldt ook nu dat bij afname van de ontgravingsdiepte de dwarskrachten snel zullen afnemen.

6.4.4 Onderwaterbetonvloer

In deze paragraaf wordt de onderwaterbetonvloer verder uitgewerkt. Hiervoor geldt hetzelfde als voor de stempels. Om een goede vergelijking te kunnen maken tussen de verschillende bouwmethoden moet ook een indruk van de h.o.h. afstand en de lengte van de trekpalen verkregen worden.

Ook hier wordt alleen de diepste, maatgevende, doorsnede beschouwd :

Vloerdikte : 1.5 m.
Ontgravingsdiepte : NAP -12.4 m.

Eerst wordt de combinatie van een onderwaterbetonvloer en damwanden beschouwd. Aangenomen wordt dat de vloer geheel zelfstandig, in combinatie met de trekpalen in evenwicht is. Aangenomen wordt dat tussen de vloer en de damwand geen schuifkrachten worden overgebracht en dat de damwanden dus niet bijdragen aan het evenwicht van de onderwaterbetonvloer.

In bijlage VI zijn alle berekeningen uitgevoerd. Hier wordt volstaan met het geven van resultaten. De minimale paallengte is met het kluitkriterium bepaald. Met kleefkriterium is vervolgens de maximale h.o.h. afstand berekend. Bovendien is gecontroleerd of de schuifspanning binnen de toelaatbare grenzen blijft.

Stel paal \square 300 x 300 mm.

Paallengte $L_{\min.} = 11$ meter. H.o.h.-afstand = 3 x 3.5 m².
L = 20 meter. H.o.h.-afstand = 4 x 4.5 m².

Stel bouwkuip van 30 x 25 meter.

L = 11 m. Aantal palen = 72

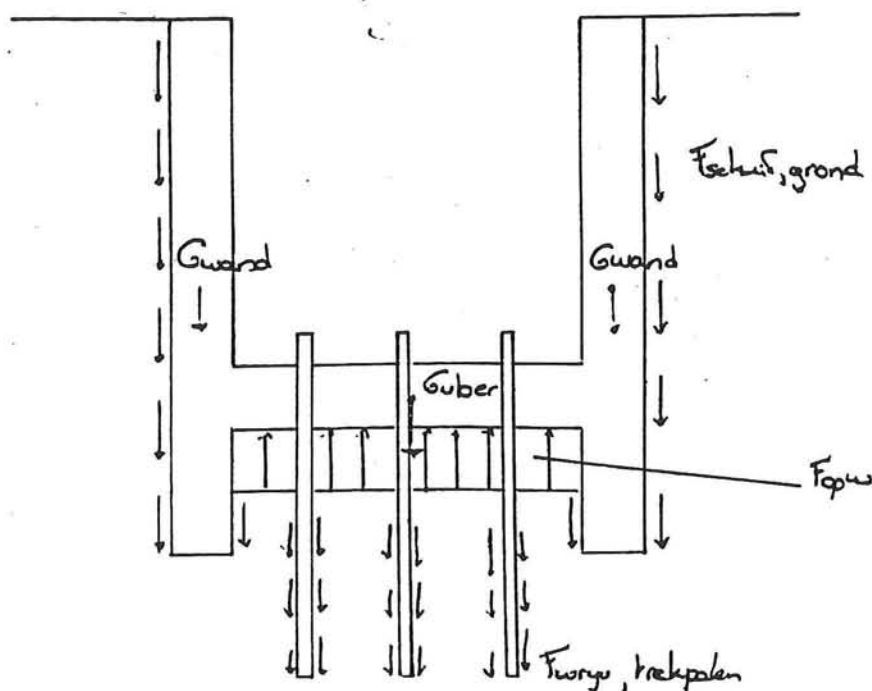
L = 20 m. Aantal palen = 42

Aanbevolen wordt de palen na het ontgraven van de bouwkuip te heien. Anders zouden de paallengten nog 12 meter toenemen en vormen de palen bovendien een hinderlijk obstakel tijdens het ontgraven. Er moeten dan op zo'n 12 m. onder water een groot aantal lange palen van meer dan 11 meter geheid worden.

Ook voor deze situatie geldt dat bij een minder diepe ontgraving de opwaartse belasting tegen de vloer afneemt en dat het aantal of de lengte van de palen kan worden verminderd.

Wanneer diepwanden toegepast worden is het mogelijk de onderwaterbetonvloer aan de diepwanden te koppelen. Wanneer deze verbinding zo gedimensioneerd wordt dat de optredende schuifkrachten overgebracht kunnen worden, kan het vertikaal evenwicht van de vloer ontleend worden aan de hele constructie. (zie figuur 6.31). Het aantal trekpalen kan hierdoor verminderd worden. Door toepassing van trekpalen op een grotere h.o.h.-afstand nemen de momenten in de vloer toe. Wanneer hierdoor de trekspanningen in het beton de max. toelaatbare waarden overschrijden kan overgegaan worden op gewapend onderwaterbeton. Wanneer dit gewapende onderwaterbeton volgens de voorschriften wordt gewapend, kan het deel uitmaken van de definitieve constructie.

De toepassing van gewapend onderwaterbeton en diepwanden biedt dus meerdere voordelen. Enerzijds kan het aantal trekpalen, t.o.v een o.w.b.-vloer die geheel zelfstandig alle belastingen op moet nemen, gereduceerd kan worden. Anderzijds kan volstaan worden met één vloer. Na het aanbrengen van een uitvullaag kan de weg direct aangebracht worden.



$$F_{opw} < 2 G_{wand} + G_{vloer} + F_{wrijv, trekpalen} + F_{schuif, grond}$$

Figuur 6.31 Evenwicht onderwaterbetonvloer gekoppeld aan diepwanden

6.4.5 Conclusie

Voor het diepere gedeelte van de toerit is toepassing van een bemaling of een folieconstructie niet meer mogelijk. Er zal overgegaan moeten worden op damwanden of diepwanden. De waterafsluiting aan de onderzijde van de bouwkuip wordt verzorgd door een laag onderwaterbeton. Om opdrijven van deze laag te voorkomen wordt het onderwaterbeton gekoppeld aan trekpalen.

Uit de voorgaande paragraaf blijkt dat toepassing van een tijdelijke damwand goed mogelijk is. Wanneer twee stempelingen worden aangebracht, eerste laag op NAP -1 m. en de tweede laag op NAP -5 m. kan volstaan worden met een PU 16 profiel. Hierbij is er vanuit gegaan dat het tweede stempel onderwater wordt aangebracht. Dit onderwater aanbrengen van een stempel is lastig. Eventueel kan ook een tijdelijke bemaling aangebracht worden. De kostenbesparing bij het aanbrengen van het stempel zal afgewogen moeten worden tegen de meerkosten van een bemalingen en de schade voor de omgeving. Binnen de bouwkuip die met de damwanden en onderwaterbetonvloer is uitgevoerd kan de toerit worden gebouwd.

Naast een tijdelijke damwand kan ook een permanente damwand of een diepwand worden toegepast. Door de onderwaterbetonvloer uit te voeren als

gewapende vloer met trekpalen kan binnen constructie direct begonnen worden met de afbouw van de toerit.

Door de stalen damwand te verankeren kunnen de uitbuigingen klein gehouden worden. Hoewel in Nederland weinig permanente damwandconstructies in toeritten worden toegepast ziet men in het buitenland deze constructie veelvuldiger toegepast. In Nederland wordt vaker voor te toepassing met diepwanden gekozen. Beide oplossingen lijken hier echter een goede oplossing te bieden. De keuze zal naast de uitvoeringskosten ook beïnvloed worden door de bouwwijzen die voor andere delen van de toerit gekozen worden.

Hoofdstuk 7 Bouwmethoden voor de ontvangtschacht.

7.1 Inleiding

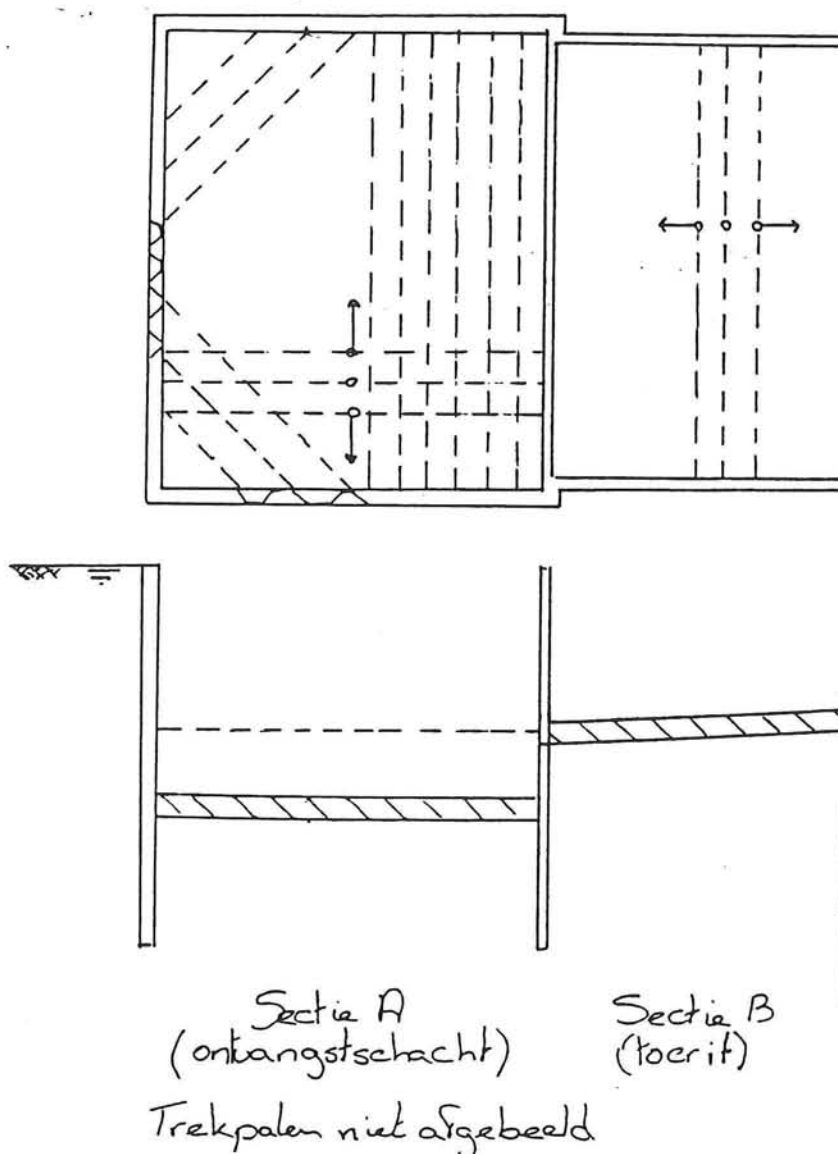
Bij het onderzoek naar de verschillende bouwmethoden voor de toerit bleek al dat voor de ontvangtschacht slechts bouwmethoden toepasbaar zijn waarbij de bouwlocatie wordt begrensd door verticale wanden. Ook bleek dat een grote verlaging van het grondwater en van de stijghoogte van het spanningswater niet mogelijk is.

Allereerst is een bouwmethode onderzocht waarbij een bouwkuip van damwanden wordt aangelegd met een vloer van onderwaterbeton met trekpalen. Binnen deze bouwkuip wordt de ontvangtschacht gebouwd. Hierbij zijn zware damwanden en veel lange trekpalen noodzakelijk. Bovendien zal daarna een zware betonnen constructie in de bouwkuip gebouwd moeten worden. Daarom is vervolgens onderzocht of het mogelijk is de bouwkuipwanden tevens te gebruiken als wanden van de ontvangtschacht. Zowel een bouwwijze waarbij de wanden gevormd worden door stalen damwanden als door diepwanden is beschouwd. Hierbij blijft het natuurlijk een probleem zware constructies onder slecht controleerbare omstandigheden te bouwen. Daarom is tenslotte nog een alternatief uitgewerkt waarbij de ontvangtschacht grotendeels op het maaiveld wordt gebouwd. Hierbij is een goede kwaliteitscontrole mogelijk. De constructie wordt op diepte gebracht door het weggraven van de grond onder de ontvangtschacht.

7.2 Bouw van de ontvangtschacht in een bouwkuip met damwanden.

Bij deze methoden wordt allereerst net als bij sectie B van de toerit een grondophoging tot NAP aangebracht om het bouwterrein begaanbaar te houden. De bouwkuipwanden worden aangebracht en vervolgens kan de bouwkuip in den natte ontgraven worden. Daarna wordt de onderwaterbetonvloer gestort en na uitharden kan de bouwkuip drooggemalen worden. Binnen de bouwkuip wordt de ontvangtschacht gebouwd. Nadat deze constructie voltooid is kan de grond tussen de damwanden aangevuld worden en kunnen de damwanden worden getrokken.

Uit paragraaf 5.3 blijkt dat de bodem van de ontvangtschacht op NAP -15.3 m. ligt. Dit is zo'n 6 meter lager dan het diepste deel van het overige gedeelte van de toerit (Sectie B). Verwacht kan dus worden dat de damwanden nog zwaarder zullen zijn dan de al zware damwanden die zijn uitgerekend voor sectie B. Wanneer Sectie B ook gebouwd wordt in een bouwkuip met damwanden dan kunnen deze bouwkuipen tegelijkertijd ontgraven worden. Voordeel hiervan is



Figuur 7.1 Stempeling van Ontvangtschacht en Sectie B

dat de scheidende wand tussen beide kuipen slechts aan de onderzijde belast wordt en dus lichter uitgevoerd kan worden. Nadeel is dat de damwand aan de kopse zijde van Sectie A niet op deze achterwand gestempeld kan worden (alleen aan de onderzijde). De kopwand kan met hoekstempels op de zijwanden gestempeld worden. In figuur 7.1 zijn beide bouwkuipen afgebeeld en is schematisch aangegeven hoe de stempeling kan worden aangebracht. In principe kunnen de wanden op elk niveau gestempeld worden, alleen vormen de stempels een obstakel tijdens het storten van het onderwaterbeton en tijdens de bouw van de ontvangtschacht in de bouwkuip.

Wanneer de stempels een grote belemmering vormen tijdens de bouw van de ontvangtschacht kan ook overwogen worden de zijwanden te verankeren. De

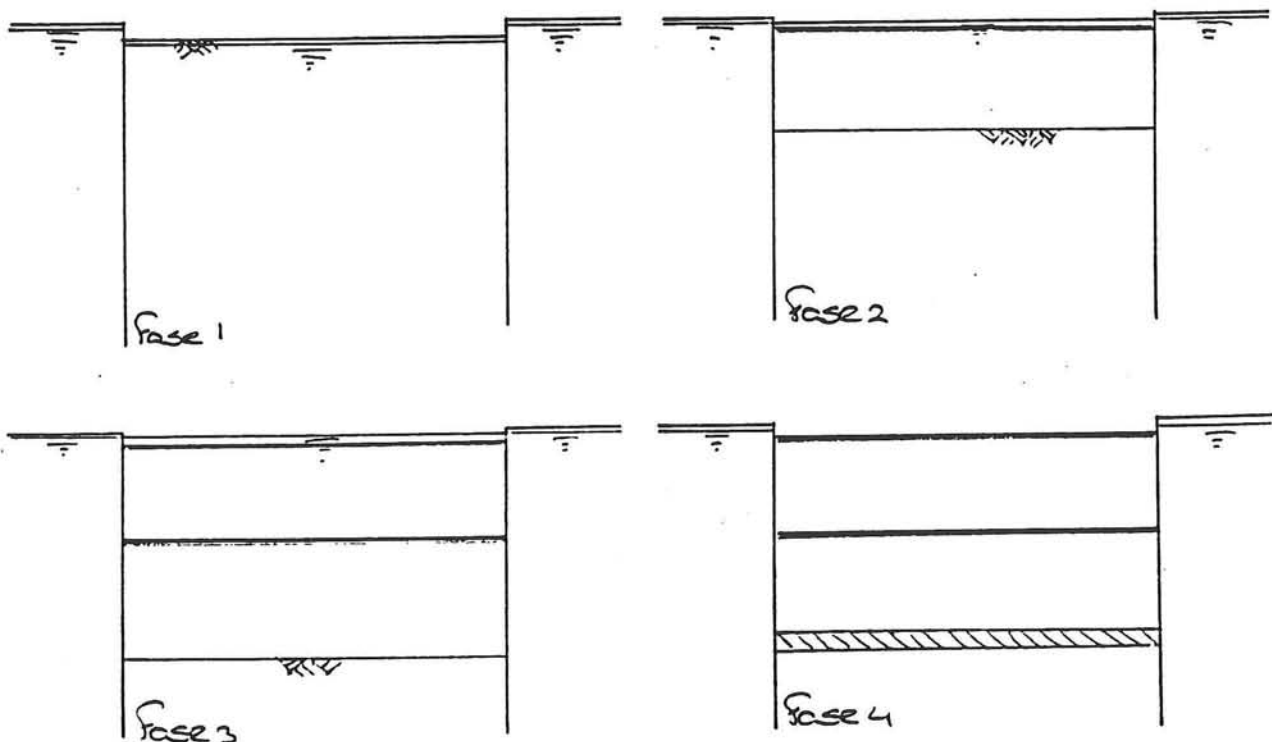
damwand aan de kopse zijde kan over grote delen van de wand niet verankerd worden. De ankers, die achteraf niet te verwijderen zijn, zouden tijdens het boorproces een obstakel vormen voor de TBM's.

In bijlage VI is een globale berekening uitgevoerd om de damwandlengten te bepalen en een indicatie te krijgen van het benodigde type damwand.

Voor de constructieve vloer en de onderwaterbetonvloer samen wordt een dikte van 3 m. aangehouden. De max. ontgravingsdiepte bedraagt dus NAP -18.3 m. Er wordt uitgegaan van een damwand die op twee plaatsen gestempeld wordt.

De volgende bouwwijze is aangehouden (zie figuur 7.2):

- 1) Heien damwanden en ontgraven tot NAP -1.5 m. (De grondwaterstand wordt verlaagd tot NAP -2.0 m.)
- 2) Aanbrengen 1ste stempel op NAP -1.0 m. Bemaling stopzetten. Nat ontgraven tot NAP -9.5 m.
- 3) Aanbrengen 2de stempel onderwater op NAP -9 m. Verder ontgraven tot NAP -18.3 m.
- 4) Storten onderwaterbeton. Hierna kan bouwput drooggepompt worden.



Figuur 7.2 Ontvangtschacht; 4 bouwfasen

In fase 3 wordt het tweede stempel onderwater aangebracht. Op basis van de resultaten uit het onderzoek naar de mogelijkheden van een bemaling voor de

toerit is gebleken dat een bemaling tot NAP -9.5 m. zeer waarschijnlijk niet toelaatbaar is.

Uit de berekening in bijlage VI volgt dat het maximaal optredende moment 1215 kNm bedraagt. (zie ook figuur 7.3) De minimale damwandlengte bedraagt 24.5 m. Het volgende profiel zou toegepast kunnen worden:

Een combiwand van ronde buispalen met 3 tussenplanken met volgende eigenschappen (zie figuur 7.4).

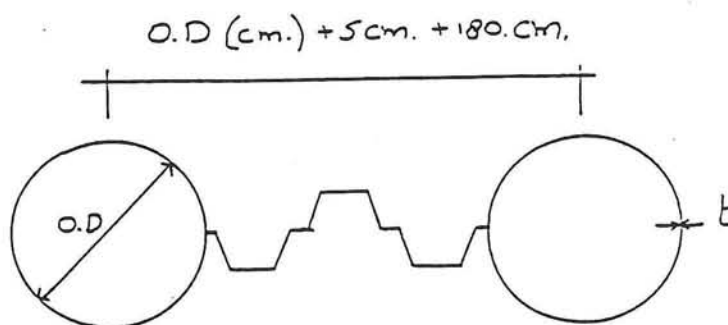
$$\sigma_s = 355 \text{ kN/m}^2$$

$$W_{\text{sys}} = 3735 \text{ cm}^3/\text{m}'$$

$$I_{\text{sys}} = 209171 \text{ cm}^4/\text{m}'$$

$$\text{Lengte} = 24.5 \text{ m.}$$

$$\text{Gewicht} = 4170 \text{ kg/m}'$$



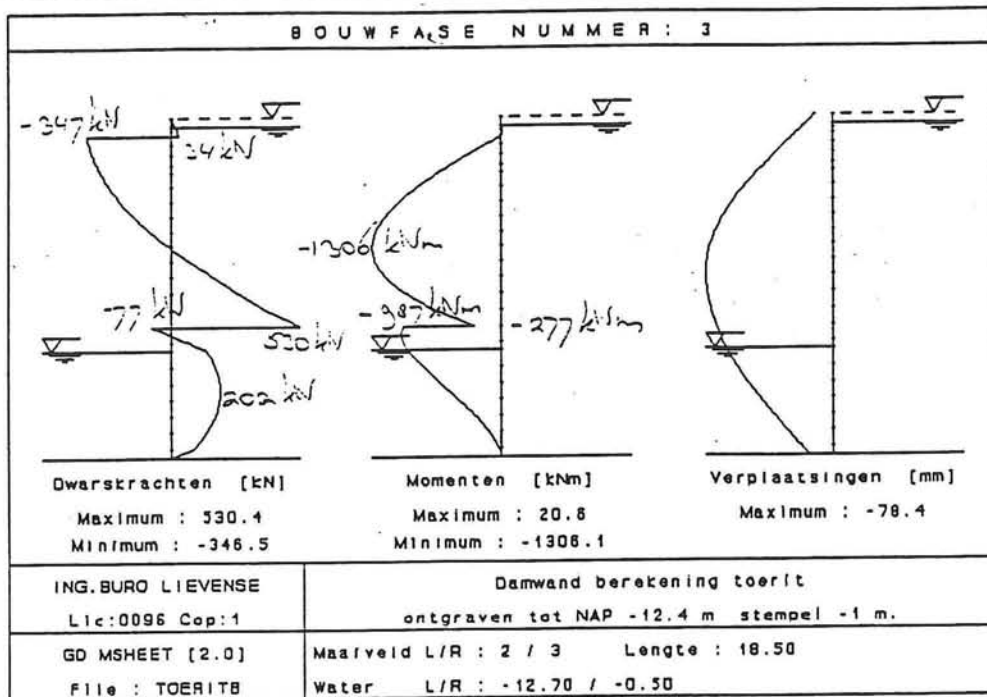
Figuur 7.4 Combiwandprofiel

Buiseigenschappen: O.D. = 1120.0 mm. Damwand : Drie tussenplanken
 $t = 11 \text{ mm.}$
 $I_t = 589237 \text{ cm}^4$
 $b_{\text{tot}} = 180 \text{ cm.}$
 $b_{\text{slot}} = 5 \text{ cm.}$
 $I_s = 32000 \text{ cm}^4$

De tussenplanken kunnen eventueel 1 à 2 m. onder de bodem van de bouwput beëindigd worden. Op deze manier kunnen damplanken van minder dan 20 m. toegepast worden en blijven de planken dus binnen de beschikbare handelslengten.

Gelijk als bij de toerit (sectie B) zal de damwand verder geoptimaliseerd kunnen worden door het aantal stempels en de positie van de stempels te variëren. Ook het moment waarop zij aan worden gebracht beïnvloed de dwarskrachten en momenten in de damwand. Ook de voordelen van een kleine tijdelijke verlaging van het spanningswater, waardoor de belastingen op de damwand verkleind worden, kunnen onderzocht worden. Er zal een afweging gemaakt moeten worden tussen de voordelen voor de bouw en de schade voor de omgeving.

Wanneer de dwarskrachtenlijn uit figuur 7.3 wordt beschouwd blijkt dat ter hoogte van het tweede stempel een dwarskrachten sprong van + 1400 kN. optreedt. Dit verschil in dwarskracht geeft een normaalrukkracht van 1400 kN./m' in het stempel. In bijlage III is berekend dat wanneer de buisstempels h.o.h 5 m. worden aangebracht dat dan een buisprofiel met een diameter van 1120 mm en een wanddikte van 12 mm. voldoet



Figuur 7.3 Bouwfase 4; Dwarskrachten, Momenten en verplaatsingen

Het betreft hier nog zwaardere profielen dan bij sectie B reeds noodzakelijk waren. De maatregelen die bij sectie B zijn voorgesteld, bijv aanbrengen van een ondersteuning van het stempel in het midden van de ontvangtschacht, zullen ook hier leiden tot minder zware stempels.

De laag onderwaterbeton zal om opbarsten van deze laag te voorkomen uitgevoerd worden met trekpalen. In bijlage VI is berekend dat bij een paaldoorsnede van 300 x 300 mm. de minimale benodigde lengte 17.5 m. bedraagt. Bij deze lengte kunnen de palen maximaal h.o.h 3.25 x 3.00 m. geplaatst worden. Nader onderzoek zal moeten uitwijzen of het mogelijk is palen van deze lengte op deze diepte te heien. Als alternatief kunnen ook ankers toegepast worden.

Wanneer de onderwaterbeton vloer is uitgehard en de bouwkuip is drooggemalen kan begonnen worden met de bouw van de ontvangtschacht in de bouwkuip. De ontvangtschacht wordt gebouwd zoals in paragraaf 7.2 is beschreven. Om opdrijven van de ontvangtschacht te voorkomen wordt de vloer gekoppeld aan de trekpalen die door de onderwaterbetonvloer steken. Koppeling aan de trekpalen verkleint tevens de optredende momenten in de vloer. Daar het gewicht van de ontvangtschacht veel groter is dan de onderwaterbetonvloer zijn minder trekpalen noodzakelijk voor het vertikaal evenwicht. Wanneer door bemalen het spanningswater verlaagd wordt kan het aantal trekpalen dat voor het evenwicht van de o.w.b.-vloer nodig is verminderd worden. De besparing

die de vermindering van het aantal trekpalen oplevert moet afgewogen worden tegenover de schade die de bemaling de omgeving berokkent.

Nadat de ontvangtschacht is voltooid kan de grond tussen de damwand en de wand van de schacht aangevuld worden en kunnen de damwanden worden getrokken. Het trekken van de damwanden zal enige verstoring in de bodem geven. Aangenomen wordt dat deze verstoringen binnen het gebied blijven waar naderhand het dichtingsblok wordt aangebracht en dus geen invloed hebben op het boorproces.

Bij deze bouwmethoden worden eerst zware damwanden toegepast en vervolgens wordt binnen in de bouwkuip een zware constructie gebouwd. Het zou gunstig kunnen zijn de functie van bouwkuipwand en constructiewand te combineren. Naar deze mogelijkheid wordt in de volgende paragraaf onderzoek gedaan.

7.3 Gebruik van bouwkuipwanden als permanente wand.

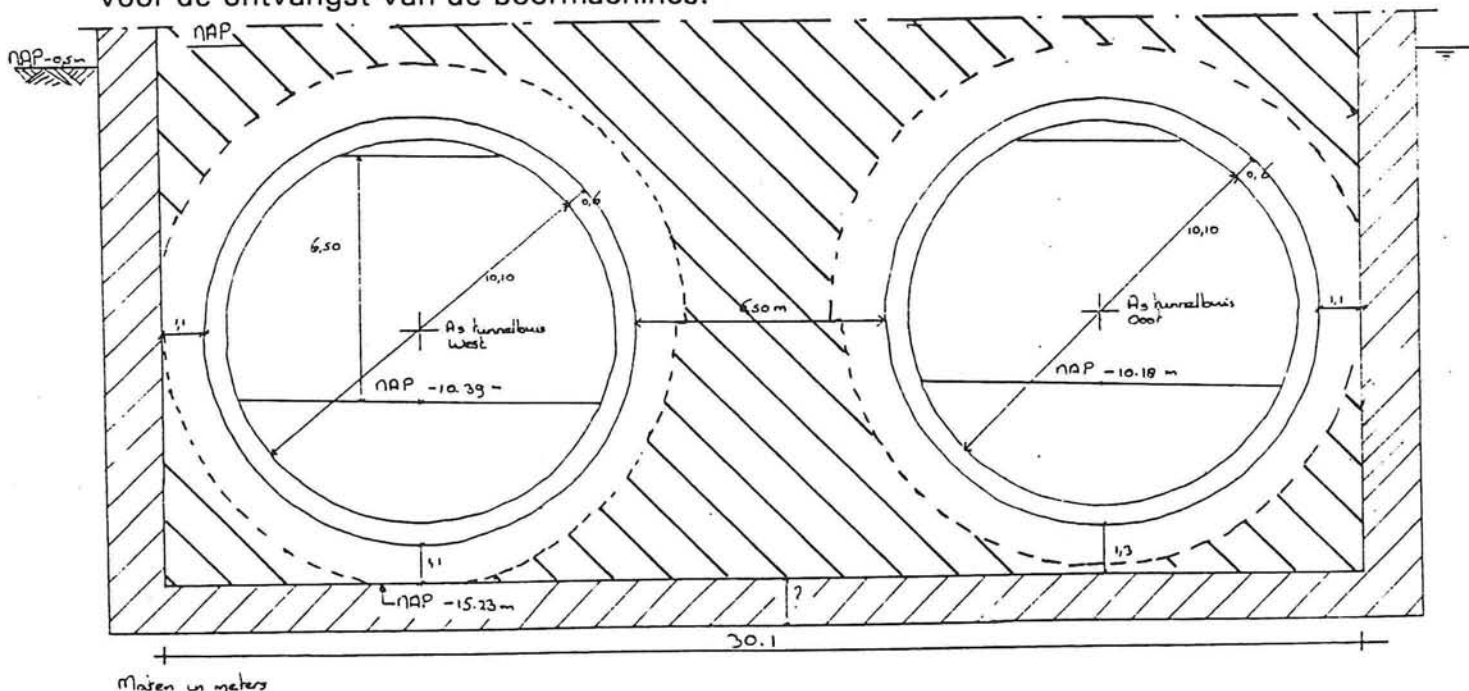
Ook voor Sectie B is deze mogelijkheid onderzocht. Ook hier zal onderzocht worden of de toepassing van permanente damwanden een redelijk alternatief is. T.o.v. de tijdelijke damwanden gelden de volgende verschillen (Deze punten zijn uitgebreider behandeld in paragraaf 5.3:

- 1) De damwanden kunnen nu niet op elk niveau gestempeld worden. Tijdens de doorbraak van de TBM's kan het eerste stempel boven de vloer pas aangebracht worden op NAP -1.0 m. Wel kunnen de zijwanden op diverse niveaus verankerd worden.
- 2) De kopwand kan niet verankerd worden, zoals ook al aangegeven bij toepassing van tijdelijke damwanden. Kunnen bij toepassing van tijdelijke damwanden de stempels nog op allerlei niveaus over de hele breedte van de wand geplaatst worden, bij toepassing van een permanente damwand kunnen de stempels slechts in beperkte zones aangebracht worden. Deze zones zijn aangegeven in figuur 7.5.
- 3) Aan de damwanden zal een dak bevestigd moeten worden. Dit dak kan tevens de functie van de bovenste stempellaag overnemen. In dit dak moet een opening van 11.30 x 12.30 m. resteren om uittillen van de boormachines mogelijk te maken.
- 4) Verder gelden de zelfde punten als bij Sectie B:
 - de verplaatsingen moeten beperkt blijven
 - er geldt een hogere veiligheidsklasse
 - de damwanden moeten gedurende 100 jaar hun functie blijven vervullen

Bij toepassing van permanente damwanden in sectie B werd aangegeven de damwand beschermd moest worden tegen aanrijdingen en brand. In de

ontvangstschacht is dit risico minder aanwezig. Om de tunnelboormachines in de ontvangstschacht te ontvangen is een bredere bouwput nodig dan voor de aanleg van de weg. De damwanden die de rand van de bouwkuip vormen staan dus zo'n twee meter van de weg. Daar deze ruimte waarschijnlijk gebruikt zal worden als technische ruimte is het risico dat een voertuig de wand raakt gering.

Uit de berekening van de tijdelijke damwand volgde een damwandlengte van 24.5 m. Gelijk als bij sectie B wordt de toename van de damwandlengte als gevolg van bovenstaande punten op 1.5 m. geschat. Er moeten dus buispalen met lengten van 26 m. toegepast worden. De damwandplanken kunnen op 20 m. gehouden worden. Ook zal een zwaarder buisprofiel noodzakelijk zijn. Wanneer de damwand tijdens het ontgraven op verschillende niveaus wordt gestempeld is het mogelijk op NAP -9.0 m. een ankerlaag in den droge aan te brengen, waarna de stempels kunnen worden verwijderd en de ruimte vrij komt voor de ontvangst van de boormachines.



Figuur 7.5 Kopwand; zones waar stempels aangebracht kunnen worden

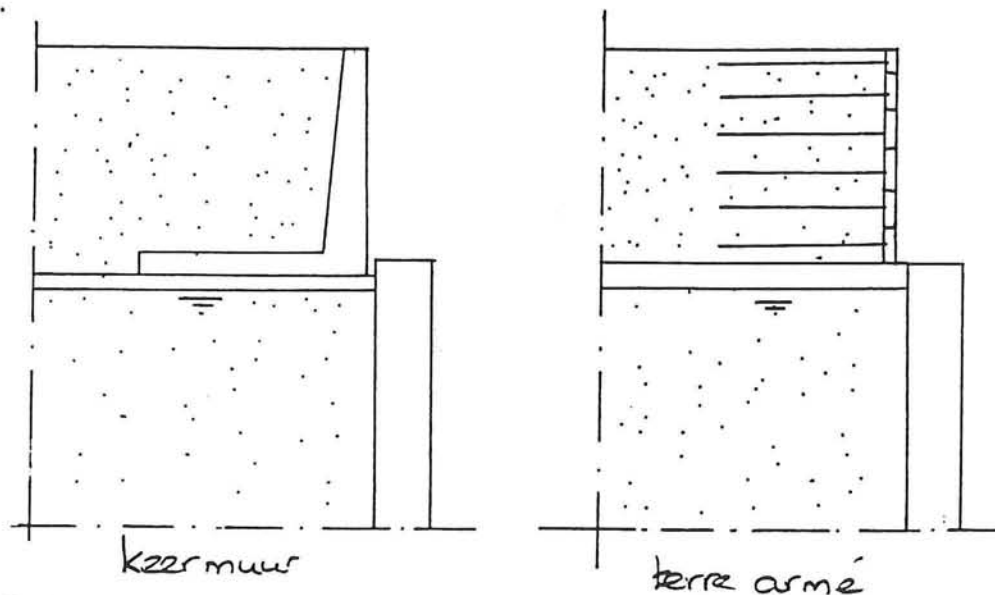
Bovenstaande alinea betreft de zijwanden. De kopwand zal nog zwaarder worden belast. Enerzijds omdat ondersteuning van de wand slechts in beperkte zones mogelijk is; anderzijds omdat een grondophoging tot NAP +6.50 m. moet worden aangebracht. Deze grondophoging wordt aangebracht om voldoende dekking boven de TBM's te realiseren. Om deze grond te ondersteunen zijn verschillende mogelijkheden:

- a) De damwand steekt 7.00 m. boven het maaiveld uit. Dit zou betekenen dat buisprofielen van meer van 33 meter toegepast moeten worden. Ook

de lengte van damwandplanken bedraagt meer dan 25 meter. Damwandplanken van deze lengten zijn niet beschikbaar en ook het transport van zulke lange buisprofielen is niet eenvoudig. Wel is het mogelijk de meters die boven maaiveld uitsteken na het heien van de damwand op deze wand te lassen.

De extra damwandlengte en de grote bovenbelasting leiden tot een forse toename van de momenten en dwarskrachten in de wand.

- b) Ook kan overwogen worden de grondophoging op een andere manier te steunen. Bijv. een ondersteuning door een keermuur of terre armé. (zie figuur 7.6) Een keermuur heeft een stijve bodem plaat. Zettingen t.g.v. het passeren van de boortunnel kunnen het gevolg hebben dat de bodemplaat niet meer over de volledige breedte wordt gesteund waardoor grote spanningen ontstaan. Deze spanningen kunnen verminderd worden door de keermuur in moten te verdelen. Terre armé kan de zettingen goed wel volgen. Het voordeel is niet alleen dat een kortere damwand kan worden toegepast maar tevens zullen de momenten in de damwand t.o.v. a) minder zijn. De grondophoging geeft nu slechts een bovenbelasting op de wand.



Figuur 7.6 Ondersteuning grondophoging

Welke manier van ondersteunen van de wand en de grondophoging ook toegepast wordt, de momenten en dwarskrachten zullen toenemen en de kopwand zal zwaarder uitgevoerd moeten worden dan berekend is voor de zijwanden. Het zwaarder uitvoeren van de combiwand door toepassing van een buisprofiel met een grotere diameter, dikkere wanden en door vermindering van het aantal tussenplanken is goed mogelijk.

De bovenbelasting zal ook invloed hebben op de het gedeelte van de zijwanden in de nabijheid van de kopwand. Hoe groot deze invloed is zal nog nader onderzocht moeten worden.

De vloerdikte en het aantal trekpalen is reeds onderzocht voor een tijdelijke damwand en zal bij een permanente damwand niet veel veranderen. Alleen doordat bij een permanente toepassing andere veiligheidsfactoren gelden dan bij een tijdelijke toepassing zullen enige wijzigingen optreden. Bovendien zal bij de detaillering rekening gehouden moeten worden met een levensduur van 100 jaar. Voor sectie B is ook de mogelijkheid van constructief onderwaterbeton onderzocht. Ook voor de ontvangtschacht is toepassing hiervan volgens dezelfde principes mogelijk. Wel zullen de belastingen op de vloer en ook op de verbinding tussen de vloer en de wand door de grotere ontgravingsdiepte toenemen.

In paragraaf 5.3 is vermeld dat boven de ontvangtschacht een dak wordt aangebracht. Dit dak geeft een verticale belasting op de damwand. Echter de buispalen zijn goed in staat deze belasting op de ondergrond af te dragen. Het dak vormt tevens een goede stempeling van de damwanden.

Door de permanente damwand die de kopwand wordt komen de beide TBM's de ontvangtschacht binnen. In eerste instantie is aangenomen dat het mogelijk is de geboorde tunnel aan de stalen damwand te bevestigen. Wanneer dit problematisch wordt kan voor de damwand een betonnen wand gestort worden. Koppeling van de tunnel aan deze betonnen wand kan geheel in den droge gebeuren.

Wanneer blijkt dat voor de koppeling van de tunnel aan de kopwand een betonnen wand nodig is kan ook overwogen worden de kopwand direct uit te voeren als een diepwand. Ook de zijwanden kunnen uitgevoerd worden als diepwanden. De voordelen om de zijwanden uit te voeren als diepwand zijn reeds bij de uitwerking van deze mogelijkheid voor Sectie B vermeld. In het vervolg van deze paragraaf is de mogelijkheid om de gehele bouwkuip uit te voeren met diepwanden onderzocht.

Om een diepwand uit te voeren moet, tijdens de aanleg van de diepwand, het maaiveld opgehoogd worden tot minimaal 1 meter boven de hoogste g.w.s. Bij de toerit is bovendien aangegeven dat een extra marge i.v.m. het zoute grondwater aangehouden wordt. Het maaiveld wordt tijdens de aanleg, opgehoogd tot NAP + 1.5 m. Tevens is in paragraaf 6.4 aangegeven dat, i.v.m. de aantastig van de stabiliteit van de bentonietsuspensie door het zoute grondwater, het ontgraven plaats moet vinden met een grijper of dat aan de bentonietsuspensie een toeslagstof moet worden toegevoegd.

Aangenomen wordt dat toepassing van een diepwand als permanente wand de rekenwaarde van de momenten en dwarskrachten 20 % hoger aangehouden moeten worden dan berekend bij een tijdelijke damwand. Om een indruk te krijgen van de afmetingen van de diepwand is uitgegaan van een wand die gestempeld is op NAP -1.0 m. en verankerd op NAP - 9.0 m. en waarbij tussen NAP -16.8 m. en NAP -18.3 een onderwaterbetonvloer is aangebracht. (figuur 7.2)

De momenten en dwarskrachten optredend bij een tijdelijke damwand zijn aangegeven in figuur 7.3. In bijlage VI is berekend dat wanneer deze waarden met 20 % verhoogd worden dat dan de volgende diepwand toegepast kan worden:

Diepwand: Inheidiepte: NAP -27.5 m.
Minimale wanddikte: 1.8 m.

Gelijk als bij alle andere gevallen geldt dat door optimalisering van het ontwerp de optredende dwarskrachten verminderd kunnen worden. Ook is het mogelijk om dwarskracht wapening toe te passen en zo de wanddikte te verminderen, zoals reeds bij sectie B is aangegeven. Daar de dwarskrachtwapening een obstakel vormt voor het omhoogvloeiende beton moet de hoeveelheid dwarskrachtwapening echter beperkt blijven.

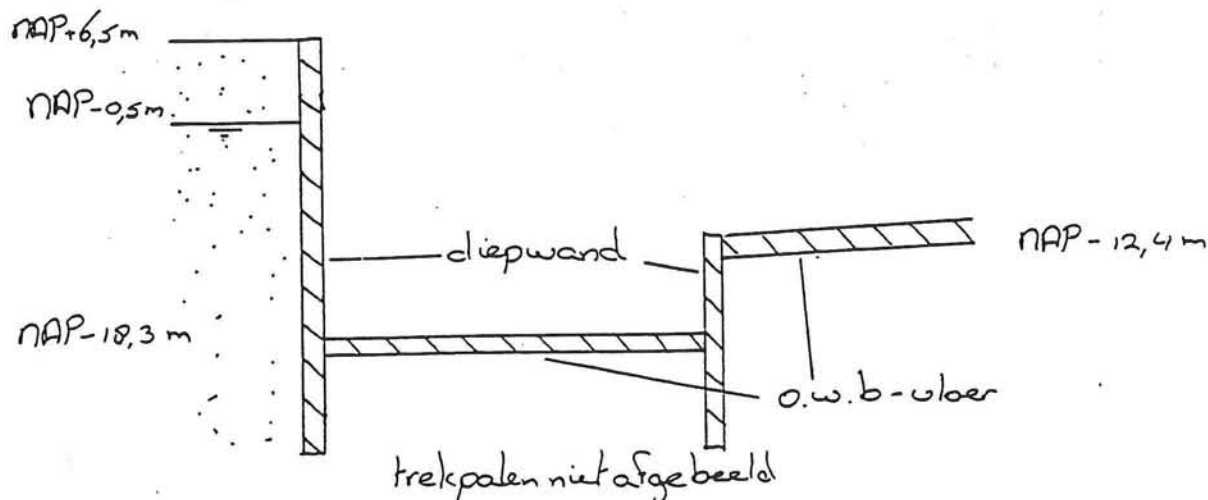
Voor de zijwanden is een diepwand onderzocht die verankerd is op NAP -9.0 m. Bij de damwanden is reeds aangegeven dat grote zones van de kopwand niet verankerd kunnen worden. In deze zones kan de kopwand slechts tijdelijk ondersteund worden. De ondersteuning moet weer verwijderd worden voordat de TBM doorbreekt in de ontvangtschacht. Andere verschillen t.o.v. de zijwanden zijn:

- De grondophoging zal een extra belasting op de diepwand geven.
- In de zones waar de TBM's door de wand breken kan geen wapening worden aangebracht.

Als keermuur voor de grondophoging kan op de diepwand een betonnen keermuur worden geplaatst. Ook het aanbrengen van terre armé zoals ook voorgesteld bij de damwand is mogelijk.

Om te voorkomen dat de damwand op de ongewapende zone bezwijkt tijdens het ontgraven moet de kopwand op verschillende niveaus gestempeld worden. Nadat het dichtingsblok is aangebracht kunnen de stempels verwijderd worden. Het dichtblok leidt de krachten nu naar de stijve boven en onderzijde van de kopwand en naar de wanden (zie figuur 5.7) Ook de tussenwand die geplaatst wordt om de kopwand te ontzien, zoals aangegeven in paragraaf 5.3, zal een deel van de belastingen opnemen. Wanneer de TBM's nu in de buurt van de openingen komen kan het beton weggebroken worden.

Wanneer sectie B ook uitgevoerd wordt in een bouwkuip met dam- of diepwanden hoeft de achterwand slechts gedeeltelijk met beton gevuld te worden (figuur 7.7) Beide bouwkuipen worden tegelijk ontgraven. De overgang van de ontvangtschacht naar de toerit kan nu in den droge van gewapend



Figuur 7.7 Ontvangtschacht met achterwand uitgevoerd als diepwand

beton worden gemaakt. Wanneer de achterwand volledig als diepwand wordt opgetrokken moeten achteraf in deze diepwand weer openingen gemaakt worden om de weg door de wand te leiden.

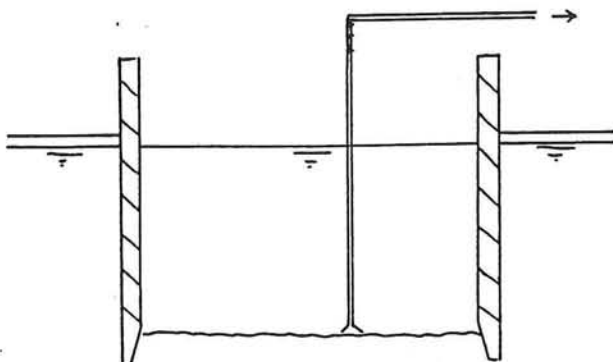
7.4 Afzinken van de ontvangtschacht

Uit de vorige paragraaf blijkt dat wanneer de ontvangtschacht in een bouwkuip wordt gebouwd dat dan zware dam en/of diepwanden nodig zijn. Vanwege de grote ontgravingsdiepte zijn tevens een groot aantal lange trekpalen nodig om het opdrijven van de onderwaterbetonvloer te voorkomen. Het zou dus aantrekkelijk zijn wanneer voor de bouw van de ontvangtschacht geen bouwkuip noodzakelijk zou zijn.

Dit is mogelijk door de ontvangtschacht af te zinken. De ontvangtschacht wordt onder gunstige en goed controleerbare omstandigheden op het maaiveld gebouwd. Vervolgens wordt de constructie op diepte gebracht door onder de ontvangtschacht de grond af te graven. Aanleg van een bouwkuip is dus niet noodzakelijk en ook de grondwaterstand hoeft niet verlaagd te worden. Een bijkomend voordeel is dat de wanden van het caisson stijf zullen zijn waardoor, ondanks dat binnen de wanden wordt ontgraven, de zettingen buiten het caisson gering zullen zijn.

Er zijn drie verschillende methoden om een caisson af te zinken [Lit 27,28,29]:

1) Open caisson (figuur 7.8)



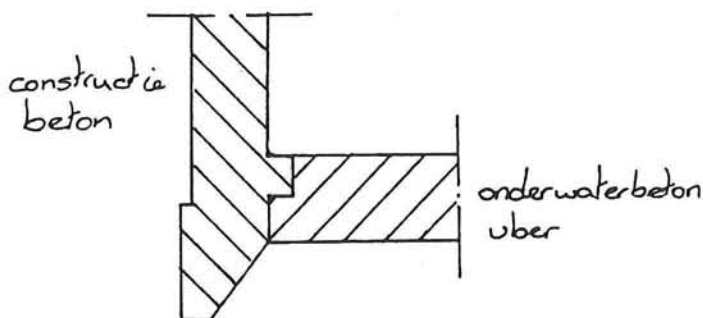
Figuur 7.8 Open caisson

Op maaiveld worden alleen de wanden van de ontvangtschacht gebouwd. Daarna wordt door de grond aan de binnenzijde van het caisson weg te graven de schacht op diepte gebracht. Vervolgens wordt onderwater de vloer aangebracht en kan het water binnen het caisson weggepompt worden. Voordeel van deze methode is dat geen bodem aanwezig is en dat het ontgraven dus eenvoudig met een grijper of pomp kan plaatsvinden.

Voor deze onderwaterbetonvloer zijn twee alternatieven :

a) ongewapend onderwaterbeton. Om opdrijven van de vloer te voorkomen zijn een groot aantal trekpalen nodig. (Ongeveer gelijk aantal als in paragraaf 6.4.4 is berekend bij een bouwkuip met tijdelijke damwanden.) Deze palen voorkomen tevens dat grote momenten in de ongewapende vloer ontstaan. Op deze onderwaterbeton vloer kan, nadat de ontvangtschacht leeggepompt is, de constructieve vloer geconstrueerd worden.

b) Gewapend onderwaterbeton. Door in de wanden van de ontvangtschacht stekken op te nemen, die onderwater door duikers worden uitgebogen is het mogelijk deze vloer aan de wanden te koppelen en zo het opdrijven te voorkomen. Door de grote overspanning zullen in de vloer grote momenten ontstaan en langs de randen grote schuifkrachten. Om deze momenten en schuifkrachten te reduceren zouden enkele trekpalen aan de vloer gekoppeld kunnen worden. Ook het aanbrengen van een uitstekende rand t.p.v. de vloer kan de dwarskrachten op de verbinding reduceren (zie figuur 7.9). Wel moeten extra maatregelen genomen worden om te voorkomen dat de rand tijdens het ontgraven beschadigd wordt.

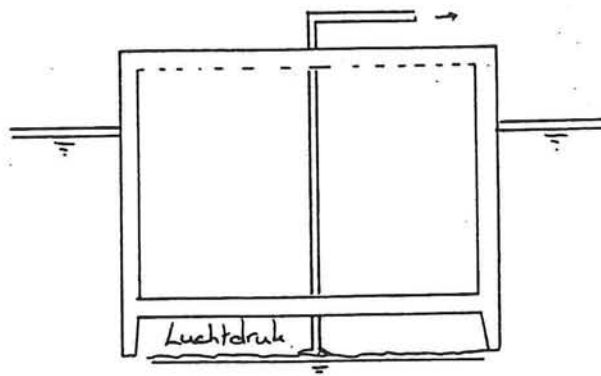


Figuur 7.9 Verbindingsdetail

De vloer ligt op ongeveer NAP -15 m. en wordt geheel onderwater gestort. Om de juiste kwaliteit te bereiken moet de uitvoering met zeer veel zorgvuldigheid plaats vinden.

2) Pneumatisch caisson. (figuur 7.10)

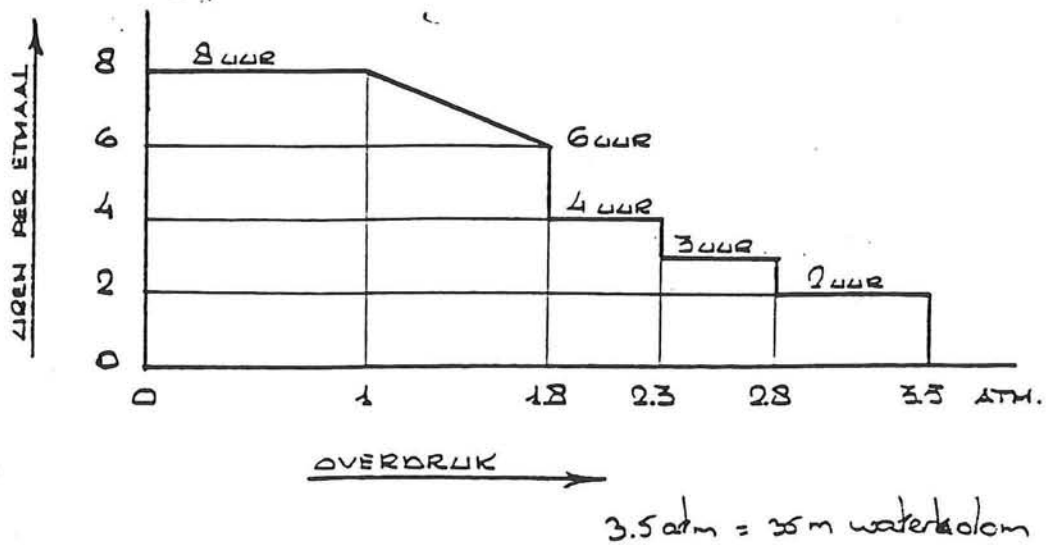
Voordeel van deze methode is dat de ontvangtschacht geheel, inclusief vloer en dak op het maaiveld gebouwd kan worden. Er hoeft onder water dus geen vloer meer aangebracht te worden. Wanneer de ontvangtschacht gereed is wordt de ruimte onder het caisson in het grondwater onder verhoogde luchtdruk gezet. Binnen deze ruimte kan nu in den droge de grond weggegraven worden. Nadeel van deze methode is dat onder verhoogde luchtdruk gewerkt moet worden. De ruimte onder het caisson kan alleen via een speciale luchtsluis betreden worden. Volgens het caissonbesluit mogen werknemers slechts een beperkt aantal uren per dag onder verhoogde luchtdruk werken. (zie figuur 7.11) Wanneer de ontgravingsdiepte toeneemt wordt de overdruk verhoogd. De bodem van de ontvangtschacht ligt op ongeveer NAP -15 m. Wanneer uitgegaan wordt van een vloer van 3 meter dikte en een ontgravingsruimte van 2 meter hoog dan zal de totale ontgravingsdiepte dus zo'n 20 meter bedragen. De waterdruk op deze diepte bedraagt 200 kN/m². Er zal dus gewerkt moeten worden onder een overdruk van 2 atm. Er zijn voor het laatste deel van de ontgraving dus twee ploegen nodig om 8 uur per dag te kunnen ontgraven. Als het caisson op diepte is wordt de ruimte onder het caisson gevuld met beton of zand en worden de openingen in de vloer afgesloten.



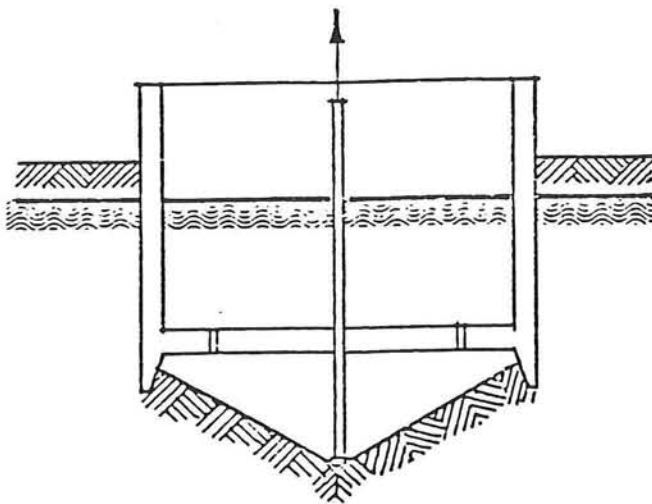
Figuur 7.10 Pneumatisch caisson

3) Onderzuigen (figuur 7.12)

Dit is een combinatie tussen de eerste en tweede methode. Ook hier wordt de ontvangtschacht inclusief vloer en wanden en dak op het maaiveld gebouwd. In de vloer worden een aantal openingen uitgespaard. In het midden wordt een grote opening gemaakt terwijl daarnaast op verschillende punten kleinere gaten uitgespaard kunnen worden. Door deze openingen kan de grond onder de vloer worden losgespoten en vervolgen weggepompt worden. Voor het grondverzet kan een zelfde systeem toegepast worden als bij de zand- en grindwinning. Om de grond los te maken kunnen spoellansen worden gebruikt. Afhankelijk van de samenhang van de grond kan besloten worden meer of minder openingen in de grond te maken. Ook langs de randen van het caisson kunnen spoellansen worden aangebracht om het los-maken te vergemakkelijken. Voor het ontgraven



Figuur 7.11 Toegestaan aantal werkuren onder luchtdruk per etmaal [Lit.27]



Figuur 7.12 Onderzuigen [Lit.27]

van het laatste gedeelte kunnen eventueel meerder zuigtrechters worden aangebracht zodat het caisson nauwkeuriger gepositioneerd kan worden. [Lit.27], fig 7.13. Voordeel van het onderzuigen is dat enerzijds de gehele constructie inclusief vloer op het maaiveld gebouwd kan worden; anderzijds hoeft niet onder verhoogde luchtdruk gewerkt te worden. Nadeel is wel dat het ontgraven minder gecontroleerd plaatsvindt. Wanneer obstakels aangetroffen worden zullen deze door een duiker verwijderd moeten worden.

Hierboven zijn de verschillende methoden behandeld om een caisson op het land af te zinken. Bij het ontwerp van de ontvangtschacht spelen ook de belastingen op het caisson een grote rol. Hieronder worden de belastingen tijdens het afzinken beschouwd.

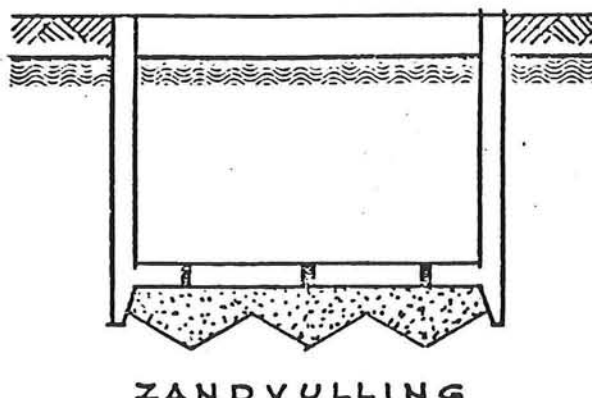
1) Open caisson

De krachtenbalans is in figuur 7.14 afgebeeld. Zowel de situatie tijdens het afzinken als de uiteindelijke situatie zijn afgebeeld.

Uit figuur 7.14a blijkt dat het gewicht van de wanden van het caisson groter moet zijn dan de wrijving langs de wanden, de gronddruk tegen de snijrand en de opwaartse waterdruk op de wanden.

Door verlaging van de grondwaterstand met enkele meters, als dit is toegestaan, kan als het caisson is vastgelopen de weerstand op de snijranden worden verlaagd. De wrijving langs de wanden wordt verminderd door in de wanden een verjonging aan te brengen. Meestal is deze sprong

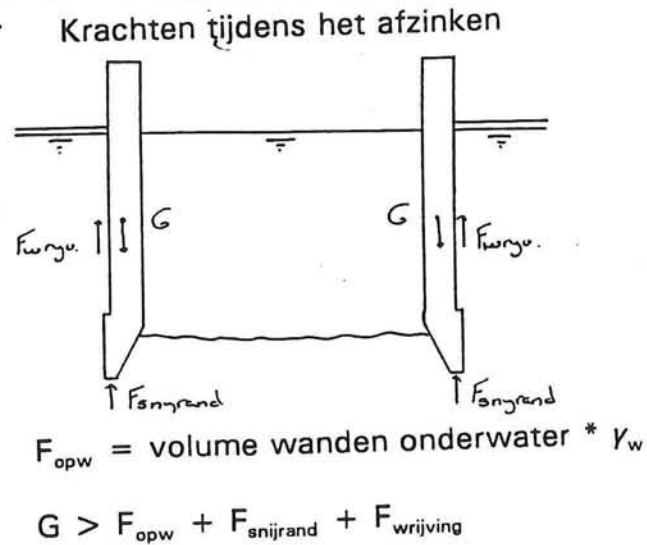
zo'n 5 cm. Hierdoor werkt alleen actieve gronddruk tegen de wanden. De wrijving kan nog verder verminderd worden door langs de wanden een bentonietsmering aan te brengen. Tijdens het afzinken worden de wanden dus slechts belast door een actieve horizontale korreldruk. De waterstand binnen en buiten het caisson is gelijk en geeft dus geen belasting op de wanden.



Figuur 7.13 Meerdere zuigtrechters [Lit.27]

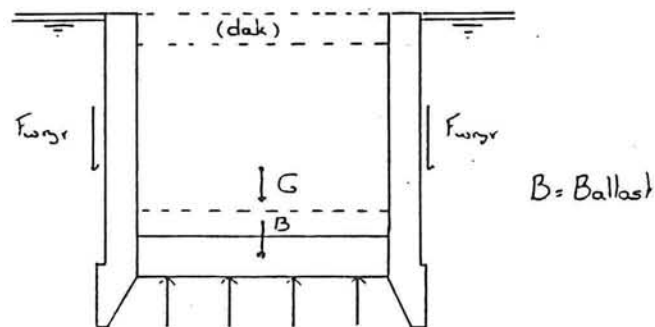
De opwaartse krachten na het aanbrengen van de bodem en het leegpompen van de ontvangschacht zullen veel groter zijn dan tijdens het afzinken. (zie figuur 7.14b) Wanneer het caisson wordt uitgevoerd met een ongewapende onderwaterbetonvloer zal de opwaartse waterdruk tegen de vloer volledig worden opgenomen door de trekpalen. Wanneer een gewapende o.w.b-vloer wordt toegepast is er een samenwerking tussen het eigengewicht van de constructie, en eventueel ballast, de belasting die door de trekpalen wordt opgenomen en de schuifkracht tussen de vloer en de wanden. Veel trekpalen betekenen een lage schuifkracht. Bij weinig trekpalen zal ook gecontroleerd moeten worden of het gewicht van de totale constructie voldoende groot is om samen met de trekpalen een resulterende neerwaartse belasting te geven die groter is dan de opwaartse waterdruk tegen de vloer. De constructie kan natuurlijk ook geheel zonder trekpalen uitgevoerd worden. Om opdrijven te voorkomen zou ook eventueel na het aanbrengen van de vloer, voordat het caisson wordt leeggepompt extra ballast op de bodem kunnen worden aangebracht.

Na het leegpompen zijn zowel de opwaartse krachten op de totale constructie als de korrel- en waterdrukken op de wanden veel groter geworden. Voordeel is wel dat de wand nu aan de onderzijde tegen de onderwaterbetonvloer gestempeld is terwijl meestal ook aan de bovenzijde een betonnen dak als stempeling werkt.



Krachten in permanente toestand

(Trekpalen niet getekend)



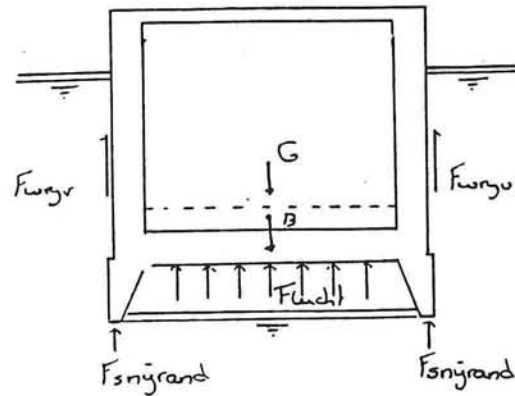
Figuur 7.14 Krachtenbalans open caisson

2) Pneumatisch caisson

In figuur 7.15 is de krachtenbalans van een pneumatisch caisson afgebeeld zowel tijdens het afzinken als in de permanente toestand. Om de schacht te laten zakken moet het gewicht van de constructie en eventueel de ballast groter zijn dan de wrijvingskrachten langs de wand van de ontvangtschacht, de gronddruk tegen de snijrand en de luchtdruk tegen de onderkant van de vloer. Deze luchtdruk is gelijk aan de waterdruk die heerst aan de onderzijde van de ontgraving:

Zowel tijdens het afzinken als in de permanente situatie worden de wanden belast door zowel een actieve korreldruk als een waterdruk. In de permanente situatie wanneer het caisson op het diepste punt ligt is deze belasting maximaal

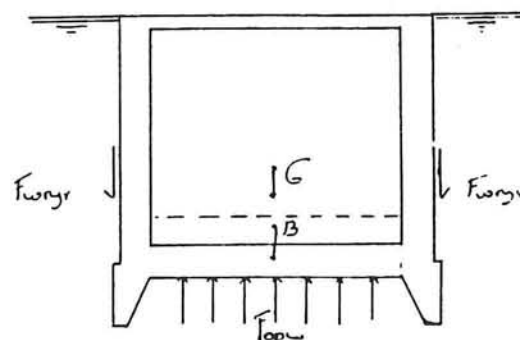
Krachten tijdens het afzinken



F_{lucht} = luchtdruk tegen onderkant vloer

$$G + B > F_{\text{wrijving}} + F_{\text{snijrand}} + F_{\text{lucht}}$$

Krachten in permanente toestand



F_{opw} = waterdruk tegen onderkant caisson

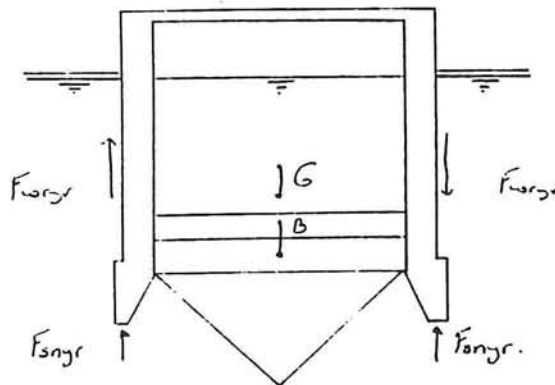
$$F_{\text{wrijv}} + G + B + F_{\text{opw}}$$

Figuur 7.15 Krachtenbalans pneumatisch caisson

Wanneer het caisson niet wil zakken of een kleine ,snelle zakking gewenst is kan de luchtdruk in de kamer onder het caisson d.m.v. afblazen een korte tijd verlaagd worden. Daar het grondwater niet zo snel kan toestromen ontstaat een relatieve onderdruk. De belasting op de snijranden neemt toe en het caisson zakt. Natuurlijk kan ook de hoeveelheid ballast vergroot worden en ook een combinatie van beide maatregelen is denkbaar.

In de definitieve fase moet het gewicht van de constructie, de ballast en de grondwrijving groter zijn dan de opwaartse waterdruk. De gronddruk die tijdens het afzinken omhooggericht was werkt nu anders om. Om deze wrijving goed te benutten wordt de sprong, die tijdens het afzinken nog gevuld was met bentoniet met mortel geïnjecteerd.

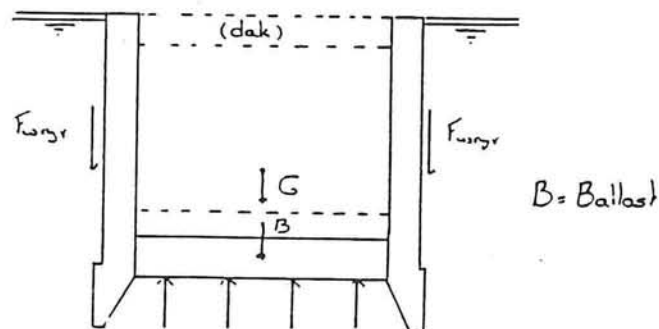
Krachten tijdens het afzinken



$$F_{opw} = \text{volume wanden onderwater} * \gamma_w$$

$$G > F_{opw} + F_{sng} + F_{wrijving}$$

Krachten in permanente toestand (Trekpalen niet getekend)



$$F_{opw} = \text{Opwaartse waterdruk tegen onderkant caisson}$$

$$F_{wrijv} + G + B > F_{opw}$$

(+ $F_{wrijv, trekpalen}$)

Figuur 7.16 Krachtenbalans onderzuigen

3) Onderzuigen

De krachtenbalans van het onderzuigen is in figuur 7.16 afgebeeld. Hoewel ook hier de ontvangtschacht tijdens het afzinken vol water komt te staan is hier het aanbrengen van (extra) ballast wel mogelijk omdat de bodem al wordt

aangebracht. Door de waterspiegel in het caisson te verlagen vindt een toestroom van grondwater plaats, de grond zal hierdoor makkelijker naar de zuigmond toestromen, waardoor het afzinken wordt vereenvoudigd. Bovendien zal de snijtand makkelijker zakken. De definitieve situatie zal maatgevend zijn voor de dimensionering van de constructie. De definitieve toestand is overigens gelijk aan het pneumatisch caisson.

Tot nu toe is uitgegaan van een rechthoekige constructie met zodanige afmetingen dat er precies genoeg ruimte is om de TBM's te ontvangen. De afmetingen zijn in paragraaf 7.2 bepaald. Vanwege de grote afmetingen van de constructie en de grote bodemdiepte zullen in de constructie grote momenten en dwarskrachten ontstaan. De ontvangtschacht zal dus uitgevoerd moeten worden met dikke, zwaargewapende wanden. Ook de vloer en het dak zullen zwaar belast worden. Om de momenten en dwarskrachten te reduceren is reeds in paragraaf 7.2 voorgesteld in het midden van de lange zijde tussen de openingen voor de TBM's een dwarswand te plaatsen.

Het krachtenspel in de constructie wordt gecompliceerd door het feit dat aan de ene kant van de ontvangtschacht twee grote openingen gemaakt moeten worden voor de ontvangst van de TBM's en aan de andere kant twee iets minder grote openingen voor de doorvoer van de weg naar de toerit.

Op deze openingen te realiseren zijn twee mogelijkheden.

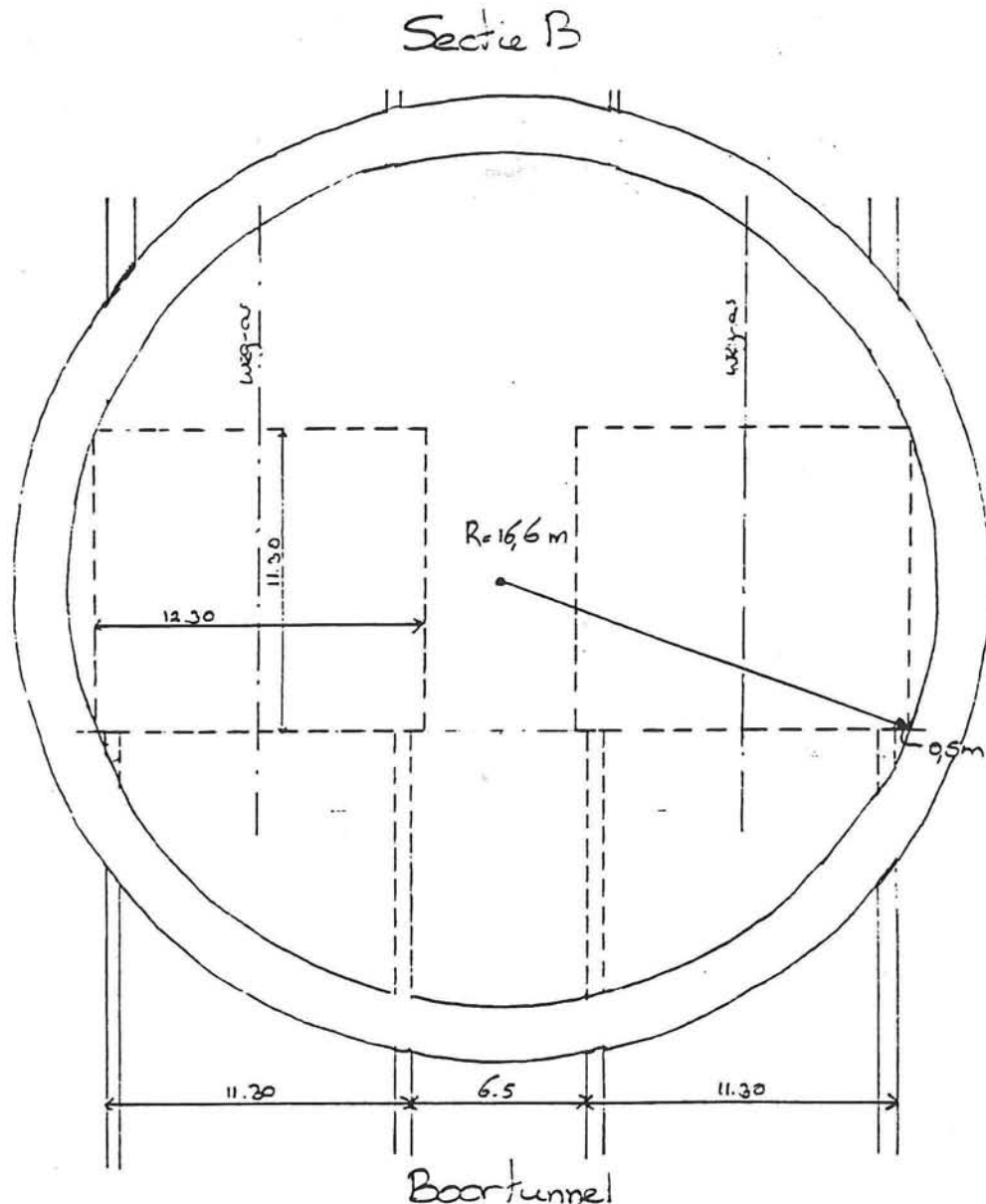
- a) De openingen worden van te voren uitgespaard in het beton. Tijdens het afzinken worden ze afgesloten door schotten te plaatsen en deze schotten af te stempelen.
- b) In het beton wordt t.p.v. de openingen een ongewapende zone aangehouden. Nadat de ontvangtschacht is afgezonken kunnen als de TBM's naderen en het dichtblok is aangebracht deze zones uit het beton gebroken worden.

Bij alternatief a) worden de schotten tijdens het afzinken zwaar belast. Hierdoor zal een zware stempelconstructie noodzakelijk zijn. Ook alternatief b) zal gestempeld moeten worden om de voorkomen dat het ongewapende beton bezwijkt.

Echter behalve een rechthoekige constructie voor de ontvangtschacht zou ook overwogen kunnen worden een ronde constructie te realiseren. Een ronde constructie heeft als voordeel dat de afdracht van de belastingen op de wanden grotendeels verloopt volgens normaalkrachten, die goed opgenomen kunnen worden door het beton. Qua belastingen zal dus volstaan kunnen worden met relatief dunne wanden. Alternatief b) is dan een goede oplossing omdat tijdens het afzinken de ongewapende zones hoofdzakelijk door normaalkrachten worden belast.

Allereerst is onderzocht wat de afmetingen van een ronde constructie zouden zijn. Aangenomen is dat de het schild van 10.30 meter volledig in de constructie

geschoven moet kunnen worden. Bovendien wordt er aan alle kanten nog een halve meter speling aangehouden. Uit figuur 7.17 blijkt dat de minimale



Figuur 7.17 Afmetingen ronde ontvangtschacht

binnendiameter van de ontvangtschacht 33,3 m. bedraagt. In deze tekening is ook de aansluiting op de toerit aangegeven. Duidelijk blijkt dat de beide TBM's maatgevend zijn voor de afmetingen. Bij een uitvoering als ronde constructie neemt de benodigde breedte aan de binnenzijde slechts met 2 meter toe t.o.v. een rechthoekig profiel. Doordat de constructie rond is neemt wel het oppervlak van de ontvangtschacht toe. De totale lengte van de toerit zal niet veranderen. Sectie B schuift enkele meters naar achteren.

7.4.1 Dimensionering van wanden en vloer.

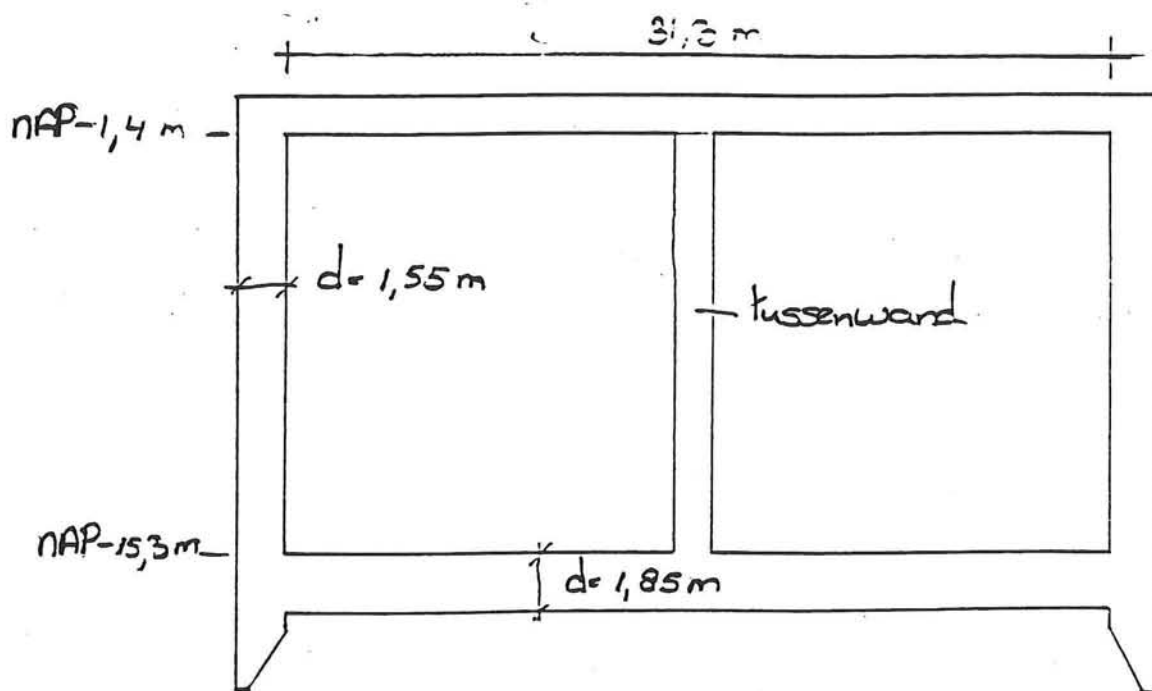
Nu de krachtenbalansen tijdens het afzinken en in de definitieve situatie zijn opgesteld en de globale afmetingen van de constructie zijn bepaald kunnen de belastingen op de wanden en de vloer worden bepaald en kunnen deze constructie onderdelen worden gedimensioneerd. Aangenomen is dat de definitieve situatie maatgevend is. In bijlage VII zijn de wanden en vloer in eerste instantie zodanig gedimensioneerd dat geen dwarskracht wapening noodzakelijk is. De grote openingen die gemaakt moeten worden voor de ontvangst van de beide TBM's en voor de doorvoer van de weg naar de rest van de toerit zijn daarbij buiten beschouwing gelaten.

De afmetingen voor zowel een ronde als een rechthoekige constructie zijn in figuur 7.18 afgebeeld. Opgemerkt wordt nog dat wanneer een rechthoekige constructie afgezonken wordt als een open caisson dat dan de dimensionering van de hoeken speciale aandacht vereist. Doordat de bodem ontbreekt is de constructie vrij slap zal torsie optreden optreden. Uit figuur 7.18 blijkt dat bij een rond caisson met dunne wanden kan volstaan. De vloer zal vanwege zijn grotere overspanning dikker moeten zijn dan bij het rechthoekige caisson waar een tussenwand is toegepast. Bij een verdere optimalisering zal ook onderzocht moeten worden welke voordelen het toepassen van een tussenwand in het ronde caisson biedt.

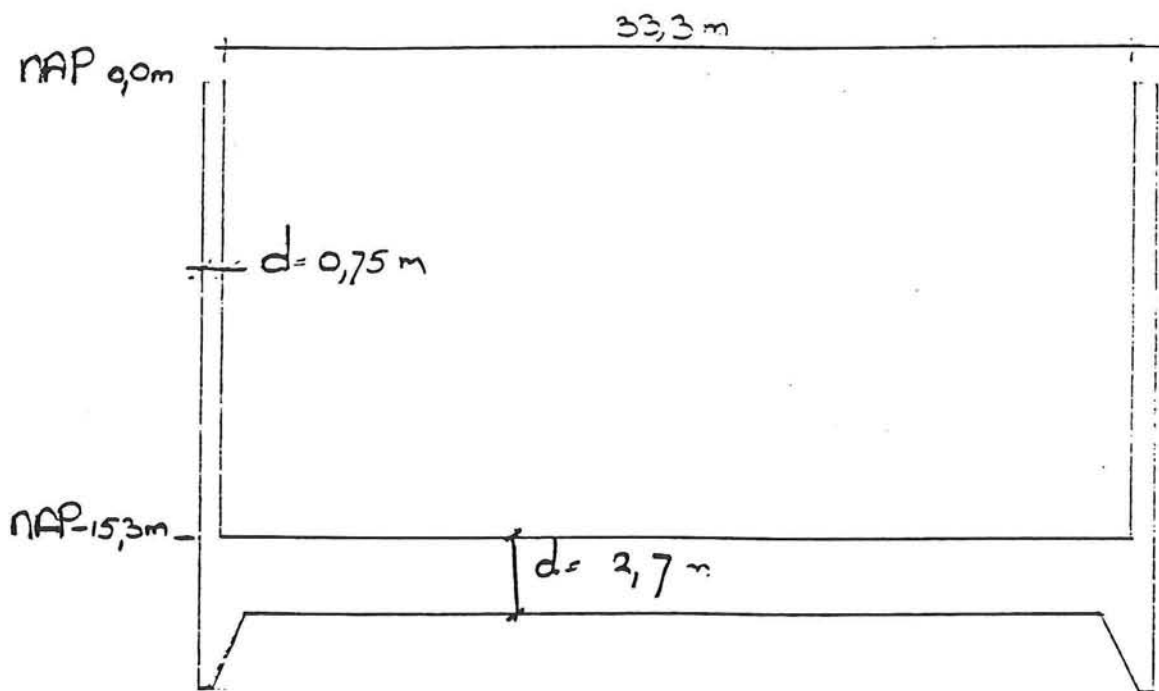
Behalve dat de wanden en de vloer de optredende belastingen moeten kunnen weerstaan geldt er bij een caisson nog een tweede eis: De constructie mag niet opdrijven. In figuur 7.14 t/m 7.16 is reeds het vertikaal evenwicht onderzocht. Wanneer de wrijving buiten beschouwing wordt gelaten geldt dat het eigen gewicht van de constructie en de ballast groter moeten zijn dan de opwaartse waterdruk. In dit opzicht is een grote ronde constructie minder gunstig. Het betonvolume in verhouding tot het totale volume is veel kleiner dan bij het rechthoekige caisson zodat veel meer ballast toegevoegd moet worden. In bijlage IV is berekend dat vanwege de dunne wanden en de grote inhoud van het ronde caisson 68360 kN ballast aangebracht moet worden. Dit is 2850 m³ beton. Bij een rechthoekige constructie hoeft slechts 34000 kN ballast aangebracht te worden. (1400 m³ beton) Omdat er niet voldoende ruimte is om deze ballast geheel in de constructie aan te brengen zullen de wanden en de vloer dikker uitgevoerd moeten worden om zo de neerwaartse belasting te vergroten.

Bovenstaande berekening geeft slechts een indruk van de benodigde hoeveelheid ballast. Door na het afzinken de grond rond het caisson te grouten kan de wrijving worden vergroot waardoor de hoeveelheid ballast kan worden

verminderd. Naast beton kan bijvoorbeeld ook puin in speciale ballastruimten worden aangebracht.



Rechthoekig caisson



Rond caisson

Figuur 7.18 Afmetingen van het caisson

Wanneer een rechthoekig caisson vergeleken wordt met een groot rond caisson dan blijken de volgende punten:

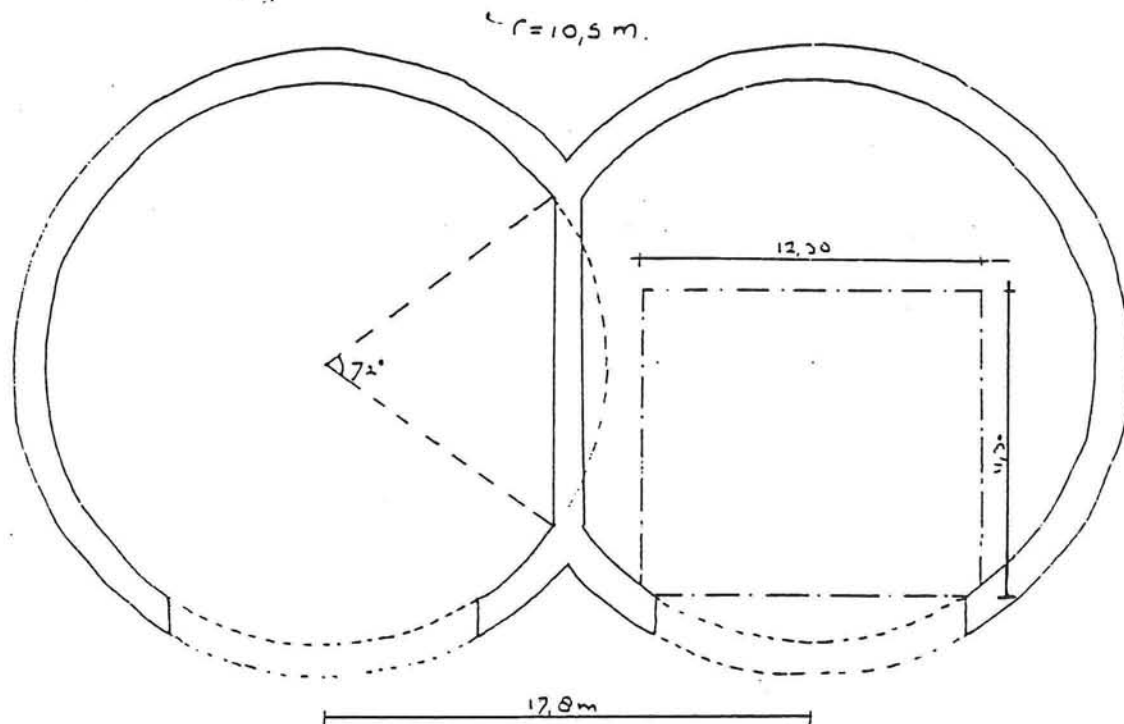
- De wanden van een rond caisson worden op normaalkracht belast, volstaan kan worden met dunne wanden.
- Door het grotere volume van een rond caisson is meer neerwaartse belasting nodig dan bij een rechthoekig caisson. Bij een open caisson kan evenwicht worden bereikt door dat meer trekpalen toegepast kunnen worden, bij de andere type caisson zal extra gewicht in de vorm van extra dikke constructie onderdelen of ballast aangebracht moeten worden.
- Daar niet voldoende ruimte in het caisson aanwezig is om alle ballast aan te brengen moet het ronde caisson juist uitgevoerd worden met een dikkere vloer en wanden dan op basis van de belastingen is berekend. Afhankelijk van de ruimte die resteert voor de ballast zou het zelfs zo kunnen zijn dat de wanden (en vloer) zelfs dikker uitgevoerd moeten worden dan bij een rechthoekige constructie.
- Doordat de wanden door een normaalkracht worden belast kunnen de openingen afgesloten worden door een ongewapende zone op te nemen in het beton. Deze ongewapende zones kunnen naderhand weggebroken worden. In de constructie zijn geen stempels noodzakelijk.

Het grootste nadeel van een grote ronde constructie blijkt de grote inhoud te zijn. In plaats van een grote ronde constructie is het ook mogelijk twee kleinere ronde caissons af te zinken. Om voldoende ruimte binnen het caisson te houden voor de demontage van de tunnelboormachines en voor de aanleg van de waterkelder, technische ruimten, ballast e.d. is het binnen oppervlak gelijk gehouden aan dat van een rechthoekig caisson. De afmetingen van het dubbele ronde caisson zijn in figuur 7.19 afgebeeld. Wanneer de h.o.h. afstand tussen de twee tunnelbuizen niet gewijzigd wordt zullen beide ruimten elkaar overlappen. Beide kamers worden dus gekoppeld en tegelijkertijd afgezonken.

Daar het oppervlak van beide caissons nu ongeveer gelijk is zal de opdrijvende kracht in beide gevallen ook ongeveer gelijk zijn.

Ook nu geldt dat doordat ook deze dubbele ring grotendeels door normaalkracht wordt belast dat volstaan kan worden met dunne wanden. De wanddikte is globaal gelijk aan die berekend bij een groot rond caisson. Er zal een optimum gevonden moeten worden tussen enerzijds de wanddikte en anderzijds de hoeveelheid ballast.

Ook bij deze dubbele ronde schacht geldt dat de openingen voor de TBM's en de verbinding met de rest van de toerit eenvoudig gemaakt kunnen worden door in het beton een ongewapende zone op te nemen die eruit gebroken wordt. Het is dus niet noodzakelijk een zwaar gestempeld schot te plaatsen. Een eerste instantie lijkt een dubbele ronde schacht een goed alternatief voor



Figuur 7.19 Pneumatisch caisson dubbele ring

Een eerste instantie lijkt een dubbele ronde schacht een goed alternatief voor een rechthoekige constructie. De totale hoeveelheid beton (constructie beton en ballast) zal niet verschillen van een rechthoekig caisson. De wanden zullen echter met veel minder wapening uitgevoerd kunnen worden.

Tot nu toe zijn de constructies berekend zonder dat de openingen in de wand zijn aangebracht. Deze openingen zullen grote invloed hebben op de krachtsverdeling in de constructie. Nader onderzoek zal moeten uitwijzen of ook bij de aanwezigheid van deze grote openingen een ronde constructie nog voordelen biedt t.o.v. een rechthoekige constructie.

7.5 Conclusie

Daar in het laatste gedeelte van de toerit de boormachine ontvangen moet worden is dit deel zo'n 6 meter dieper dan het deel dat in het vorige hoofdstuk is bestudeerd.

Toepassing van damwanden, zowel tijdelijk als permanent, blijft mogelijk. Vanwege de grote ontgravingsdiepte, ongeveer NAP -18 meter zijn zware damwanden en stempels noodzakelijk. Om het opdrijven van het onderwaterbeton, dat zorgt voor de horizontale waterafsluiting, zijn veel en lange trekpalen noodzakelijk.

Bij deze diepe bouwkuip lijken diepwanden een betere oplossing te bieden. De wanden kunnen, wanneer zij van voldoende wapening worden voorzien, deel uitmaken van de uiteindelijke constructie. Om de momenten en dwarskrachten te verkleinen worden op NAP -1 m. en NAP -9 m. tijdelijke stempels aangebracht. Het tweede stempel zal onderwater moeten worden aangebracht omdat bemalen tot NAP -9.5 m. grote gevolgen zal hebben voor de grondwaterstand in de omgeving. Voordat de tunnelboormachine de ontvangtschacht binnen komt zal de tijdelijke stempeling vervangen moeten zijn door bijv. een betonnen dak en/of ankers. Door een gewapende onderwaterbetonvloer toe te passen en deze vloer aan de diepwanden te bevestigen kan het aantal trekpalen worden verminderd.

Uitvoering van de kopwand vereist speciale aandacht. In de zones waar de TBM's door de wand breken kan geen wapening worden aangebracht. De wand zal dus extra zal gestempeld moeten worden. Nadat het dichtingsblok is aangebracht kunnen deze stempels worden verwijderd.

Toch blijft is bij toepassing van diepwanden nog een zwaar uitgevoerde bouwkuip noodzakelijk. Het aanbrengen van de wapening en het storten van het beton dient met veel zorgvuldigheid te gebeuren. Wanneer een caisson wordt toegepast kan een groot deel van de ontvangtschacht op het maaiveld gebouwd worden. De constructie van het caisson kan onder goed controleerbare omstandigheden plaats vinden.

Van de verschillende type caissons lijkt het type dat gebaseerd is op onderzui- gen de beste oplossing te bieden. Bij deze methoden kunnen de wanden en de vloer al voor een groot gedeelte aangebracht worden voordat met afzinken wordt begonnen. Doordat in den natte de grond onder het caisson weg wordt gezogen is het werken onder verhoogde luchtdruk zoals bij een pneumatisch caisson niet nodig.

Uit de vorige paragraaf blijkt dat afzinken van een ronde constructie veel voordelen biedt, daar de belastingen grotendeels door normaalkracht worden afgedragen. Onderzocht zal moeten worden of ook nadat de boormachines zijn doorgebroken deze ronde constructie voordelen biedt. Naast een ronde constructie kunnen ook een bril- of ellipsvormige constructie worden onderzocht. Het ruimte beslag van deze laatste twee vormen is kleiner.

Hoofdstuk 8 Conclusies en Aanbevelingen

In de voorgaande hoofdstukken blijkt dat voor de toerit verschillende bouwmethoden mogelijk zijn. Voor het minder diepe deel van de toerit zijn een drietal mogelijkheden uitgewerkt, terwijl voor de diepere ontvangtschacht twee verschillende methoden uitgewerkt zijn.

Voor het minder diepe deel zijn de volgende bouwmethoden de volgende bouwmethoden mogelijk:

- **Een bemaling.** Er wordt gebruik gemaakt van een slecht waterdoorlatende laag onder de bodem van de bouwkuip. Door damwanden of cementbentonietschermen tot in deze laag door te laten lopen, wordt een bouwput gevormd waarbinnen door bemalen de waterstand wordt verlaagd. (figuur 6.2). De invloed van de bemaling op de omgeving zal verwaarloosbaar zijn. Deze constructie kan toegepast worden over de eerste 135 m. tot een wegdiepte van NAP -5.3 m. Wanneer de slecht waterdoorlatende laag, bij nader grondonderzoek, afwezig blijkt zal de waterstandsverlaging binnen de bouwkuip ook daarbuiten merkbaar zijn. Echter bij een waterstandsverlaging tot NAP -5.3 m. zijn de gevolgen zeer waarschijnlijk acceptabel. De gevolgen kunnen verder verminderd worden door toepassing van een retourbemaling. Bij toepassing van een bemaling voor diepere delen van de bouwkuip moet de waterstand verder verlaagd worden en nemen de gevolgen voor de omgeving snel toe.
- **Een folie.** Deze methode kan over de eerste 190 m. toegepast worden, waarbij een nog verder uit te werken klemconstructie moet worden toegepast. Het folie wordt beëindigd op de plaats waar het aanbrengen van een dak (en wanden) op de toerit vereist is. Het gewicht van de doorsnede neemt toe. De kans op ongelijkmatige zettingen, tussen de doorsnede die alleen uit het wegdek bestaat, en de doorsnede waarbij een dak is aangebracht, wordt hierdoor groter. Om afscheuren van het folie te voorkomen moet overgegaan worden op een andere bouwwijze. Ook de kanteldijken moeten buiten de taluds van het folie geplaatst worden om scheuren van het folie te voorkomen.
- Voor het diepere gedeelte van de toerit zal overgegaan moeten worden op een **bouwkuip met damwanden**. Een laag onderwaterbeton, gekoppeld aan trekpalen om opdrijven te voorkomen, zorgt voor de horizontale bodemafluiting. Zowel tijdelijke als permanente damwanden zijn mogelijk. Ook diepwanden zijn een oplossing, hoewel deze waarschijnlijk in verhouding tot de andere bouwwijzen duur zullen zijn.

De ontvangtschacht zal zo'n 6 meter dieper ontgraven moeten worden dan het diepste punt van de toerit, om de ontvangst van de tunnelboormachines mogelijk te maken. Hoewel een bouwkuip damwanden mogelijk is, dienen hier zware lange damwanden toegepast te worden, diepwanden lijken dan ook een betere oplossing. Een zware constructie blijft echter noodzakelijk. De uitvoering van de kopwand vereist speciale aandacht, omdat de tunnelboormachines deze wand moeten doorbreken en dus over een groot deel van deze wand geen wapening aangebracht kan worden.

Naast diepwanden is het ook mogelijk een caisson toe te passen. Van de verschillende mogelijkheden lijkt een caisson waaronder de grond nat wordt weggezogen een goede oplossing (onderzuigen). Enerzijds is het mogelijk om naast de wanden al een groot deel van de vloer en het dak op het maaiveld te bouwen, anderzijds is het niet nodig om onder verhoogde luchtdruk te werken. Doordat de ontvangtschacht grotendeels op maaiveld wordt gebouwd kan de bouw plaatsvinden onder goed controleerbare omstandigheden.

Uit het voorgaande blijkt dat verschillende bouwmethoden de nodige mogelijkheden bieden om de toerit en de ontvangtschacht te realiseren. Een goede afweging zal pas gemaakt kunnen worden, wanneer deze bouwmethoden verder worden uitgewerkt en ook de kosten in de vergelijking worden meegenomen.

Op basis van de gedane uitwerking lijkt echter de volgende combinatie een goede oplossing te geven:

Over de eerste 190 meter van de toerit wordt een folie toegepast. Hoewel bij de eerste projecten deze werkwijze wel eens wat problemen heeft oplevert in verband met het ontstaan van scheuren, is steeds meer ervaring met het aanbrengen van een folie opgedaan en wordt ook de apparatuur om scheuren te detecteren steeds beter. Voor koppeling van het vlies aan het diepere deel van de toerit zal een klemconstructie toegepast moeten worden. Om een dergelijke klemconstructie op de betreffende diepte te kunnen realiseren is deze in principe uitgewerkt. De constructie zal nog nader moeten worden gedetailleerd en beproeft.

Voor de ontvangtschacht lijkt een caisson waarbij de grond door onderzuigen nat wordt weggehaald, zoals hiervoor is beschreven, een goede oplossing.

Ter afsluiting worden nog enkele aanbevelingen gedaan :

- Zoals eerder is aangegeven, zullen de verschillende bouwmethoden verder uitgewerkt moeten worden en ook de kosten zullen bepaald moeten worden. Om een verdere uitwerking te kunnen doen zal eerst nader

grondonderzoek uitgevoerd moeten worden. Met name de aanwezigheid van de slecht doorlatende leemlaag op ongeveer NAP -11 m. zal, voor het gedeelte van de toerit waar een bemaling wordt voorzien, onderzocht moeten worden.

- De klemconstructie zoals deze is beschreven in bijlage V zal verder uitgewerkt moeten worden.
- Nader onderzoek zal moeten uitwijzen of een ronde, of mogelijk een ellipsvormige, schacht, qua belastingafdracht, ook na het doorbreken van de wand door de tunnelboormachine, nog voordelen biedt.
- Bij deze studie naar de verschillende bouwmethoden is overeenkomstig het bestaande ontwerp, een afstand van 12 meter tussen beide boormachines aangehouden. Studies hebben aangetoond dat door toepassing van bijvoorbeeld een damwand tussen beide buizen deze dichter naar elkaar kunnen worden gebracht. Onderzocht zal moeten worden of dit mogelijk is en welke voordelen dit biedt.

Literatuurlijst

- [1] *Open weg over open water - Westerschelde Oever Verbinding Samenvatting voorontwerp*. Middelburg, 1993. Directie Milieu en Waterstaat van de Provincie Zeeland, Rijkswaterstaat Directie Zeeland, Bouwdienst Rijkswaterstaat.
- [2] *Eindrapportage studiereis Japan Boortunnels en hangbruggen*. Middelburg, februari 1993. Rijkswaterstaat Bouwdienst, Rijkswaterstaat Directie Zeeland, Provincie Zeeland directie Milieu en Waterstaat.
- [3] *Boren van tunnels voor rail en wegverbindingen Eindrapportage*. Nederland, augustus 1993. Koninklijk Instituut van Ingenieurs. Afdeling voor Tunneltechniek en Ondergrondse Werken.
- [4] *Westerschelde Oever Verbinding, Nota Randvoorwaarden Boortunnel*. Middelburg, april 1992. Provincie Zeeland Directie Milieu en Waterstaat.
- [5] *Aanbieding C Deel 2 Ontwerp Westerschelde Oever Verbinding + bijbehorende tekeningen*. september 1991. Combinatie Middelpaalt Westerschelde.
- [6] *'64 jaar bestuurlijke discussie en tien miljoen gulden aan kosten'*. Spectator Waterstaatswerken (november 1994), 9-13.
- [7] Laan, W.A.M. van de, en Nieboer, H.E., *Vaste Oeververbinding Westerschelde. Afstudeerrapport*. Delft juni 1987
- [8] *'Aanleg Scheldetunnel technisch hoogstandje'*. Spectator Waterstaatswerken (juni 1994), 1.
- [9] *Diverse aantekeningen van Wayss & Freytag over de boormachine en het boorproces*.
- [10] *Beoordelen boortunnels WOV omgeven door zorgvuldigheid*. Spectator waterstaatswerken (aug 1993).
- [11] *Gewapend onderwaterbeton. Currapport 102*. Gouda, augustus 1981. De stichting voor Onderzoek, Voorschriften en Kwaliteitseisen op het gebied van Beton (CUR-VB).
- [12] *Geotechniek TGB 1990 Basiseisen en belastingen NEN 6740*, Nederlands Normalisatie-Instituut, december 1991.
- [13] *Grondwaterkaart van Nederland. Middelburg/Bergen op Zoom 48,49 west (43 c en d). Inventarisatie rapport*. Delft, juni 1985. Dienst Grondwaterverkenning TNO.
- [14] Brink, K.A., *Doorlatendheid van nature en kunstmatig*. Opgenomen in: Cursus Bouwputten, 1984. Stichting Postcedemisch Onderwijs Civiele Techniek en Bouwtechniek.
- [15] Verruijt, A., *Grondwatermechanica*. Delft, augustus 1992. Technische Universiteit Delft, Faculteit der Civiele Techniek.
- [16] Leendertse, W., *'Slappe folies en stijve wanden'* *Land en Water*, (december 1990), 70-81.
- [17] *Nieuwe HSL nota. deelrapport 18. Spoorbaanconcepten*, maart 1994. Ministerie van Verkeer en Waterstaat. Directoraat Generaal voor het

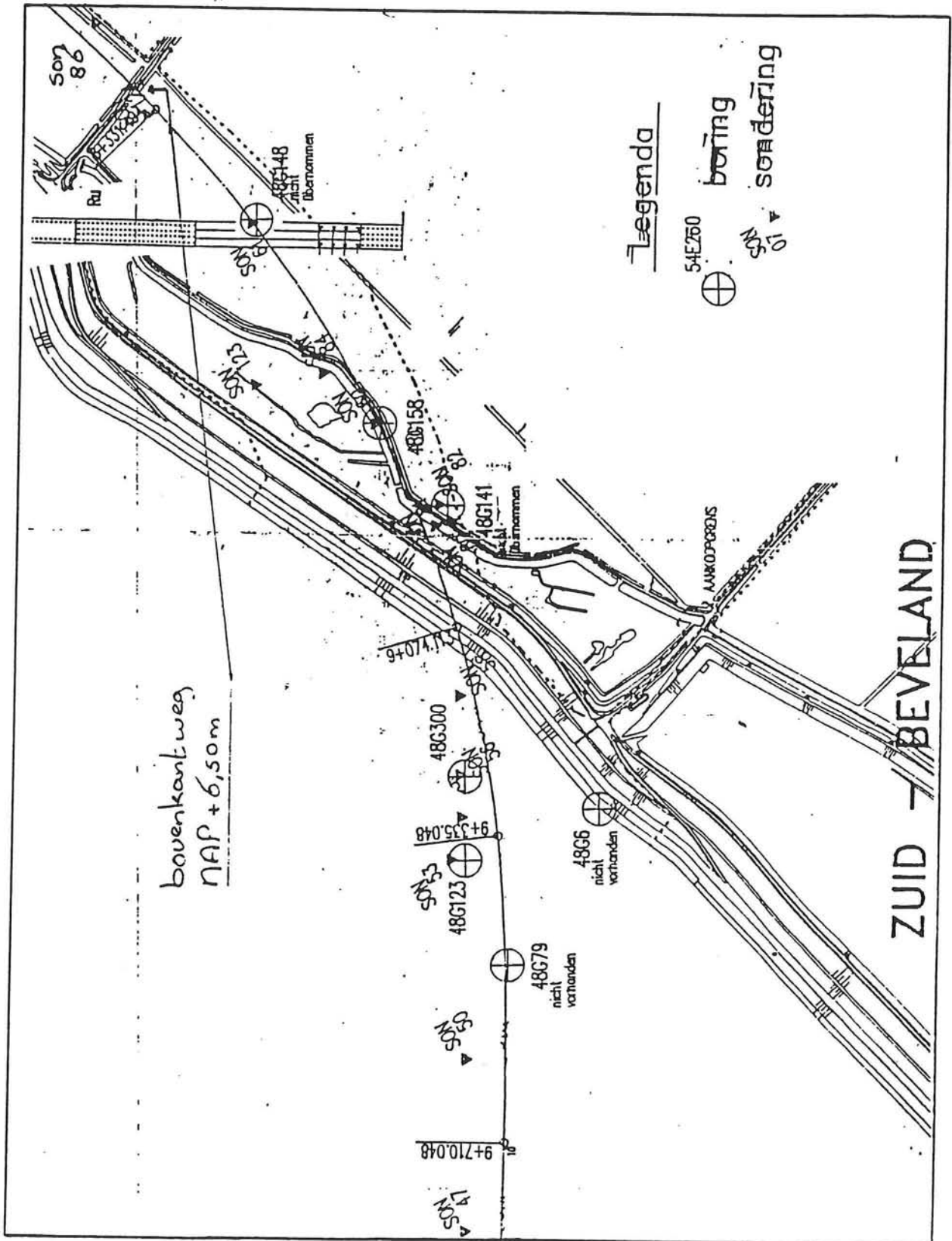
- vervoer.
- [18] *Folietapijt Akkrum is waterdicht*, Technisch Weekblad (februari 1995) , 5.
 - [19] Wolsink, G.M, en Hemelop, D.W., 'Folie als alternatief voor bakconstructie'. *Land en water* nr 3 (1995), 44-47.
 - [20] Heurck, J. van, 'Tunnel onder de noord wacht alleen nog op aankleding'. *Land en Water* nr 7/8 (1991), 78-81.
 - [21] *Damwandconstructies. CUR publikatie 166*, Tweede druk. Gouda, mei 1994. Civieltechnisch Centrum Uitvoering Research en Regelgeving.
 - [22] *Gebruikershandleiding pc-model MSHEET "Damwandconstructies"*, Delft februari 1994. Grondmechanica Delft, afdeling mathematica & Data processing.
 - [23] *Cursus het ontwerpen van duurzame en uitvoerbare constructies in de waterbouw*, 1994. Stichting Postacademisch Onderwijs Civiele Techniek en Bouwtechniek.
 - [24] *Gewapend onderwaterbeton. Curreport 102*. Gouda, augustus 1981. De stichting voor Onderzoek, Voorschriften en Kwaliteitseisen op het gebied van Beton (CUR-VB).
 - [25] *Technische grondslagen voor bouwconstructies TGB 1990 - Voorschriften Beton, constructieve eisen en rekenmethoden (VBC 1990)*. NEN 6720, 1^o druk. Delft, september 1991. Nederlands Normalisatie-Instituut en Civieltechnisch Centrum Uitvoering Research en Regelgeving.
 - [26] Weele, A.F. van, *Moderne funderingstechnieken*. Tweede druk. Delft, maart 1983. Uitgeverij Waltman.
 - [27] Polen, B., *L.N.G.-Gastanks Eemshaven*. Maart 1979. NV Verenigde NMB bedrijven.
 - [28] Polen, B., 'Afzinken van twee betonnen schachten met een bentonietsmering'. *Cement XXXIV nr 11* (1972).
 - [29] *Grundbau-Taschenbuch. Teil 3*. Vierte Auflage. Stuttgart 1992. Ernst & Sohn.
 - [30] *Geologisch onderzoek Westerschelde Oeververbinding*. BP 10933. Haarlem, september 1991. Rijks Geologische Dienst.
 - [31] *Geologisch onderzoek Westerschelde Oeververbinding - Wegontwerp*. BP 10941. Haarlem, oktober 1991. Rijks Geologische Dienst.
 - [32] *Geologisch onderzoek Westerschelde Oeververbinding. Boring Ellewoutsdijk 48G158*. BP 10993. Haarlem, oktober 1991. Rijks Geologische Dienst.
 - [33] *Grondmechanisch advies voor de aanleg van de aarden baan t.b.v. de toen afvoerwegen voor de Westerschelde Oeververbinding (tracé 3)*. Rhooen, oktober 1991. Mos Grondmechanica.
 - [34] *Indicatief bemalingsadvies Noordelijke Afrit WOV nabij Ellewoutsdijk*. Delft, sept 1992. Grondmechanica Delft.
 - [35] *Westerschelde Oeververbinding; Grondmechanische parameters*. Delft, juli 1992. Grondmechanica Delft, afdeling funderingstechniek en ondergrondse werken.

BIJLAGEN

Inhoudsopgave Bijlagen

Bijlage I Opstellen van het grondprofiel	B 3
I.1 Inleiding	B 3
I.2 Beschikbare grondgegevens	B 3
I.3 Conclusies	B 8
Bijlage II Berekening van de waterspanningen	B 13
Bijlage III Vertikaal alignement van de weg in de toerit	B 17
Bijlage IV Berekening van de bemaling	B 21
IV.1 Schematisatie van de grond opbouw ten behoeve van de bemaling	B 21
IV.2 Berekening van de bemaling met de formule van Glee	B 23
IV.3 Berekening van de stijghoogte verlaging van de omgeving	B 28
Bijlage V Bevestiging folieconstructie	B 31
Bijlage VI Berekening van de damwanden, diepwanden, stempels en trekpalen	B 37
Deel 1 Berekening van damwanden	B 39
VI.1 Inleiding	B 39
VI.2 Sectie B	B 40
VI.2.1 Ontgravingsdiepte, relevante uitwendige belastingen en waterdrukken en de veiligheidsklasse	B 40
VI.2.2 Grondparameters	B 40
VI.2.3 Rekenwaarde	B 45
VI.2.4 Stijfheid van de damwand	B 45
VI.2.5 Bouwfasen	B 45
VI.2.6 Resultaten	B 48
VI.2.7 Damwandprofielen	B 50
VI.2.8 Reductie van het moment	B 52
VI.2.9 Reductie van de ontgravingsdiepte	B 56
VI.3 Ontvangtschacht	B 58
VI.3.1 Invoer	B 58
VI.3.2 Resultaten	B 58
VI.3.3 Damwandprofielen	B 59
VI.3.4 Reductie van het moment	B 60
Deel 2 Berekening van de diepwanden	B 62
Sectie B	B 62
Ontvangtschacht	B 63

Deel 3 Stempels	B 65
Sectie B	B 65
Ontvangtschacht	B 66
Deel 4 Berekening van het onderwaterbeton	B 67
Sectie B	
Ontvangtschacht	
Bijlage VII Dimensionering Ontvangtschacht	B 71
VII.1 Uitgangspunten/aannamen	B 71
VII.2 Rechthoekig caisson	B 72
VII.3 Rond caisson	B 76



Figuur I.1 Locatie van de boringen en sonderingen

Bijlage I Opstellen van het grondprofiel

I.1 Inleiding

In deze bijlage zal een overzicht gegeven worden van de beschikbare grondonderzoeken. Voor het gebied waar de toerit is gepland zijn in principe drie, door verschillende instellingen uitgevoerde, globale, onderzoeken voor beschikbaar. Deze zijn wel grotendeels gebaseerd op dezelfde gegevens. Bovendien zijn alle onderzoeken uitgevoerd rond 1991. In die periode was men nog van plan een brug-tunnel combinatie te realiseren. Waar nu een ontgraving is gedacht was in 1991 nog een ophoging gepland. Het tracé voor de boorvariant wijkt iets af van het tracé van de eerder geplande brug maar de verschillen zijn zo gering dat deze verwaarloosd kunnen worden.

Ten behoeve van het overzicht is in figuur 1 de locatie van alle beschikbare boringen en sonderingen afgebeeld voorzover deze van belang zijn in het kader van dit rapport. Op deze metingen zijn alle onderzoeken gebaseerd.

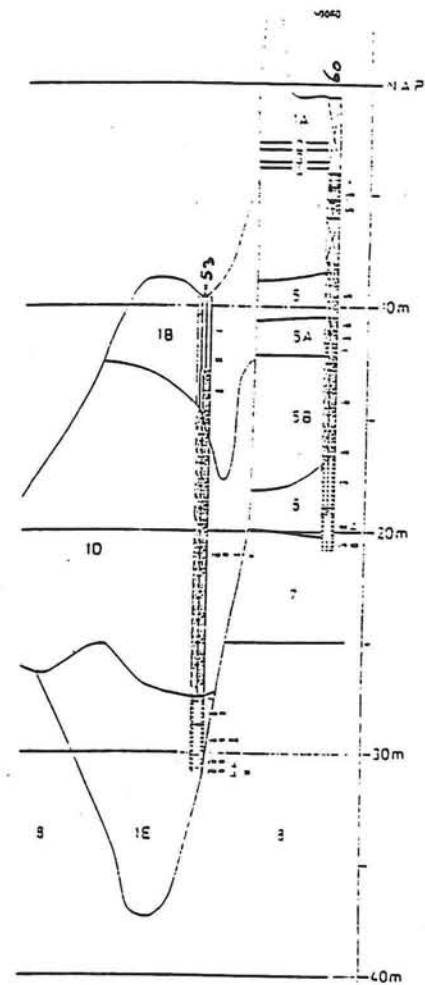
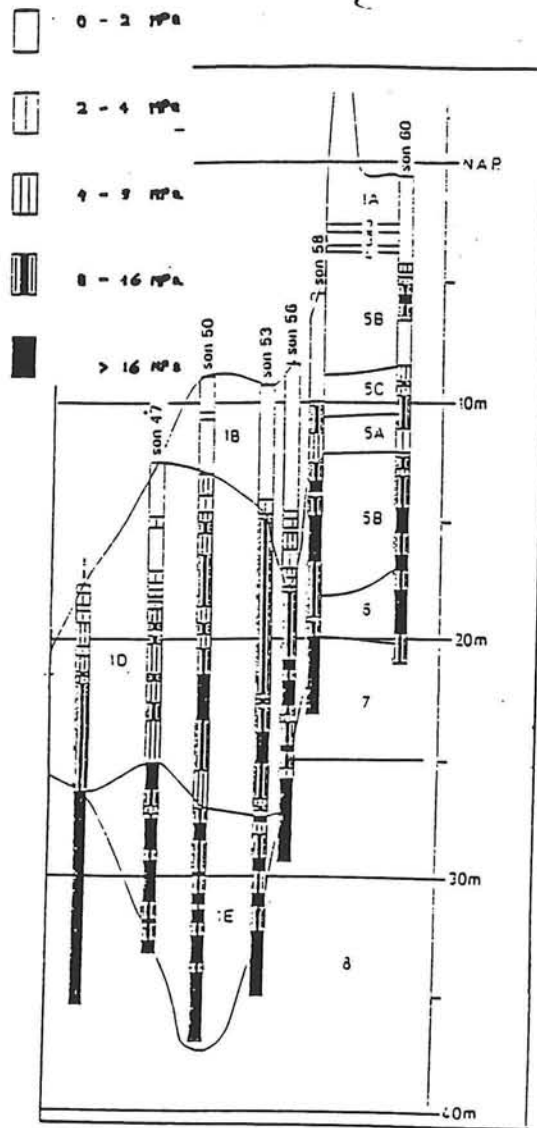
I.2 Beschikbare grondgegevens

Ten eerste zijn er drie rapporten van de Rijks Geologische Dienst:

- Geologisch onderzoek WOV [Lit.30]
- Geologisch onderzoek WOV-Wegontwerp [Lit.31]
- VOW Boring Ellewoutsdijk 48G158 [Lit.32]

Het eerste rapport beschrijft de samenstelling van het geologisch profiel onder de Westerschelde. In dit rapport zijn (voor de omgeving van de noordelijke toerit) een aantal boringen en sonderingen verwerkt, waarbij diegene, die ook daadwerkelijk in het rapport zijn vermeld, in de onderstaande tabel worden genoemd:

Type	Locatie	nr.	Diepte (m.-NAP)
sondering	Everingen	47	33.5
sondering	Everingen	50	37
sondering boring	Everingen t.p.v. son. 53	53 48G123	35 31
sondering boring	Everingen t.p.v. son.56	56 48G300	29.5 15
sondering	Everingen	58	23.5
sondering boring	Zuid-Beveland "	60 60	21 21



Legenda

- 1 Afzettingen van Duinkerke
 - 1A Klei
 - 1B Zandige klei met enkele zandlaagjes
 - 1D Zand met enkele kleilaagjes
 - 1E Zand geulbasis
- 2 Hollandveen
- 3 Afzetting van Calais
 - 3 Klei
 - 4 Basisveen
- 5 Formatie van Twente
 - 5A Sterklemig zand
 - 5B Zand met enkele leemlaagjes
 - 5C Zand
- 6 Eem Formatie - zand met schelpen
- 7 Formatie van Oosterhout - zand met schelpen
- 8 Formatie van Breda - glauconiethoudend zand

- KLEI
- KLEI ZWAK ZANDIG
- ZAND
- MATIG SILTIG/KLEIIG
- ZAND MIDDEN CATEGORIE

Figuur I.2 Boringen en Sonderingen ; Everingen [Lit.30]

De resultaten van deze boringen en sonderingen zijn in figuur I.2 afgebeeld. De sondeerwaarden zijn slechts bij benadering aangegeven. Boring 48G123 en 48G300 worden compleet beschreven in het bestudeerde rapport. Boring 60 is slechts in een boorkolom in figuur I.2 afgebeeld. In deze figuur is op basis van deze gegevens het geologisch profiel in getekend.

In dit eerste rapport komt RGD tot de volgende conclusies:

- In het watervoerende gedeelte van het profiel komen boven NAP - 20 m. geen afzettingen ouder dan 500 jaar voor. Deze lagen zullen dus relatief ongeconsolideerd zijn.
- De jonge holocene afzettingen in de Westerschelde zijn geulafzettingen die zich in een dynamisch milieu hebben gevormd. De grensvlakken die in een 2D profiel duidelijk lijken, kunnen daardoor over korte afstand een groot reliëf vertonen.

In het tweede rapport, de samenstelling van het geologisch profiel ter plaatse van de weggedeelten, zijn wat betreft het beschouwde gebied op Zuid-Beveland, de volgende gegevens (voor zover in het rapport vermeld) verwerkt :

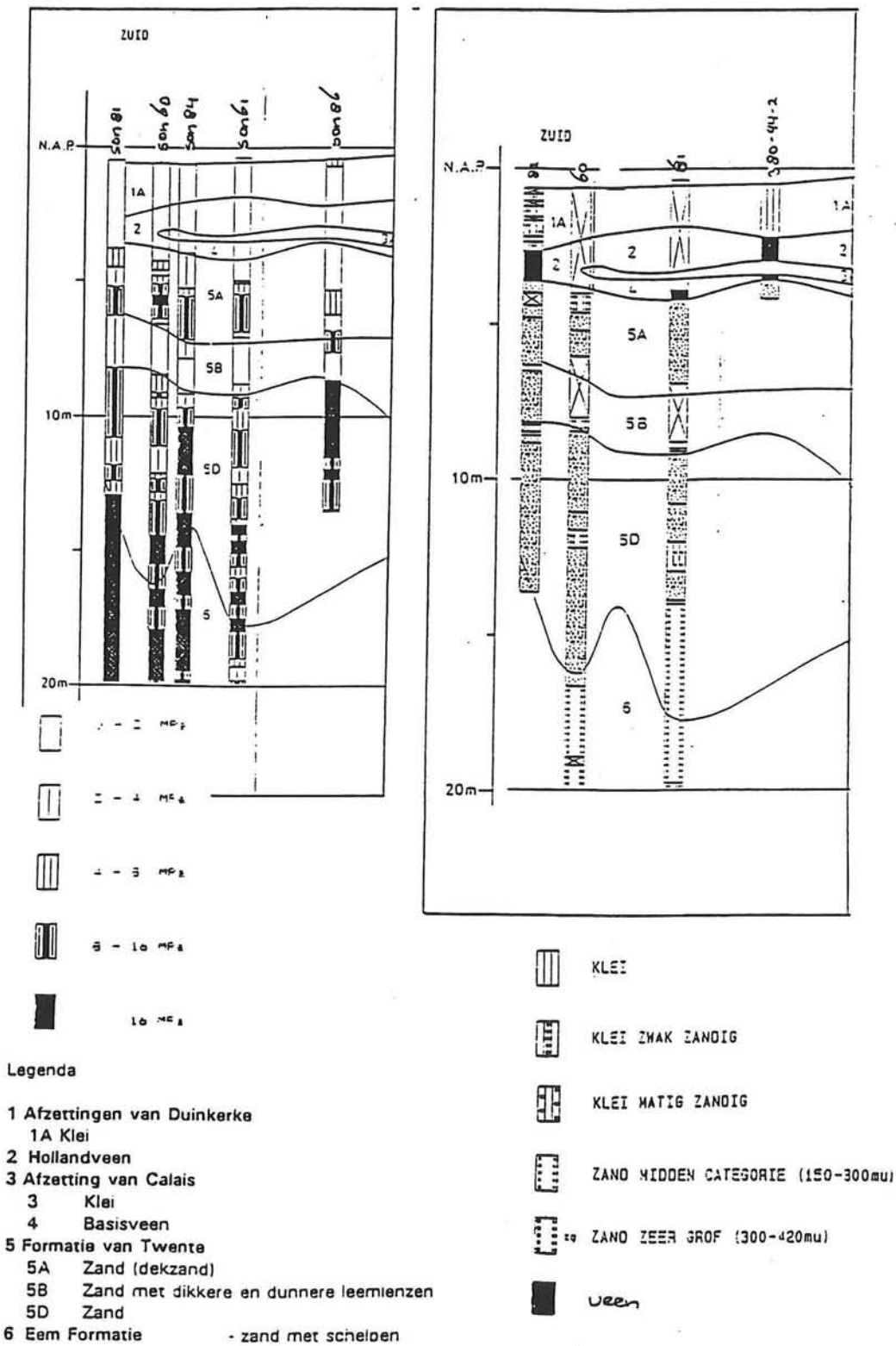
Type	nr.	Diepte (m.-NAP)
sondering	60	20
boring	60	20
sondering	61	20
sondering	81	20
boring	82	13.5
sondering	84	20
sondering	86	13.5
boring	380-44-2	4

Het gebied op Zuid-Beveland is slechts bestudeerd tot een diepte van NAP -20 meter. De afgebeelde boor- en sondeerkolommen zijn de enige informatie.

RGD komt tot de conclusie dat de verticale en laterale opbouw van de Formatie van Twente (5) een complex beeld vertoont. Er komen veel lemige trajecten in voor die door een relatief lage conusweerstand worden gekarakteriseerd.

Als aanbeveling wordt nog vermeld :

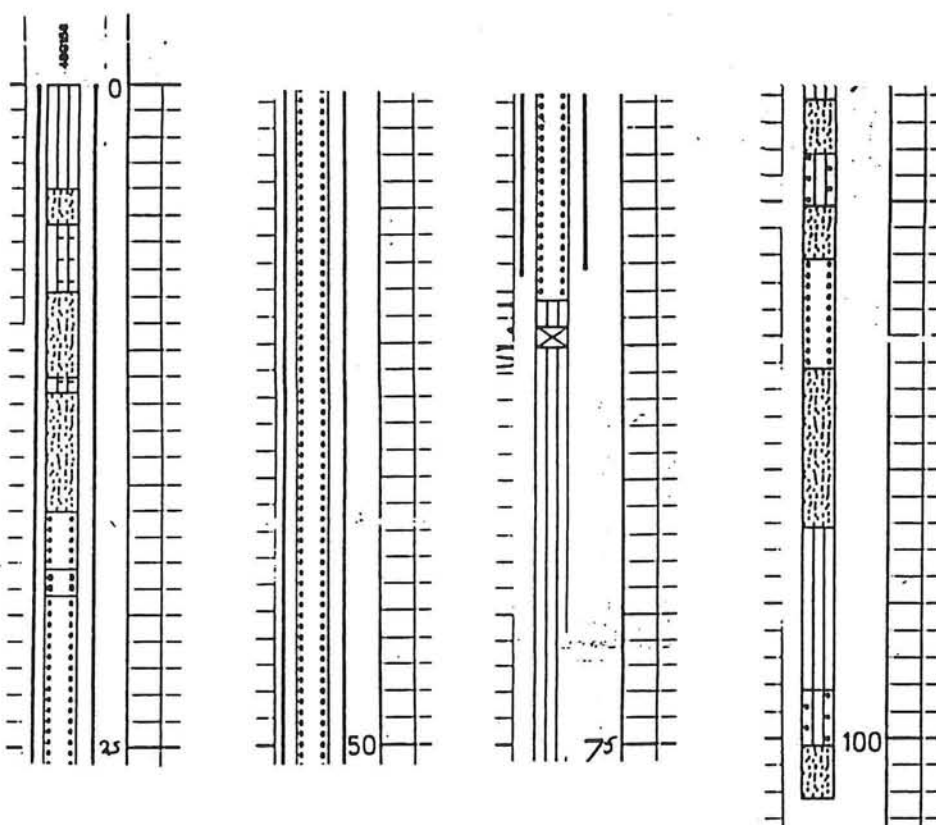
De grote variatie in dikte en laterale verbreding van de leemlenzen (5B) in de Formatie van Twente maken het noodzakelijk om ten behoeve van kunstwerken een gedetailleerd grondonderzoek uit te voeren.



Figuur I.3 Sonderingen en boringen; Zuid-Beveland [Lit.31]

In figuur I.3 zijn van het beschouwde gebied op Zuid-Beveland de boor- en sondeergegevens afgebeeld. Ook hier is het geologisch profiel ingetekend.

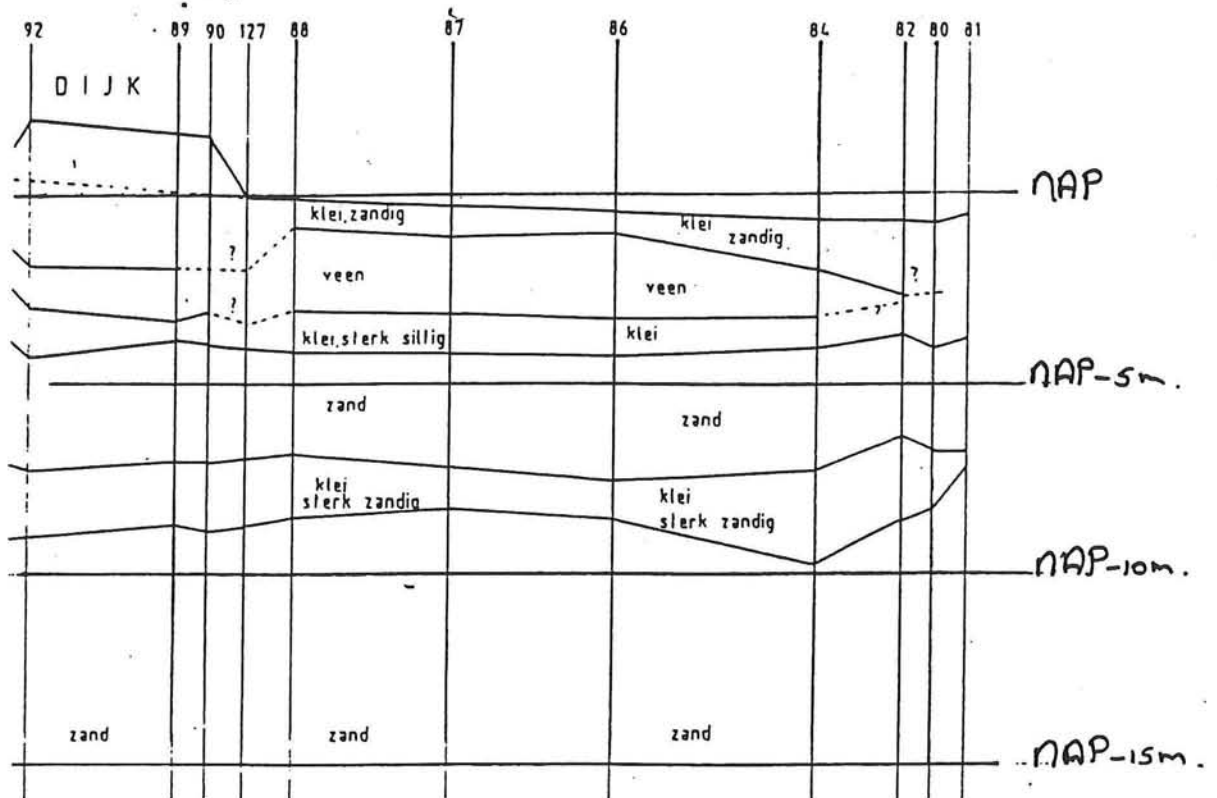
Het derde rapport beschrijft een boring tot NAP -100 meter. Deze boring is genomen op dezelfde plaats als sondering 60. Van deze boring zijn de verschillende grondsoorten beschreven. In figuur I.4 is de globale opbouw van de ondergrond volgens deze boring aangegeven.



Figuur I.4 Boring tot NAP -100 m. [Lit.32]

Ten tweede is er een rapport van Mos-Rhoon [Lit.33], beschikbaar. Dit rapport is gebaseerd op sondering 80, 81, 84, boring 82 en twee ondiepe boringen 123 en 124 (tot 3 meter)

Bij de sonderingen is het verloop van de conusweerstand over de diepte aangegeven. Tevens is de plaatselijke wrijving afgebeeld. (niet bij sondering 81). Alle sonderingen lopen tot net iets verder als 20 meter. Boring 82 is compleet beschreven (en komt inderdaad overeen met de beschrijving van RGD). Voor boring 123 en 124 geldt hetzelfde. Op basis van deze gegevens heeft MOS-Rhoon een grondprofiel samengesteld (figuur I.5).



Figuur I.5 Grondprofiel Mos-Rhoon [Lit.33]

Ten derde is er dan nog een rapport van Grondmechanica Delft, Indicatief bemalingsadvies voor de Noordelijke afrit van de WOV nabij Ellewoutsdijk [Lit. 34]. Ten behoeve van dit advies heeft GD op basis van boring 60 en 62 ? (= 61) en literatuurgegevens een zeer globale grondopbouw aangenomen. Deze opbouw is in figuur I.6 afgebeeld.

1.3 Conclusies

Bij het onderling vergelijken van de profielen blijkt dat het grondprofiel van Mos-Rhoon en de RGD voor het gedeelte op Zuid-Beveland goed overeenkomen. De opbouw van GD is echter zo summier dat deze voor het gedeelte tot NAP -20 meter buiten beschouwing gelaten zal worden. Voor het gedeelte beneden NAP -20 m vormt deze grondopbouw samen met de diepe boring 48G158 de enige informatie. Voor het gebied onder de Everingen is alleen het rapport van RGD beschikbaar.

Voor de opbouw van de ondergrond zal dan ook uitgegaan worden van de grondopbouw volgens de RGD. Zowel voor het gebied onder de Everingen als op Zuid-Beveland. Temeer omdat er ook een rapport van GD [Lit.35] beschikbaar is waarin een aantal grondmechanische parameters van dit profiel worden beschreven (tabel I). De grondopbouw op het landgedeelte dieper dan 20 meter

- Vanaf maaiveld tot ca. NAP - 5,00 m Holocene klei- en veenlagen
- tot ca. NAP - 7,00 m fijn zand, siltig met sliblaagjes
- tot ca. NAP - 8,50 m klei, siltig
- tot ca. NAP - 11,50 m zand, siltig, met sliblaagjes
- tot ca. NAP - 13,50 m fijn zand, sterk siltig met veel sliblagen; in boring 060 een ca. 0,50' sterk siltige klei
- tot ca. NAP - 16,50 m fijn zand, siltig
- tot ca. NAP - 20,00 m matig fijn tot matig grof zand
- vanaf ca. NAP -20,00 m matig fijn zand of afwisselend zand en kleilaagjes tot ca. NAP - 23,00 m
- vanaf ca. NAP - 23,00 m tot circa NAP - 50,00 m Pliocene en Miocene zanden van middelgrof tot sterk slibhoudende fijne glauconietzanden.

De bodemopbouw kan echter van plaats tot plaats sterk verschillen.

Figuur I.6 Grondopbouw volgens Grondmechanica Delft [Lit.34]

zal gebaseerd worden op boring 48G158 en de gegevens van GD. Tot NAP -23 meter zal zand afgewisseld met kleilaagjes worden aangehouden en daaronder matig grof zand dat glauconiethoudend is.

Wanneer de twee rapporten van RGD naast elkaar gelegd worden blijken er in het gedeelte dat in beide rapporten is onderzocht grote verschillen te zitten. Het blijkt dat een zelfde boring (boring 60) in de twee verschillende rapporten van RGD verschillend geïnterpreteerd wordt. Waar in rapport 10.941 in de zandige gedeeltes diverse lemige trajecten voorkomen blijken deze in rapport 10.993 niet aangetroffen te worden. Dit verschil in interpretatie leidt tot de aangetroffen verschillen in de geologische profielen.

Daar niet te achterhalen is wat de werkelijke grondopbouw is, is besloten te werken met twee verschillende grondprofielen. Op deze manier kan beschouwd worden wat de invloed is van het verschil in opbouw en wat de gevolgen zijn voor het ontwerp.

Op grond van bovenstaande gegevens is voor het ontwerp van de toerit de grondopbouw geschematiseerd zoals aangegeven in figuur I.7. Deze grove schematisatie is voor de eerste beschouwingen voldoende nauwkeurig. Wanneer een meer gedetailleerde grondopbouw wordt vereist zal deze ter zijner tijd, eventueel op basis van nieuwe grondgegevens¹, worden bepaald.

¹) Tijdens het schrijven van dit rapport worden de gegevens van nieuwe boringen onderzocht

Tabel I

<u>Zuid-Beveland</u>	<u>vg_d</u> kN/m ³	<u>vg_n</u> kN/m ³	<u>C'</u> kN/m ²	<u>phi'</u> °	<u>K_h</u> MN/m ³
<u>Afzetting van Duinkerke</u> 1A klei	16	16	2	22.5	1.0
<u>Hollandveen</u> 2 veen	10	10	2	22.5	0.5
<u>Afzetting van Calais</u> 3 klei 4 basisveen	17 10	17 10	2 5	22.5 25	1.5 1.0
<u>Formatie van Twente</u> 5A sterk lemig zand ² 5B zand + leemlenzen 5D zand	17 17 17	18 19.5 20	0 0 0	20 25 35	5 5 20
<u>Eem Formatie</u> 6 zand + schelpen	17	20	0	35	20
<u>Formatie van Oosterhout</u> 7 zand + schelpen	17	20	0	35	20
<u>Formatie van Breda</u> 8 zand, glauc.h.	17	20	0	35	* 1)

* 1) $20/22.5 \cdot \sqrt{z}$ waarin z de diepte in m beneden maaiveld.

Hierin is :

vg_d = volumegewicht boven freatischvlak in kN/m³

vg_n = volumegewicht onder freatischvlak in kN/m³

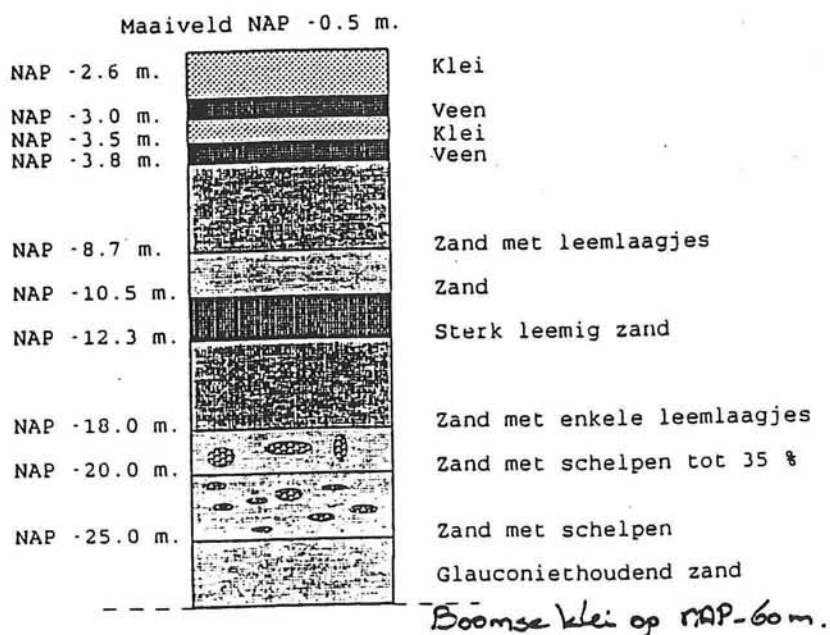
C' = cohesie

phi' = hoek van inwendige wrijving bij gedraineerde (geconsolideerde) toestand

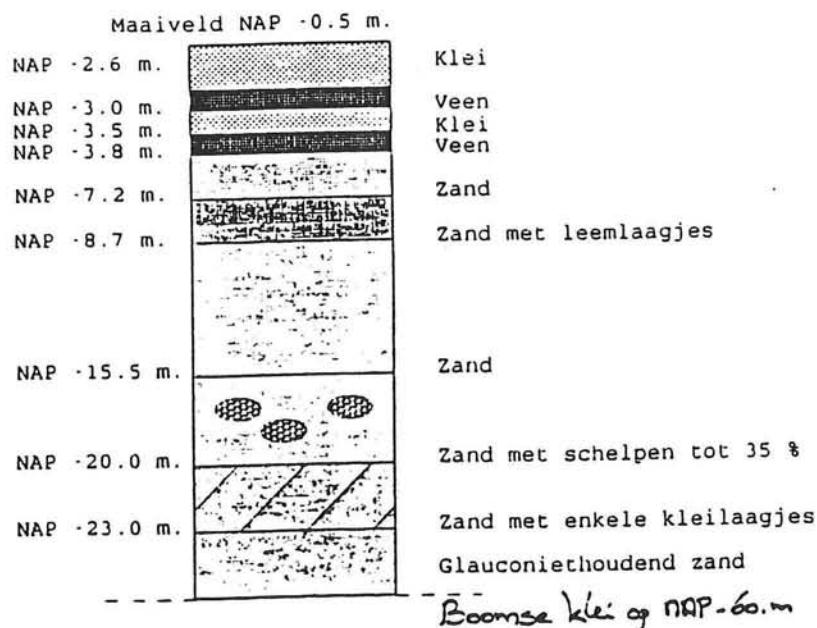
K_h = horizontale beddingsconstante

De grondgegevens of gegevens van andere grondlagen die niet in deze tabel vermeld zijn zullen, wanneer zij noodzakelijk zijn in dit rapport, geschat worden aan de hand van de beschikbare gegevens.

² GD heeft hier ten onrechte gewoon zand aangehouden. Daarom zijn nieuwe parameters aangenomen.



Grondopbouw A



Grondopbouw B

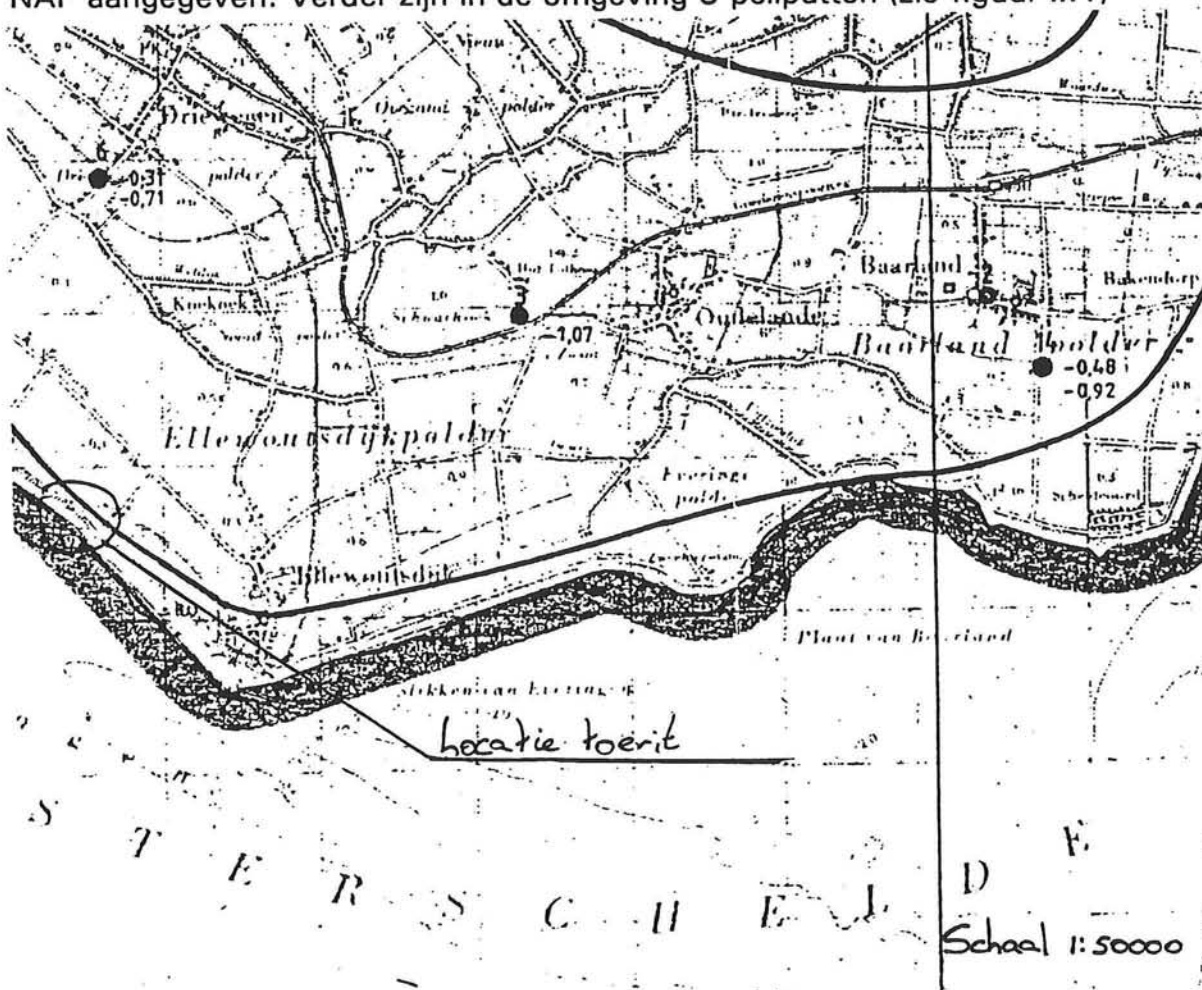
Figuur I.7

Grondopbouw; geschematiseerd

Bijlage II Berekening van de waterspanningen

Over de stijghoogte van het spanningswater in de watervoerende pakketten zijn slechts weinig gegevens beschikbaar. Alleen de Grondwaterkaart van Nederland; Gebied Middelburg/Bergen op Zoom [Lit.13] geeft enige informatie.

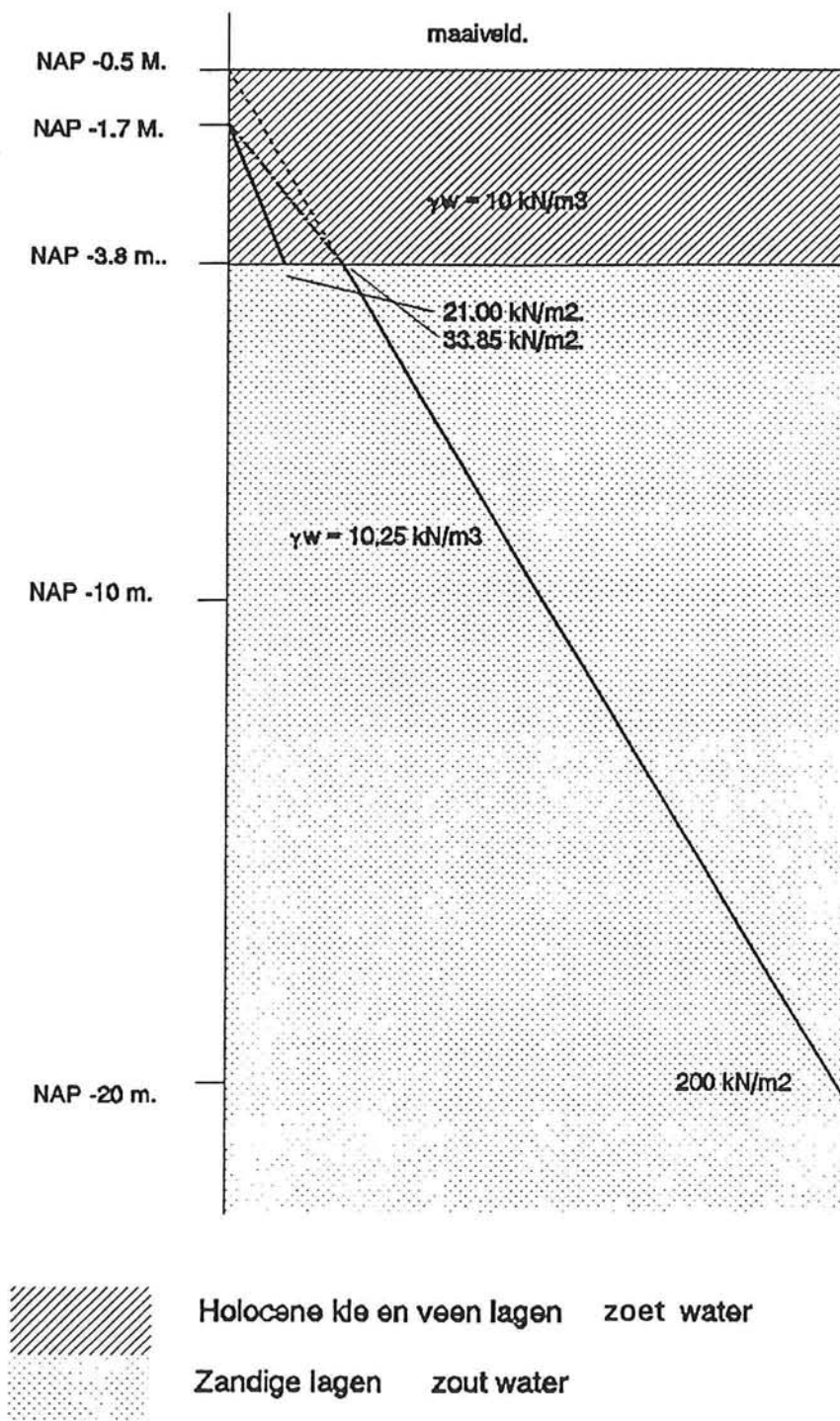
Voor het gebied waar de toerit gepland is wordt een zoet water drukhoogte van NAP aangegeven. Verder zijn in de omgeving 3 peilputten (zie figuur II.1)



Figuur II.1 Locatie van de peilputten [Lit.13]

peilput nr. 6 (op 2 km.)	:	-0.31	-0.71
peilput nr. 3 (op 3 km.)	:	-----	-1.07
peilput nr.14 (op 7 km.)	:	-0.48	-0.92

De eerste kolom geeft de drukhoogte in meters zoet water t.o.v. NAP genormeerd naar een referentievlak op NAP -20 m. De tweede kolom geeft de



Het verloop van de spanningen de Holocene lagen kan variëren tussen ——— en •-•-•-. Het verloop is niet noodzakelijk rechtlijnig

Figuur II.2 Geohydrologische schematisering

gemeten grondwaterstand in meters t.o.v. NAP (gemeten rond 28 augustus).

Er zijn verder geen gegevens bekend over de variatie van de drukhoogte over het jaar of variatie met het getij in de Westerschelde.

Op grond van het voorgaande is geschat dat de gemeten grondwaterstand ter plaatse van de toerit ongeveer NAP -0.50 m. bedraagt. Tevens is aangenomen dat dit de maximale stijghoogte is.

Van de grondwaterstand in het klei/veen pakket is bekend dat het polderpeil NAP -1.70 m. bedraagt. Er zijn geen gegevens beschikbaar over het verloop van de waterspanningen.

Het verloop van de waterspanningen in het zandige watervoerende lagen is in figuur II.2 afgebeeld.

Bijlage III Vertikaal alignement van de weg in de toerit

In deze bijlage wordt op basis van de aannamen zoals deze in hoofdstuk 4 zijn vermeld de ligging van de weg in het verticale vlak bepaald.
Alle berekeningen vinden plaats ten opzichte van de middenas.

Allereerst wordt het punt bepaald waar de overgang van de helling (4.5 %) naar de overgangsboog plaatsvindt:

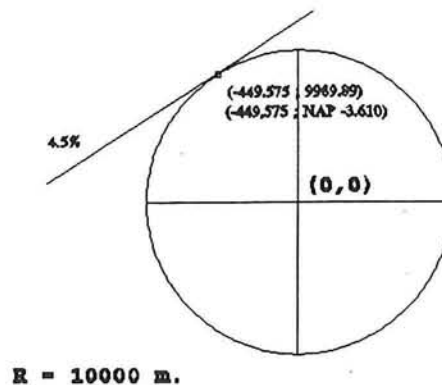
De verticale boogstraal bedraagt 10000 meter. Om de bouwput zo kort mogelijk te houden is gewerkt met de min. toelaatbare boogstraal.

- Vergelijking van de cirkelboog:
Cirkel met as (0,0) en straal 10000 m.

$$x^2 + y^2 = 10000^2 \quad \Rightarrow$$

$$y = \sqrt{(10000^2 - x^2)}$$

$$y' = -x * (10000^2 - x^2)^{-0.5}$$



- Voor de overgang van de helling naar de cirkelboog moet gelden:

$$y' = 0.045 \Rightarrow x = 449.55 \text{ m.} \quad \text{Dit t.o.v. de as}$$

$$y = 9989.89 \text{ m.} \quad \text{van de cirkel}$$

Dit betekent dat de overgang van de helling op de boog plaatsvindt op :

Hoogte overgang = $10000 - 9989.890 = 10.11$ m. onder het hoogste punt
Hoogste punt midden as NAP 6.71 m. Dus overgang op NAP $6.71 - 10.11$ m =
NAP - 3.40 m. Op dit punt is de afstand tot het hoogste punt 449.55 meter

Na dit punt loopt de weg volgens de vergelijking $y = ax + b$ met $a = 0.045$.
De afstand van dit punt, waar de overgang van rechte naar boog plaatsvindt,
tot het begin van de toerit, middenas op NAP -10.28 m., bedraagt nog :

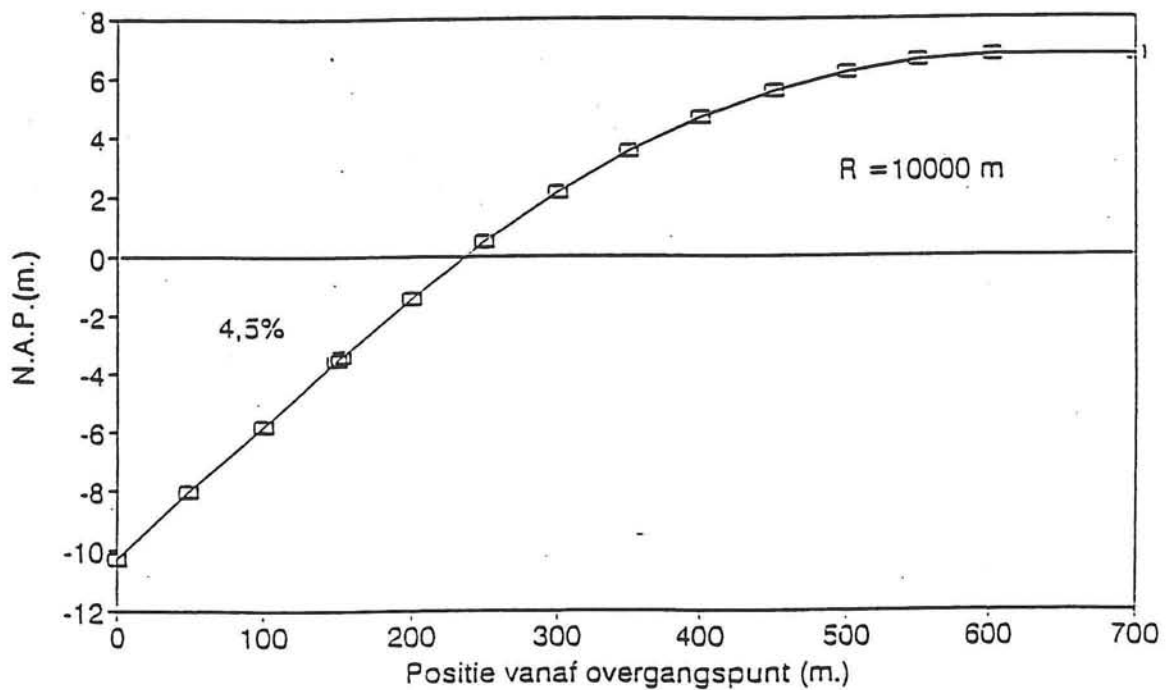
$$Y = 0.045 * X + B \quad \text{met} \quad Y = -10.28 \text{ m.} \quad \Rightarrow \quad X = 153.05^1 \text{ m.}$$

$$B = -3.40 \text{ m.}$$

De totale lengte van de toerit bedraagt dus 602.60 m.

¹ De berekening is uitgevoerd met de onafgeronde waarden.

Vertikaal Alignement Midden-as



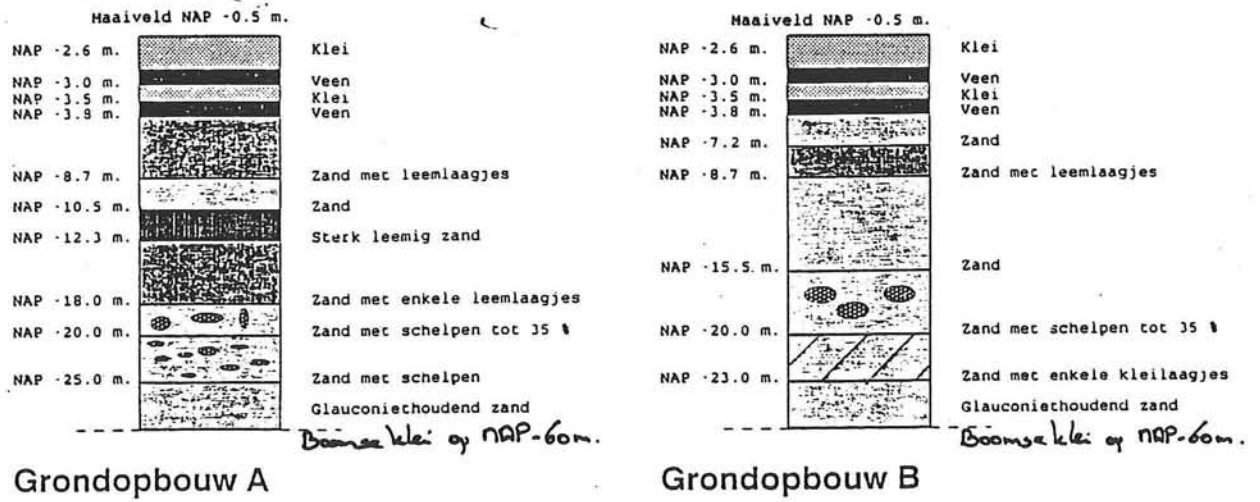
Figuur III.2 Positie van de midden-as

Op basis van het bovenstaande is het verloop van zowel de midden as als as oost en as west uitgerekend . De uitkomsten van deze berekening zijn in tabel III.I weergegeven. In figuur III.2 is het verloop van de midden as afgebeeld.

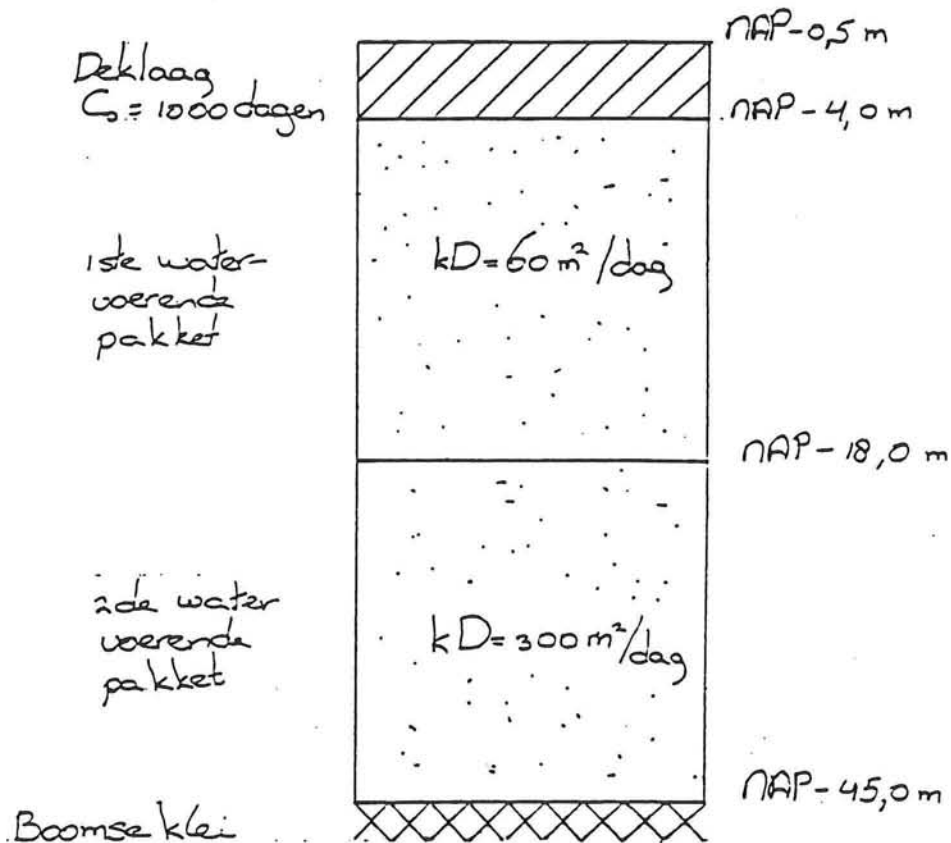
Afstand tot X=0 (m.)	0	50	100	150	153.05	200	250	300
As-gem. NAP m.	-10.28	-8.03	-5.78	-3.53	-3.40	-1.40	0.49	2.13
As-west NAP m.	-10.39	-8.14	-5.89	-3.64	-3.50	-1.50	0.35	2.03
As-oost NAP m.	-10.18	-7.93	-5.68	-3.43	-3.29	-1.29	0.60	2.24

Afstand tot X=0 (m.)	350	400	450	500	550	602.6	700
As-gem. NAP m.	3.52	4.66	5.55	6.19	6.57	6.71	6.71
As-west NAP m.	3.42	4.56	5.44	6.08	6.47	6.61	6.61
As-oost NAP m.	3.63	4.76	5.65	6.29	6.68	6.82	6.82

Tabel III.I Positie van de wegassen



Figuur IV.1 Grondopbouw



Figuur IV.2 Grondopbouw geschematiseerd

Bijlage IV Berekening van de bemaling

In deze bijlage zijn de berekeningen van de bemaling met behulp van de formule van Glee uitgevoerd. Allereerst is de grond opbouw geschematiseerd en op basis van deze opbouw zijn de berekeningen uitgevoerd.

IV.1 Schematisatie van de grondopbouw ten behoeve van de bemaling

De beschikbare gegevens betreffende de grondopbouw zijn beperkt. Beschikbaar is ten eerste :

De grondwaterkaart van Nederland [Lit.13]

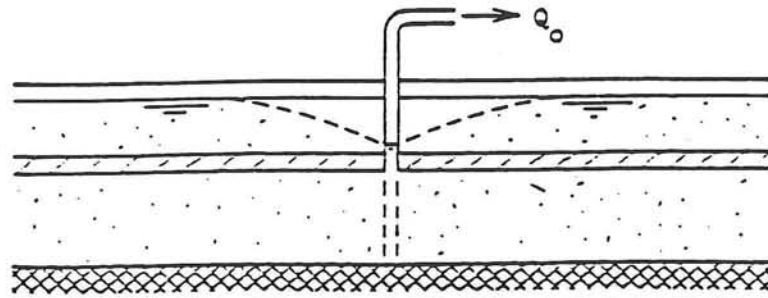
Uit dit rapport zijn slechts heel globaal gegevens af te leiden. De gegevens worden d.m.v. isolijnen weergegeven. Op basis van deze isolijnen zijn de volgende waarden bepaald:

- * Dikte deklaag 5 à 10 meter. Metingen in de dijk nabij de bouwput geven aan dat de onderkant van de deklaag ligt op NAP -5.0 m.
- * Stel de verticale weerstand (C_0) van deze laag op 1000 dagen. (gebaseerd op gegevens Grondmechanica Delft)
- * Dikte eerste watervoerende pakket : 10 meter.
Doorlaatvermogen (kD) : $< 100 \text{ m}^2/\text{dag}$
In het dichtstbijzijnde meetpunt 2 km verderop langs de dijk wordt gemeten : $kD = 25 \text{ m}^2/\text{dag}$ met $D = 6 \text{ m}$.
 $\Rightarrow k = 4.2 \text{ m}/\text{dag}$
- * Dikte tweede watervoerende pakket : 20 meter.
Slechts kD -waarde gegeven van meetpunt op 3 km afstand landinwaarts
 $kD : 350 \text{ m}^2/\text{dag}$ $D = 32 \text{ m}$.
 $\Rightarrow k = 11 \text{ m}/\text{dag}$
- * Diepte Boomse klei : NAP - 50 meter.
- * In het beschouwde gebied bevinden zich geen afsluitende lagen tussen het eerste en tweede watervoerende pakket.

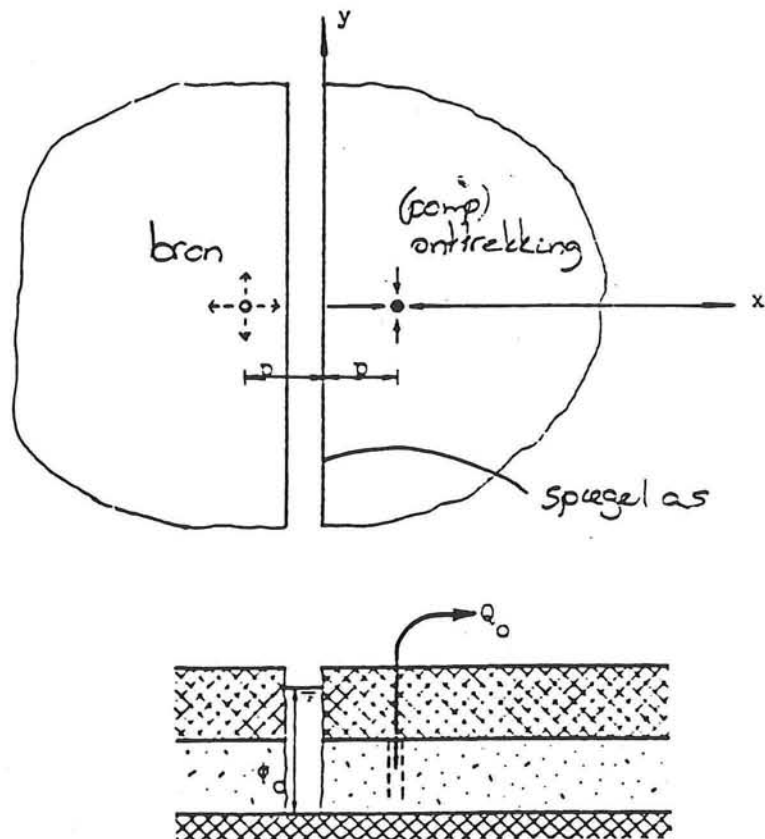
Naast deze gegevens is ook de grondopbouw meegenomen zoals deze in Bijlage I is vastgesteld (figuur IV.1).

Op basis van deze twee bronnen is voor de berekening van de hoeveelheid te onttrekken water en de invloed hiervan op de omgeving is de grondopbouw geschematiseerd zoals in figuur IV.2 :

De kD -waarden zijn bepaald door de doorlatendheidscoëfficiënt (k) van het dichtstbijzijnde meetpunt te vermenigvuldigen met de aangenomen laagdikte.



Figuur IV.3 Grondmodel formule van Glee [Lit.15]



Figuur IV.5 Spiegelbron

IV.2 Berekening van de bemaling met de formule van Glee

Voor een eerste indicatie van het te verwachten waterbezwaar wordt in Nederland meestal gebruik gemaakt van de Formule van Glee [Lit.14]. De formule van Glee geldt voor een radiale, stationaire grondwaterstroming naar een volkomen pompput in het geval dat voeding plaatsvindt uit onder en/of bovenliggende aangrenzende watervoerende lagen, waarin een constant grondwaterpotentiaal blijft gehandhaafd. (zie figuur IV.3)

In praktijk blijkt dat de geohydrologische omstandigheden waaronder bemalen wordt vaak niet geheel geldig zijn voor het toepassen van deze formule. Toch kan op deze wijze wel een indicatie van het te verwachten waterbezwaar worden verkregen.

Formule van Glee :

$$\Delta\phi = \frac{Q}{2\pi kD} K_0(r/\lambda) \quad \text{met} \quad \lambda = \sqrt{kDc}$$

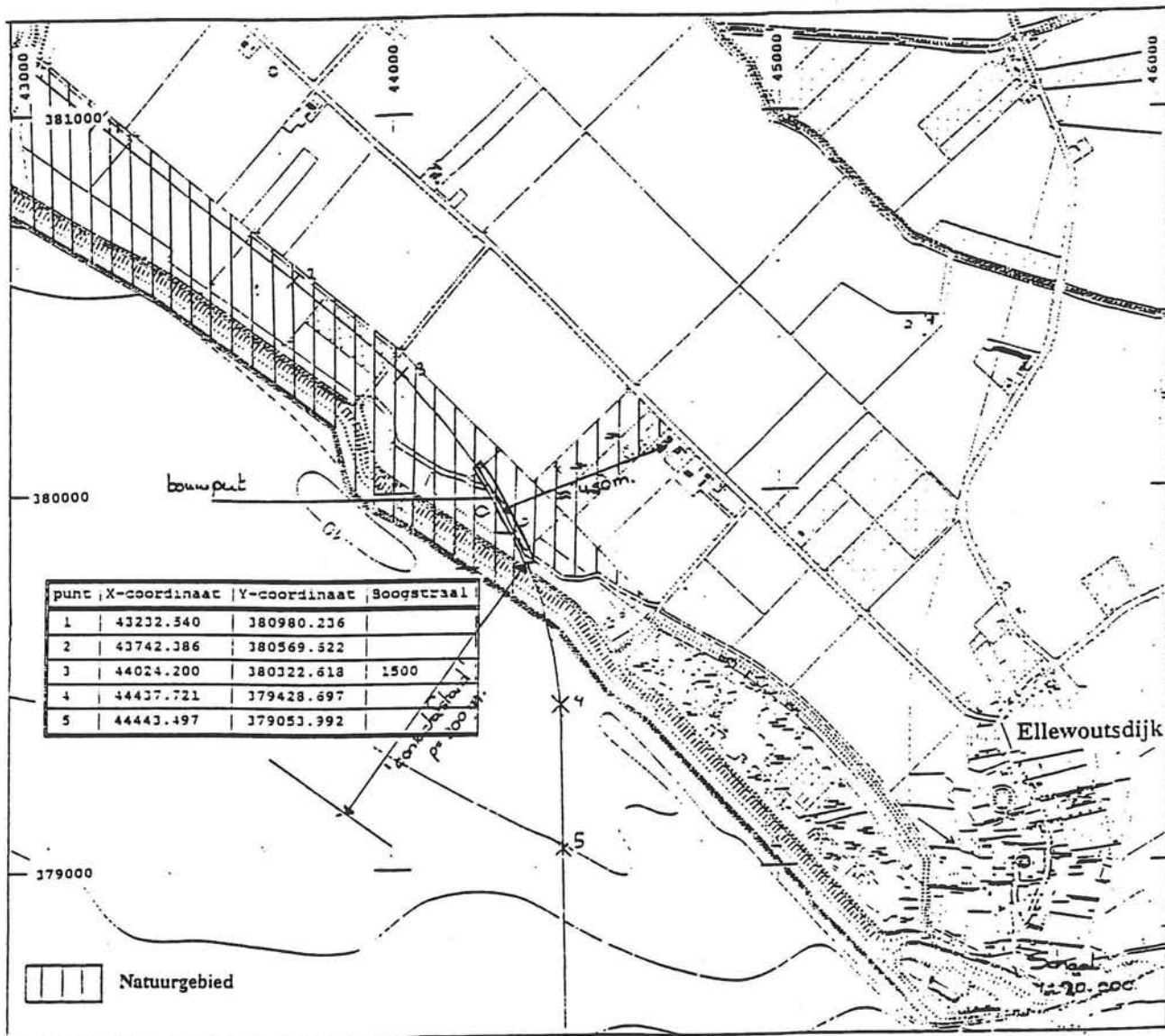
Waarbij :

- $\Delta\phi$ = de vereiste verlaging van de grondwaterstijghoogte (m)
- Q = het debiet van de bemaling (m³/dag)
- kD = het doorlaatvermogen van het watervoerende pakket (m²/dag)
- K_0 = Besselfunctie (tabel)
- r = de afstand van het geschematiseerde centrum van een ronde bouwput tot de rand van de bouwput.
- λ = de karakteristieke lengte (m)
- c = weerstand (dagen)

Getracht is een zo realistisch mogelijk benadering aan te nemen. De locatie van de bouwput is afgebeeld in figuur IV.4. Daar de bouwput niet ver van de Westerschelde gelegen is wordt de invloed van de Westerschelde in de berekening verwerkt door het invoeren van een spiegelbron. Als spiegelas wordt het punt genomen waar de Westerschelde contact staat met de watervoerende lagen. In het spiegelpunt wordt dan een pomp gedacht waarbij een gelijk debiet de grond in wordt gepompt als de originele bron eruit pompt. (schematisch afgebeeld in figuur IV.5)

De formule van Glee wordt nu :

$$\Delta\phi = \frac{Q}{2\pi kD} (K_0(r_1/\lambda) - K_0(r_2/\lambda))$$



Figuur IV.4 Locatie van de bouwput

waarbij :

- r_1 = De afstand van het centrum van de bouwput tot het punt waarop min. de gewenste waterstand verlaging optreedt.
 r_2 = De afstand van de spiegelbron tot dat zelfde punt.

Aangenomen wordt :

- Het deel van de bouwput dat wordt beschouwd heeft een oppervlak $30 \times 30 \text{ m}^2$
- $kD_{\text{tot}} = kD_{\text{eerste laag}} + kD_{\text{tweede laag}}$ (kD = doorlaatvermogen m^2/dag)
- Verlaging van de stijghoogte van het spanningswater ($\Delta\Phi$) = 10 m.
- De verbinding van de watervoerende pakketten met de Westerschelde treedt op via de zandige laag gelegen op NAP - 12 m. (zie figuur IV.6) Dit houdt in dat de spiegelas op $\approx 800 \text{ m}$ van de bouwput is gelegen.
- De bemalingsputten worden niet doorgevoerd tot de onderkant van het watervoerende pakket (onvolkomen bron). Dit betekent dat een vergrotingsfactor van 1.25 op de hoeveelheid af te malen water moet worden gezet.

Op basis van het bovenstaande aannamen worden de volgende waarden ingevoerd in de formule van Glee:

$$\begin{aligned} kD_{\text{tot}} &= 360 \text{ m}^2/\text{dag} \\ \lambda &= 600 \text{ m.} \\ r_1 &= \sqrt{(15^2 + 15^2)} = 21 \text{ m.} \\ r_2 &= 1600 \text{ m.} \end{aligned}$$

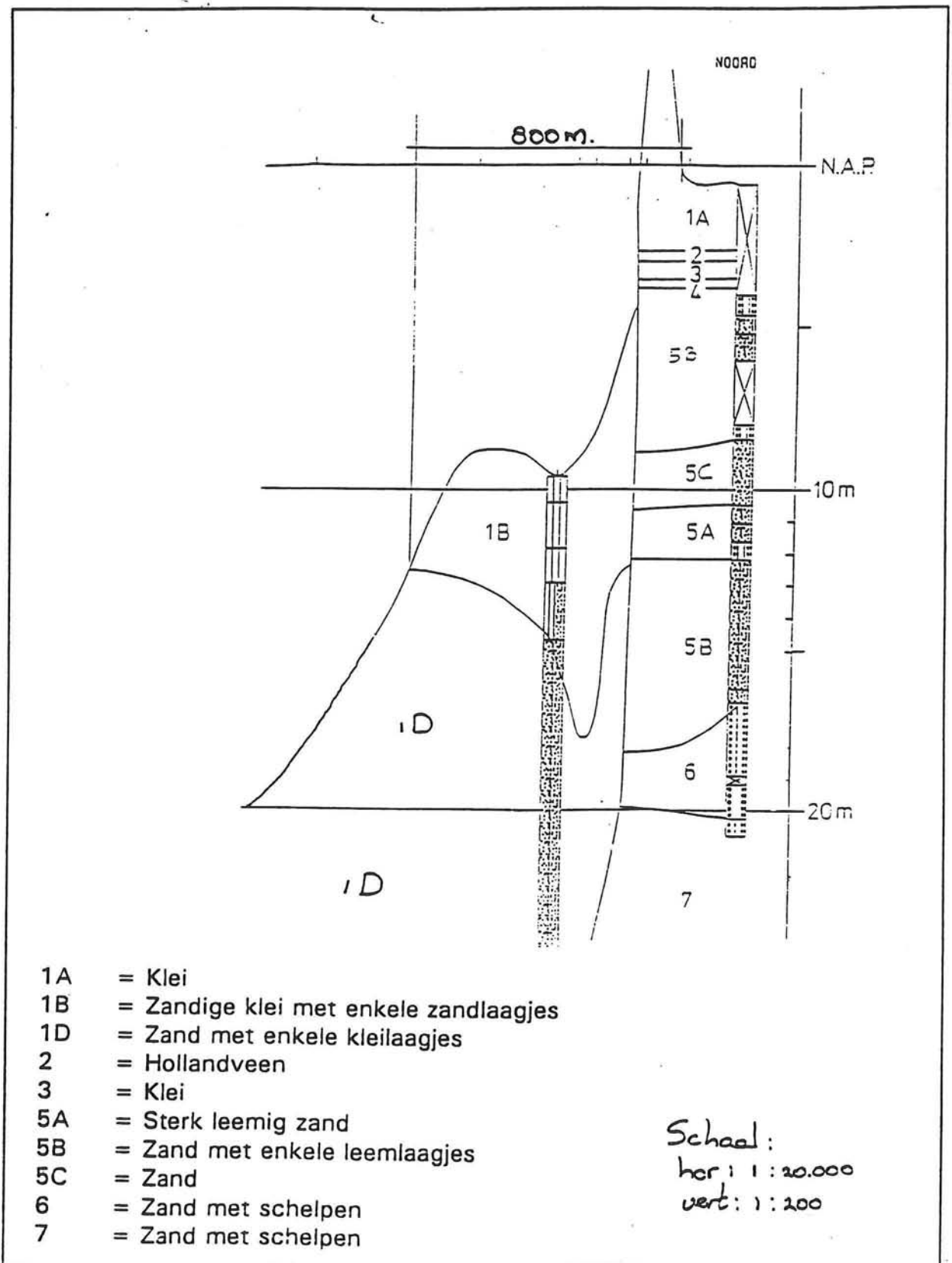
Stel $\Delta\Phi = 10 \text{ m.} \implies$

$$10 = \frac{Q}{2\pi \cdot 360} (K_0(21/600) - K_0(1600/600))$$

De waarden voor K_0 moeten worden opgezocht in een tabel voor de Besselfunctie. Voor waarden van $r/\lambda < 0.1$ wordt $K(r/\lambda)$ benaderd door $-\ln(r/1.123 \lambda)$

$$\begin{aligned} K(r_1/\lambda) &= K(21/600) = K(0.04) = -\ln(21/(1.123 \cdot 600)) = 3.468 \\ K(r_2/\lambda) &= K(1600/600) = K(2.67) = 0.051 \end{aligned}$$

Invoeren van deze waarden in de formule geeft : $Q = 6620 \text{ m}^3/\text{dag}$
 Onvolkomen bron $\implies 6620 \times 1.25 = 8280 \text{ m}^3/\text{dag}$



Figuur IV.6 Kortsluiting grondwater met Westerschelde

Waterbezwaar = 8280 m³/dag

De berekening is nu uitgevoerd voor een set parameters met een vaste waarde. Er is echter nog veel onzekerheid over de precieze waarden van de verschillende parameters. Daarom worden hieronder de gevolgen van de variatie van deze parameters op het wateronttrekking onderzocht.

- Invloed stijghoogteverlaging :

De formule is zo gedefinieerd dat dit waterbezwaar recht evenredig is met de verlaging van het spanningswater zodat geldt :

$$\begin{aligned} \Delta\phi = 10 \text{ m.} & \implies Q = 8280 \text{ m}^3/\text{dag} \\ \Delta\phi = 5 \text{ m.} & \implies Q = 4140 \text{ m}^3/\text{dag} \quad (50 \%) \end{aligned}$$

Een minder diepte bemaling heeft dus een groot effect op het waterbezwaar.

- Invloed kD-waarde :

In bovenstaande berekeningen is uitgegaan van de meest realistische benadering van de kD-waarde.

Stel pessimistische benadering : Neem k-waarde van het tweede watervoerende pakket aan voor beide watervoerende lagen :

$$\implies kD_{2\text{de laag}}/D_{2\text{de laag}} * D_{\text{totaal}} = 300/27 * 40 = 450 \text{ m}^2/\text{dag}.$$

Invullen in de formule geeft :

$$\Delta\phi = 10 \text{ m.} \implies Q = 10350 \text{ m}^3/\text{dag} \quad (20 \%)$$

Stel optimistische benadering : kD-waarde eerste watervoerende pakket voor beide lagen. $\implies kD_{1\text{ste laag}}/D_{1\text{ste laag}} * D_{\text{totaal}} = 60/14 * 40 = 170 \text{ m}^2/\text{dag}.$

$$\Delta\phi = 10 \text{ m.} \implies Q = 3910 \text{ m}^3/\text{dag} \quad (52 \%)$$

- Invloed contactafstand Westerschelde

Nu aangenomen $p = 800 \text{ m}$. Wanneer de grondopbouw wordt beschouwd blijkt dat het ook een mogelijk is dat laag 5B, zand met enkele leemlaagjes contact maakt met de Westerschelde. $\implies p = 150 \text{ m}$.

$$r_1 = 21 \text{ m.} \implies K(21/600) \implies -\ln(21/1.123*600) = 3.468$$

$$r_2 = 280 \text{ m.} \implies K(280/600) = K(0.47) = 0.982$$

$$\text{Invullen geeft : } \Delta\phi = 10 \text{ m.} \implies Q = 11380 \text{ m}^3/\text{dag} \quad (37 \%)$$

- Invloed c-waarde

Stel c 2x zo groot $\implies \lambda\sqrt{2}$ x zo groot $\lambda = 600\sqrt{2}$

$$K_1(21/600\sqrt{2}) = \Rightarrow -\ln(21/1.123*600\sqrt{2}) = 3.815$$

$$K_2(1600/600\sqrt{2}) = K(1.89) = 0.127$$

$$\Delta\Phi = 10 \text{ m.} \Rightarrow Q = 7670 \text{ m}^3/\text{dag} \quad (7 \%)$$

- Invloed bouwput grootte

Stel bouwput 2 keer zo groot . Neem bouwput 30 x 60 m.

$r_2 = 1600 \text{ m.}$ (Het feit dat, doordat het centrum van de bouwput iets naar achteren is geschoven deze waarde iets toegenomen is, is verwaarloosd)

$$r_1 = \sqrt{(15^2 + 30^2)} = 34 \text{ m.}$$

$$K_1(34/600) = \Rightarrow -\ln(34/1.123*600) = 2.987$$

$$K_2(1600/600) = K(2.67) = 0.051$$

$$\Delta\Phi = 10 \text{ m.} \Rightarrow Q = 9630 \text{ m}^3/\text{dag} \quad (14 \%)$$

Stel bouwput met afmetingen 30 x 250 m.

$$r_1 = \sqrt{(15^2 + 125^2)} = 126 \text{ m.}$$

$$r_2 = 600$$

$$K_1(126/600) = 1.715$$

$$K_2 = 0.051$$

$$\Delta\Phi = 10 \text{ m.} \Rightarrow Q = 13600 \text{ m}^3/\text{dag} \quad (60 \%)$$

IV.3 Berekening van de stijghoogteverlaging in de omgeving

Uitgaande van de meest realistische benadering ($Q = 8280 \text{ m}^3/\text{dag}$) zal in het onderstaande onderzocht worden wat de invloed van het afmalen van deze hoeveelheden water op enkele nabij gelegen boerderijen en op Ellewoutsdijk.

De dichtbijzijnde boerderijen zijn op zo'n 450 m. achter de locatie van de toerit gelegen. (figuur IV.4) Ook voor de berekening van de stijghoogteverlaging onder de boerderijen wordt de formule van Glee toegepast.

Het feit dan hier sprake is van een onvolkomen bron is voor de berekening van de stijghoogte verlaging niet van invloed zodat met de onverhoogde debieten kan worden gerekend.

Nu geldt :

Q	$= 8280 / 1.25 = 6620 \text{ m}^3/\text{dag}$	Invoeren in de
kD	$= 360 \text{ m}^2/\text{dag}$	formule van Glee geeft :

$$\begin{aligned}\lambda &= 600 \text{ m.} \\ r_1 &= 450 \text{ m.} \quad (\text{zie figuur IV.4}) \\ r_2 &\approx 1600 + 450 = 2050 \text{ m.}\end{aligned}$$

$$\Delta\phi = \frac{6620}{2\pi \cdot 360} (K_0(450/600) - K_0(2050/600))$$

$$\begin{aligned}K_{01}(450/600) &= K_{01}(0.75) = 0.61 \\ K_{02}(2050/600) &= K_{02}(3.42) = 0.021\end{aligned}$$

$$\Delta\phi = 1.7 \text{ m.}$$

De aanwezigheid van de Westerschelde, gemodelleerd door een spiegelbron, heeft nauwelijks een reducerende werking op deze stijghoogteverlaging. Het debiet is recht evenredig met $\Delta\phi$. Wanneer uit nader onderzoek blijkt dat bij de bemaling van de bouwput op een groter debiet gerekend moet worden heeft dit een recht evenredig verband met de stijghoogteverlaging in de grond bij de boerderijen.

Ellewoutsdijk is gelegen langs de Westerschelde op zo'n 1.5 km. van de toerit.

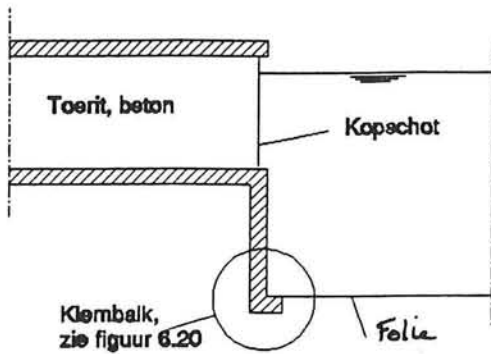
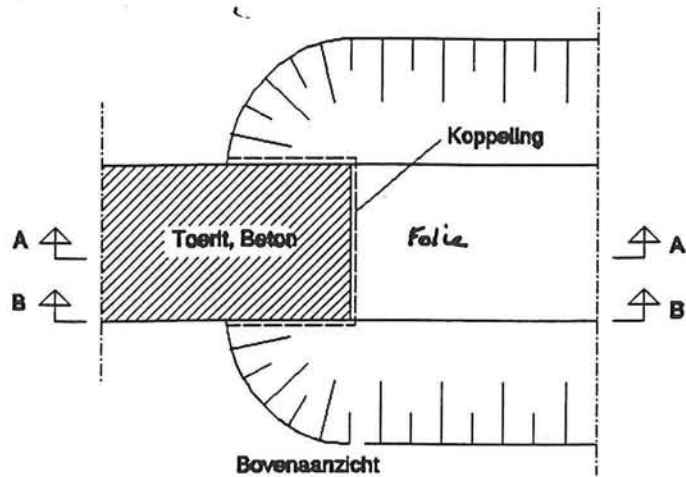
$$\begin{aligned}\text{Uit figuur IV.4 blijkt :} \quad r_1 &= 1500 \text{ m.} \\ r_2 &\approx \sqrt{(1500^2 + 1600^2)} = 2200 \text{ m.}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}K_{01}(1500/600) &= K_{01}(2.50) = 0.062 \\ K_{02}(2200/600) &= K_{02}(3.66) = 0.016\end{aligned}$$

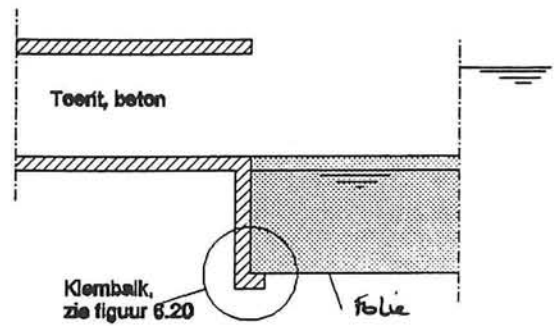
invoeren in de formule geeft

$$\Delta\phi = 0.13 \text{ m.}$$

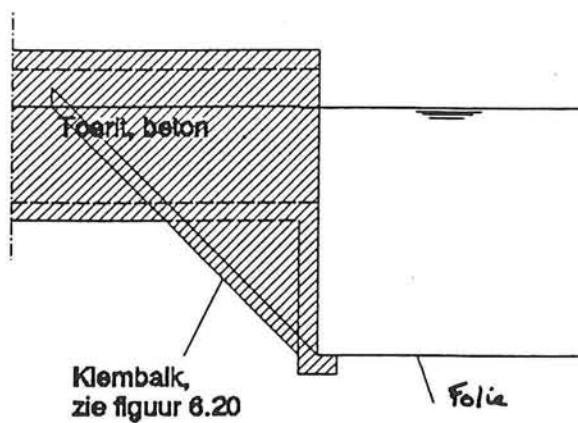
Ook hier geldt een recht evenredig verband tussen een verhoging van het debiet en de stijghoogteverlaging. Echter de positie van het spiegel punt speelt een grote rol. Stel $p = 200 \text{ m.} \Rightarrow r_2 = \sqrt{(1500^2 + 400^2)} = 1550 \text{ m.}$ $r_2 \approx r_1$ Invloed bemaling niet merkbaar.



DOORSNEDE A-A
WATERSTAND NOG NIET VERLAAGD



DOORSNEDE A-A
NA ZAND AANVULLING EN WATERSTANDVERLAGING



DOORSNEDE B-B
WATERSTAND NOG NIET VERLAAGD

Figuur V.1 Principe bevestiging tunnel de Noord

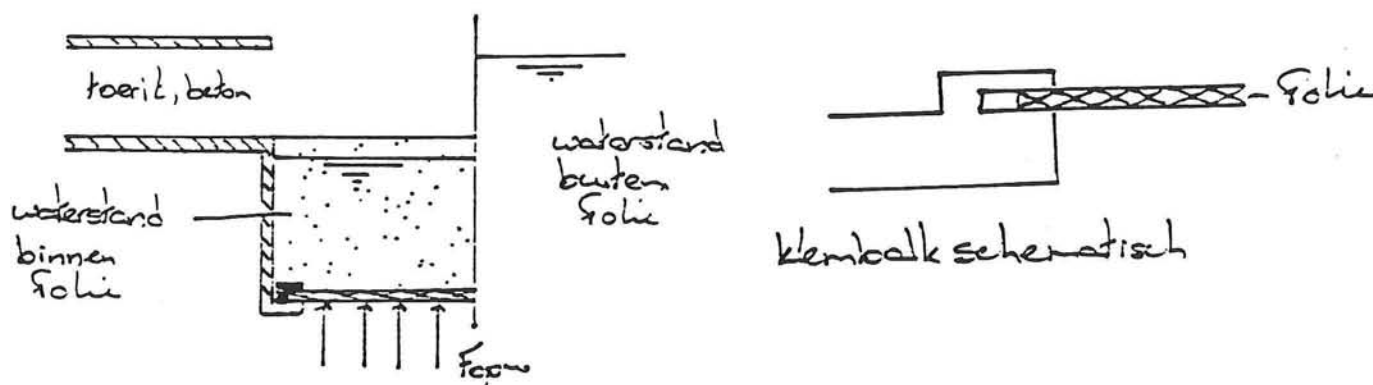
Bijlage V Bevestiging folieconstructie

In deze bijlage wordt globaal de bevestigingsmethode van een folie aan een betonconstructie uitgewerkt zoals deze in hoofdstuk 6.3 genoemd wordt .

Voor de bevestigingsconstructie gelden twee belangrijke eisen:

- Om de overgang van een folie op een betonconstructie mogelijk te maken moet dit folie waterdicht bevestigd worden.
- Voor deze koppeling is het van belang dat er geen grote trekspanningen op het folie komen, waardoor scheuren zouden kunnen ontstaan.

Bij de tunnel de Noord is een klemconstructie toegepast waarbij het folie aan de onderkant van de betonnen bakconstructie is bevestigd [Lit.20]. In figuur V.1 is dit schematisch, (niet op schaal), afgebeeld. Hierbij is slechts het vertikaal evenwicht van het folie van belang.



Figuur V.2 Evenwicht folie

Voor evenwicht moet gelden:

$$F_{opw} < F_{grond,nat} + F_{grond,droog}$$

Met deze voorwaarde wordt de foliediepte bepaald.

Nadeel van deze constructie is de grote diepte waarop de koppeling (onder water) plaats moet vinden. Dit geldt vooral bij grote toepassingsdiepte van het folie. Dit betekent dat voor het storten/realiseren van de klembalk en het bevestigen van de klemconstructie een diepe bouwkuip nodig is waarin de koppeling voor de klembalk moet worden gemaakt. In deze bouwkuip moet in den droge gewerkt kunnen worden. Voor toepassing van een folie tot NAP - 18 m. zou de bouwkuip ± 9 meter dieper moeten worden dan noodzakelijk voor de toerit.

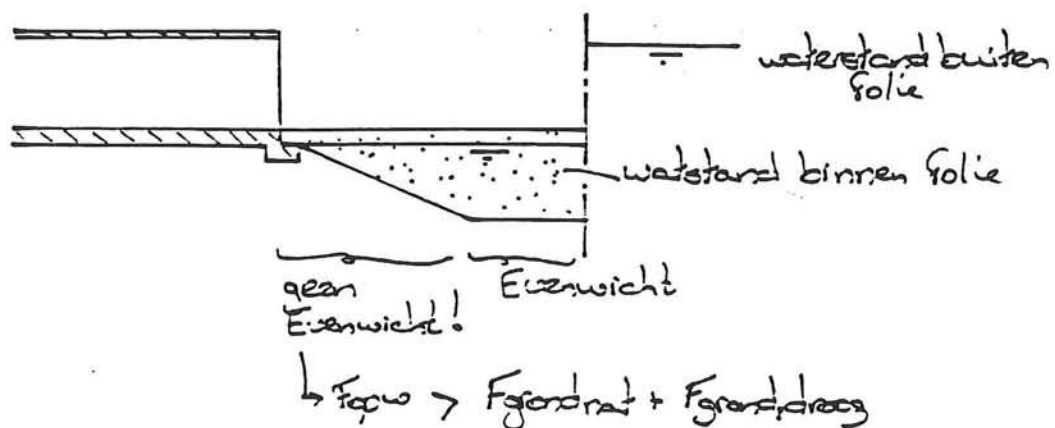
- Toerit : Bovenkant weg op overgangspunt NAP -7.6 m.
Stel constructie dikte vloer: 1.5 m.
==> Diepte bouwkuip NAP -9.1 m.

Benodigde diepte klemconstructie ± NAP - 18 m.
(zie tabel 6.II in hoofdstuk 6)

Alternatief

Om de bouwkuipdiepte te verminderen is een alternatieve klemconstructie uitgewerkt, met als doel de koppeling van de betonnen bak en het folie minder diep te laten plaatsvinden.

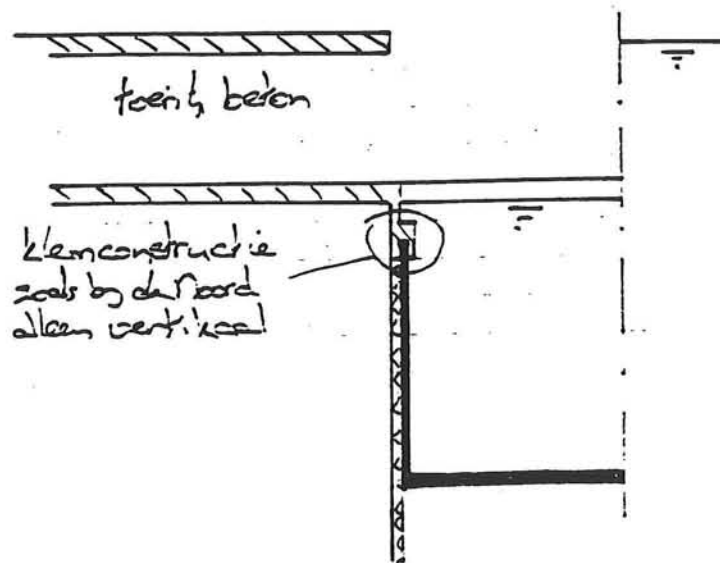
Wanneer de constructie zoals bij de tunnel de Noord hoger gerealiseerd zou worden zou dit leiden tot verstoring van het vertikaal evenwicht (figuur V.3). Op het folie zouden grote trekspanningen ontstaan.



Figuur V.3 Verstoring vertikaal evenwicht

In zone waar geen evenwicht heerst wil folie opdrijven. Er ontstaan grote trekspanningen waardoor het folie scheurt.

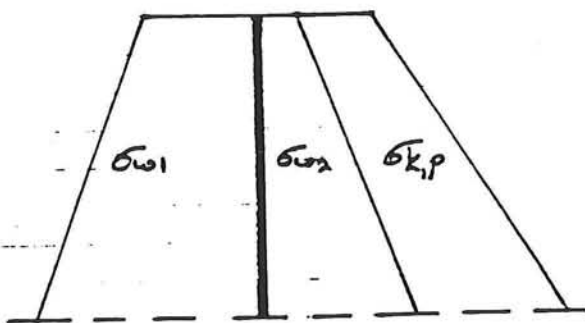
De alternatieve constructie is gebaseerd op het principe zoals dat ook wordt toegepast bij de U-polder : Het folie wordt afgezonken tegen een verticale wand (figuur V.4).



Figuur V.4 Koppeling folie; U-polderprincipe

Voor het hoogste punt van het verticale gedeelte van het folie, dus t.p.v. de klemconstructie, moet gelden :

1) Horizontaal evenwicht



$$\sigma_{w1} < \sigma_{w2} + \sigma_{k,p}$$

$$\text{ofwel } \Delta\sigma_w = \sigma_{w1} - \sigma_{w2}$$

$$\Rightarrow \Delta\sigma_w = \sigma_{k,p}$$

σ_{w1} = hor. spanning t.g.v. waterstand buiten folie

σ_{w2} = hor. spanning t.g.v. waterstand binnen folie

$\sigma_{k,p}$ = passieve hor. korrelspanning

$$\sigma_{k,p} = \lambda_p * \sigma_{k,v}$$

Met :

$\sigma_{k,v}$ = verticale korrelspanning

Stel folie wordt aangevuld met zand: $\gamma_n = 20 \text{ kN/m}^2$
 $\lambda_p = 3$

$$\gamma'_{\text{zand}} = \gamma_n - \gamma_w = 20 - 10 = 10 \text{ kN/m}^3$$

$$\Delta\sigma_w = 3 * \sigma_{k,v}$$

$$\Delta\sigma_w = \gamma_w * h$$

$$\sigma_{k,v} = \gamma' * x$$

$h =$ waterstandsverschil in m.

$x =$ dikte zand aanvulling
 boven koppeling

ofwel:

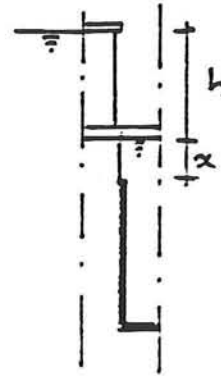
$$\gamma_w * h = \gamma' * \lambda_p * x$$

Met: $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$

$$\gamma' = 10 \text{ kN/m}^3$$

$$\lambda_p = 3$$

volgt: $x = 1/3 h$



Figuur V.4 Detail klemconstructie

2) Horizontaal evenwicht

$$F_{\text{opw}} < F_{\text{grond,neer}}$$

$$F_{\text{opw}} = \gamma_w * (h+x) * A$$

$$F_{\text{neer}} = \gamma_g * x * A = (\gamma_w + \gamma') * x * A$$

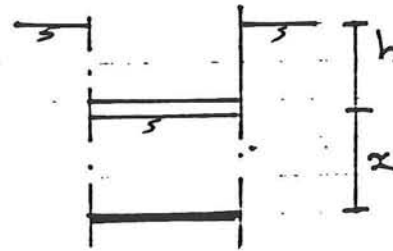
Hieruit volgt:

$$\gamma_w * h = \gamma' * x$$

Met: $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3 \Rightarrow \gamma' = 10 \text{ kN/m}^3$

$$\gamma_g = 20 \text{ kN/m}^3$$

Geldt: $h = x$



Voor specifieke toepassing bij de toerit van de Westerschelde Oever Verbinding betekend dit:

Folie : NAP -18.0 m.
Waterstand binnen folie : 15 m. onder bovenkant weg: NAP -9.1 m.
Waterstand buiten folie : NAP -0.5 m.

$$h = 8.6 \text{ m.}$$

Toepassing principe de tunnel de Noord : Koppeling NAP - 18.0 m.

Alternatief:

$$x = 1/3 h = 1/3 * 8.6 = 2.9 \text{ m.}$$

Koppeling : NAP - 7.6 m. - 3 m. = NAP -10.6 m

Koppeling kan zo'n 7 meter hoger uitgevoerd worden, waardoor de bouwkuip \pm 7 meter minder diep wordt.

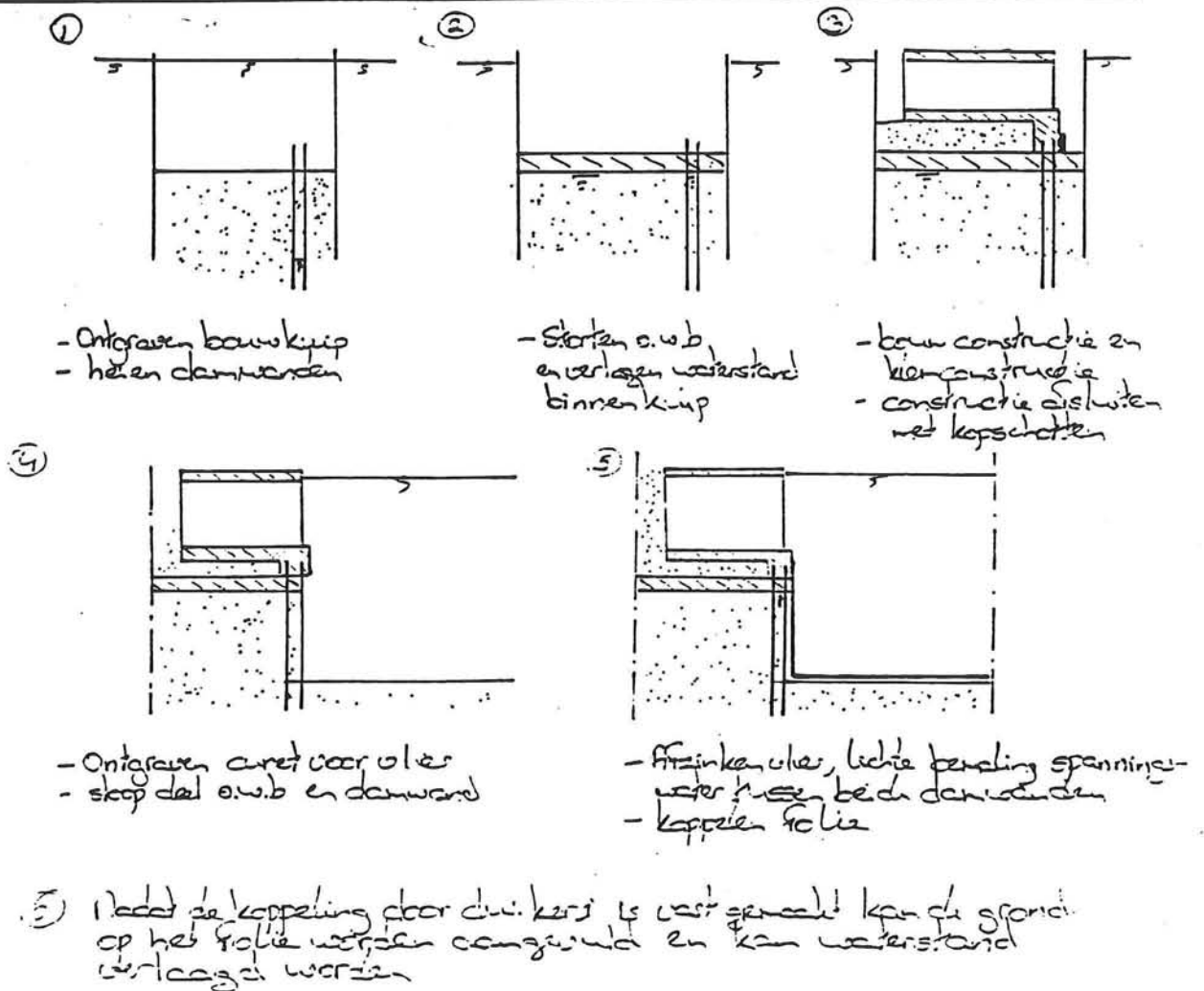
Benadrukt wordt dat dit slechts een zeer grove berekening is, waarbij vele factoren zijn verwaarloosd. De berekening toont echter wel aan dat de koppeling duidelijk veel minder diep gerealiseerd kan worden door toepassing van de alternatieve bevestiging.

Uitvoering

Het is belangrijk dat het folie goed tegen de verticale wand gekleeft wordt. Om dit te bereiken wordt hetzelfde principe toegepast als bij de U-polder:

Twee damwanden waarbij de damwand waartegen het folie wordt afgezonken, de voorste, is voorzien van openingen. Door tussen de wanden een kleine waterstandsverlaging aan te brengen wordt het folie tegen de damwand aangezogen.

In onderstaande tekeningen wordt de uitvoering, schematisch, toegelicht. Het betreft slechts het principe van de uitvoering. De plaatjes zijn niet op schaal.



Conclusie

De globale beschouwing in deze bijlage toont aan dat het in principe mogelijk is de bevestiging van het folie aan een betonconstructie te verhogen.

Hierdoor is een veel minder diepe bouwput nodig om de klem balk en klemconstructie in den droge te bouwen. Toepassing van folieconstructie tot op grote diepte wordt hierdoor beter realiseerbaar.

Voordat deze methode kan worden toegepast is echter nog nadere detaillering noodzakelijk. Hierbij wordt gedacht aan een verdere detaillering van de uitvoering en aan de precieze bevestiging van het folie aan de zijkanten van de toerit.

Hieraan zal in een later fase aandacht moeten worden besteed wanneer voor een folie als bouwmethode wordt gekozen.

Bijlage VI Berekening van de damwanden, diepwanden, stempels en trekpalen

Inhoudsopgave

Deel 1 Berekening van damwanden

VI.1 Inleiding

VI.2 Sectie B

- VI.2.1 Ontgravingsdiepte, relevante uitwendige belastingen en waterdrukken en de de veiligheidsklasse
- VI.2.2 Grondparameters
- VI.2.3 Rekenwaarde
- VI.2.4 Stijfheid van de damwand
- VI.2.5 Bouwfasen
- VI.2.6 Resultaten
- VI.2.7 Damwandprofielen
- VI.2.8 Reductie van het moment
- VI.2.9 Reductie van de ontgravingsdiepte

VI.3 Ontvangtschacht

- VI.3.1 Invoer
- VI.3.2 Resultaten
- VI.3.3 Damwandprofielen
- VI.3.4 Reductie van het moment

Deel 2 Berekening van de diepwanden

Sectie B

Ontvangtschacht

Deel 3 Stempels

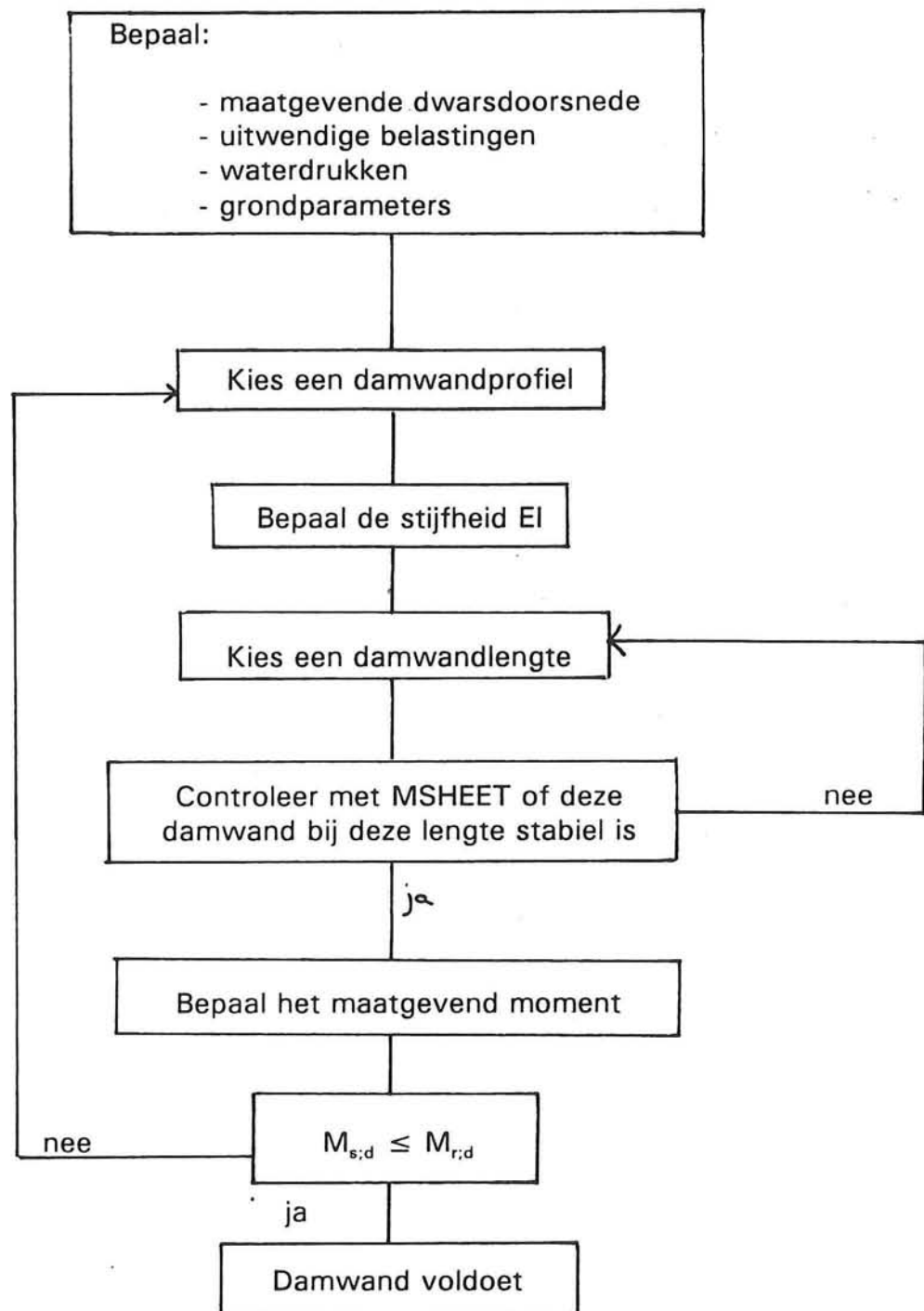
Sectie B

Ontvangtschacht

Deel 4 Berekening van het onderwaterbeton

Sectie B

Ontvangtschacht



Figuur VI.1 Iteratieprocedure Msheet

Deel 1 Berekening van damwanden

VI.1 INLEIDING

In dit deel wordt voor zowel de toerit als voor de ontvangtschacht berekend welk type damwand toegepast kan worden en welke damwand lengte noodzakelijk is. Bij de berekening van de damwanden is uitgegaan van Currapport 166: Damwandconstructies. Bij de berekening van het benodigde damwandprofiel en de damwandlengte is gebruik gemaakt van het computerprogramma Msheet. Msheet is een ééndimensionaal eindig elementenprogramma. De damwand wordt geschematiseerd tot een verend ondersteunde ligger. De belasting die de grond, geschematiseerd tot een aantal veren, op de damwand uitoefent is afhankelijk van de verplaatsing van deze wand. Het programma controleert of een bepaalde damwandconstructie stabiel is en berekent de momenten, dwarskrachten en verplaatsingen.

Om te berekenen welk type damwand en welke damwandlengte min. nodig zijn heeft een iteratief proces plaats gevonden. De gevolgde stappen zijn in figuur VI.1 afgebeeld. De keuze voor een bepaald type damwand heeft alleen invloed op de waarde van de stijfheid die in het programma Msheet moet worden ingevoerd. Het iteratieproces wordt verder niet in deze bijlage uitgewerkt. De resultaten van de berekening zijn de uitkomsten van de laatste iteratiestap.

De variatie van de stijfheidparameter heeft overigens slechts een kleine invloed op de uitkomst van de momenten en dwarskrachten. Over het algemeen zal gelden dat bij een stijvere damwand iets grotere momenten optreden. De stijfheid heeft wel grote invloed op de verplaatsingen van de damwand.

In deze bijlage worden de ingevoerde gegevens in Msheet onderbouwd en is de volledige uitvoer van de berekeningen toegevoegd. Op basis van de berekeningsresultaten wordt bepaald welk type damwand toegepast kan worden. Allereerst is een damwand berekend die alleen aan de bovenzijde gestempeld is. Vervolgens is onderzocht door welke maatregelen een lichter profiel toegepast zou kunnen worden.

Bij de berekening bevindt de bouwkuip, en dus de ontgraving, zich steeds aan de linkerkant van de damwand.

In de eerste helft van deze bijlage wordt het diepste deel van de toerit, sectie B behandeld, het tweede deel bevat de berekening van de damwanden van de ontvangtschacht.

VI.2 SECTIE B

VI.2.1 Ontgravingsdiepte, relevante uitwendige belastingen en waterdrukken en de veiligheidsklasse.

Diepste punt van de weg NAP -9.4 m.

Een vloer van onderwaterbeton met vormt de waterafsluiting. Trekpalen voorkomen dat deze laag opdrijft. == > Dikte onderwaterbetonvloer = 1.5 m. Stel dikte constructieve vloer : 1.5 m.

== > Ontgravingsdiepte van NAP -12.4 m.

Volgens de uitgangspunten, hoofdstuk 3; blz 18 en figuur II.2 in bijlage II geldt :

- Stijghoogte spanningswater : NAP -0.5 m.
- Dit water is zout ($\gamma = 10.25 \text{ kN/m}^3$)
- Polderpeil : NAP -1.7 m.
- Zoet grondwater. ($\gamma = 10 \text{ kN/m}^3$)

De damwanden worden toegepast als wanden van een bouwkuip :

Veiligheidsklasse II

Bovenbelasting : exacte bovenbelasting aan de actieve zijde is nog niet bekend. Aanghouden wordt (volgens CUR) : 20 kN/m³ .

VI.2.2 Grondparameters

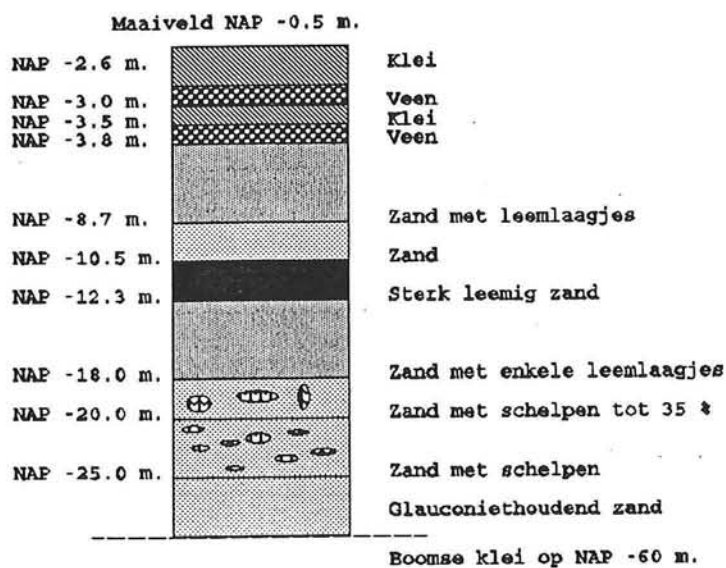
In de uitgangspunten zijn twee mogelijke grondprofielen aangenomen. Bij profiel A wordt in de zone onder de bouwkuipbodem (onder NAP -12.4 m.) een laag aangetroffen wordt waar zich naast het zand ook leem bevindt. Deze laag heeft een lagere ϕ -waarde dan zand. == > $K_p <$. De passieve tegendruk die ontwikkeld wordt is kleiner. == > Langere damwand noodzakelijk voor stabiliteit.

== > Grondopbouw A maatgevend. (figuur VI.2)

De parameters voor het volumegewicht(γ), de cohesie (c') en de hoek van inwendige wrijving (ϕ) staan afgebeeld in tabel VI.I. Aangenomen is dat het hier representatieve waarden betreft. Tevens is aangenomen dat de eveneens in tabel 1 afgebeelde waarde van de horizontale beddingsconstante de verwachtingswaarde ($K_{h,\mu}$) betreft.

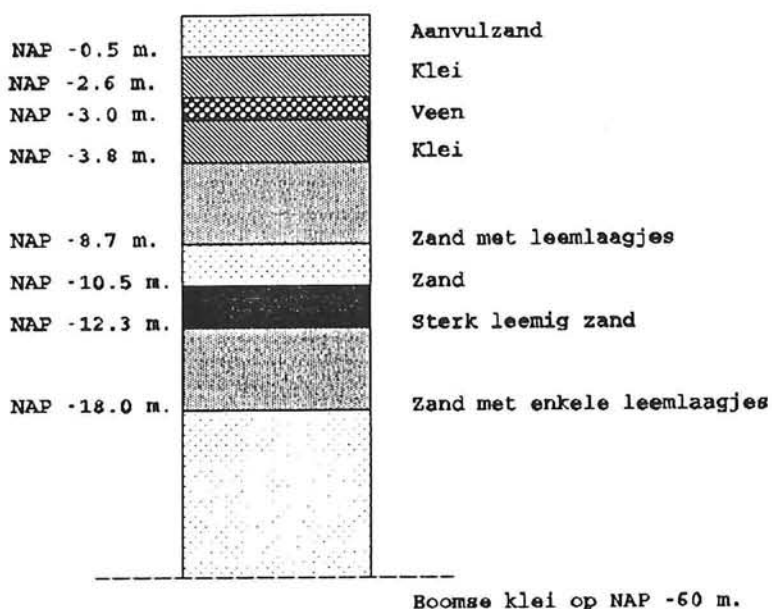
De parameters die behoren bij de laag aanvulzand zijn zo goed mogelijk geschat.

Max. aantal in te voeren grondlagen in Msheet : 10



Figuur VI.2 Grondopbouw A

Tevens is nog een extra laag nodig om de wateroverspanning in te voeren. Dit wordt verderop behandeld. Grondopbouw A wordt verder geschematiseerd. De geschematiseerde opbouw is in figuur VI.3 afgebeeld. De aangehouden waarden voor γ , c , ϕ en K_h staan in de uitvoer, die achteraan deze bijlage is toegevoegd, vermeld. (bv. ToeritB)



Figuur VI.3 Grondopbouw geschematiseerd

Tabel VI.1

<u>Zuid-Beveland</u>	<u>vg_d</u> kN/m ³	<u>vg_n</u> kN/m ³	<u>C'</u> kN/m ²	<u>phi'</u> °	<u>K_h</u> MN/m ³
<u>Afzetting van Duinkerke</u> 1A klei	16	16	2	22.5	1.0
<u>Hollandveen</u> 2 veen	10	10	2	22.5	0.5
<u>Afzetting van Calais</u> 3 klei 4 basisveen	17 10	17 10	2 5	22.5 25	1.5 1.0
<u>Formatie van Twente</u> 5A sterk lemig zand ¹ 5B zand + leemlenzen 5D zand	17 17 17	18 19.5 20	0 0 0	20 25 35	5 5 20
<u>Eem Formatie</u> 6 zand + schelpen	17	20	0	35	20
<u>Formatie van Oosterhout</u> 7 zand + schelpen	17	20	0	35	20
<u>Formatie van Breda</u> 8 zand, glauc.h.	17	20	0	35	* 1)

*1) $20/22.5 * \sqrt{z}$ waarin z de diepte in m beneden maaiveld.

Hierin is :

- vg_d = volumegewicht boven freatischvlak in kN/m³
 vg_n = volumegewicht onder freatischvlak in kN/m³
 C' = cohesie
 phi' = hoek van inwendige wrijving bij gedraineerde (geconsolideerde) toestand
 K_h = horizontale beddingsconstante

¹ GD heeft hier ten onrechte gewoon zand aangehouden. Daarom zijn nieuwe parameters aangenomen.

VI.2.3 Rekenwaarden

De volgende rekenwaarden zijn aangehouden (CUR):

Veiligheidsklasse II:

$$c' : \gamma = 1,0c'_d = c'/1,0$$

$$\phi : \gamma = 1,15\phi_d = \phi / 1,15$$

De kerende hoogte (m) : $\Delta = 0.30 \text{ m.} == >$

Ontgravingsdiepte : NAP -12.4 m. - 0.30 = NAP -12.7 m.

GWS lage zijde (NAP) : $\Delta = 0.20 \text{ m.} == >$

GWS passieve zijde : NAP -0.50 m. - 0.20 m. = NAP -0.70 m.

GWS hoge zijde (NAP) : aangehouden is maaiveld hoogte. Een hogere waterstand is fysiek niet mogelijk.

Ter vereenvoudiging van de berekening is voor zowel het grondwater als het spanningswater aangehouden $== > \gamma = 10,25 \text{ kN/m}^3$

Om het terrein ook bij hoge grondwaterstanden begaanbaar te houden wordt op het maaiveld een laag zand van 0.5 m. aangebracht.

Theoretisch moet de berekening van een damwand eerst uitgevoerd worden met een lage rekenwaarde van de beddingsconstante. Ter controle van het moment moet de berekening nogmaals uitgevoerd worden met een hoge rekenwaarde van de beddingsconstante. De invloed van deze variatie in beddingsconstante op de momenten is echter gering zodat in deze fase, waar het nog gaat om een indicatie van de benodigde damwandlengte en het profiel slechts een berekening met de lage rekenwaarde is uitgevoerd.

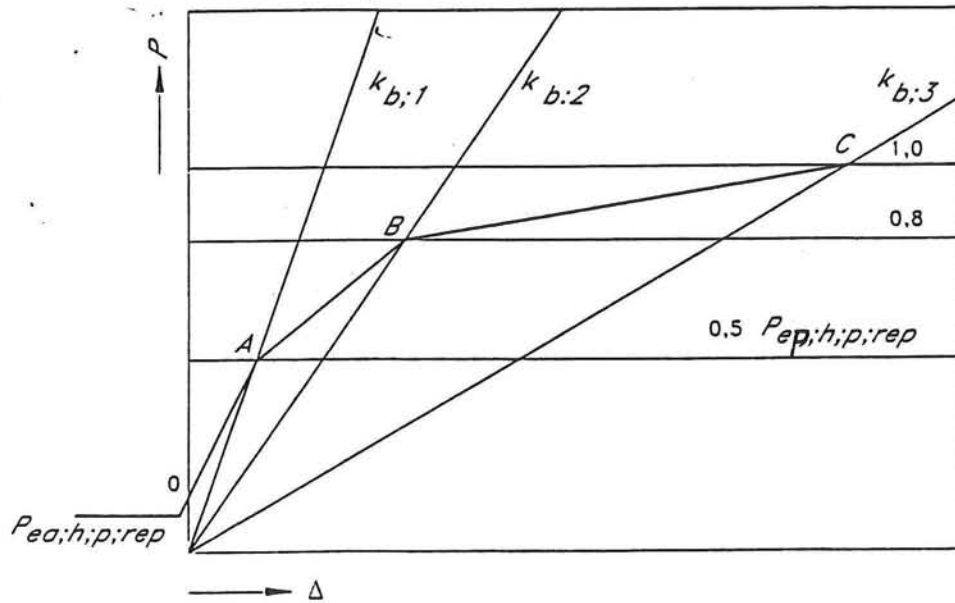
De lage rekenwaarde van de beddingsconstante wordt bepaald door :

$$K_{h,\mu} / 2,0$$

Deze rekenwaarde van de beddingsconstante wordt gebruikt voor grond die "nieuw" belast wordt. Bij verlaging van de grondspanningen wordt gebruik gemaakt van een stijve ontlastingsstak. De hierbij behorende waarde voor de beddingsconstante is globaal bepaald aan de hand van Tabel 2 en figuur VI.4 [Lit.21] Deze tabel is opgesteld op basis van metingen die in de Nederlandse praktijk zijn verzameld .

Uitgaande van een berekening van Msheet met gekromde glijvlakken geldt voor een ruwe damwand :

$$\delta \leq \phi_d - 2.5^\circ \wedge \delta \leq 27.5^\circ$$



Figuur VI.4 Constructie van de vervormingsafhankelijke beddingsconstante met de getallen uit tabel VI.2 [Lit.21]

	k_b (kN/m ³)					
	¹⁾ $p_0 < p_h < 0.5 p_{\text{act;h;p;rep}}$		$0.5 p_{\text{act;h;p;rep}} \leq p_h \leq 0.8 p_{\text{act;h;p;rep}}$		$0.8 p_{\text{act;h;p;rep}} < p_h \leq 1.0 p_{\text{act;h;p;rep}}$	
	1 ²⁾	2 ³⁾	1 ²⁾	2 ³⁾	1 ²⁾	2 ³⁾
zand q_c (MPa)						
los 5	12000	27000	6000	13500	3000	6750
matig 15	20000	45000	10000	22500	5000	11250
vast 25	40000	90000	20000	45000	10000	22500
klei f_{act} (kPa)						
slap 25	2000	4500	800	1800	500	1125
matig 50	4000	9000	2000	4500	800	1800
vast 200	6000	13500	4000	9000	2000	4500
veen f_{act} (kPa)						
slap 10	1000	2250	500	1125	250	560
matig 30	2000	4500	800	1180	500	1125

- ¹⁾ de waarden in deze kolom te gebruiken bij actieve gronddruk $P_{\text{act;h;p;rep}}$
- ²⁾ representatieve waarde van het lage gemiddelde als een lage beddingsconstante ongunstig is
- ³⁾ representatieve waarde van het hoge gemiddelde als een hoge beddingsconstante ongunstig is
- p_0 is de neutrale gronddruk in kN/m²
- $P_{\text{act;h;p;rep}}$ is de representatieve waarde van de maximale horizontale gronddruk bij spanningsverhoging (passief) in kN/m²
- p_h is de maximale horizontale druk in kN/m² voor het betreffende traject van de beddingsconstante

Tabel VI.II Beddingsconstante

De grondparameters zoals deze ingevoerd zijn in Msheet zijn achteraan deze bijlage in de uitvoerfile ToeritB terug te vinden.

VI.2.4 Stijfheid van de damwand

Zoals al in het hoofdstuk aangegeven is de berekening van het type damwand een iteratief proces. Allereerst wordt de stijfheid van de damwand geschat, vervolgens wordt een berekening met Msheet uitgevoerd. Op basis van de uitkomsten wordt een type damwand gekozen. De stijfheid van dit profiel wordt nu ingevoerd in Msheet en vervolgens wordt gecontroleerd of dit type damwand voldoet. (Zo niet dan wordt een zwaarder type damwand gekozen en wordt het proces opnieuw doorlopen.)

Dit iteratieve proces is niet verder uitgewerkt. Volstaan wordt met het geven van de uitkomsten zoals deze bij de laatste iteratiestap gelden.

$$= = > \text{Stijfheid (EI)} = 5.92 \cdot 10^5 \text{ kNm}^2$$

VI.2.5 Bouwfasen

In eerste instantie wordt een damwand onderzocht die gestempeld is op NAP - 1.0 m. en waarbij aan de onderzijde een laag onderwater beton van 1.5 m. is aangebracht. Bij de berekening van de damwand treden 3 maatgevende bouwfasen op (zie figuur VI.5a t/m c) :

- 1) Waterstand binnen de bouwkuip verlagen tot NAP - 2.0 m. en ontgraven tot NAP - 1.5 m.
- 2) Aanbrengen stempel, waterstand binnen bouwkuip weer op laten komen en ontgraven tot NAP - 12.7 m.
- 3) Storten onderwaterbeton en na verharden bouwkuip droogmalen.

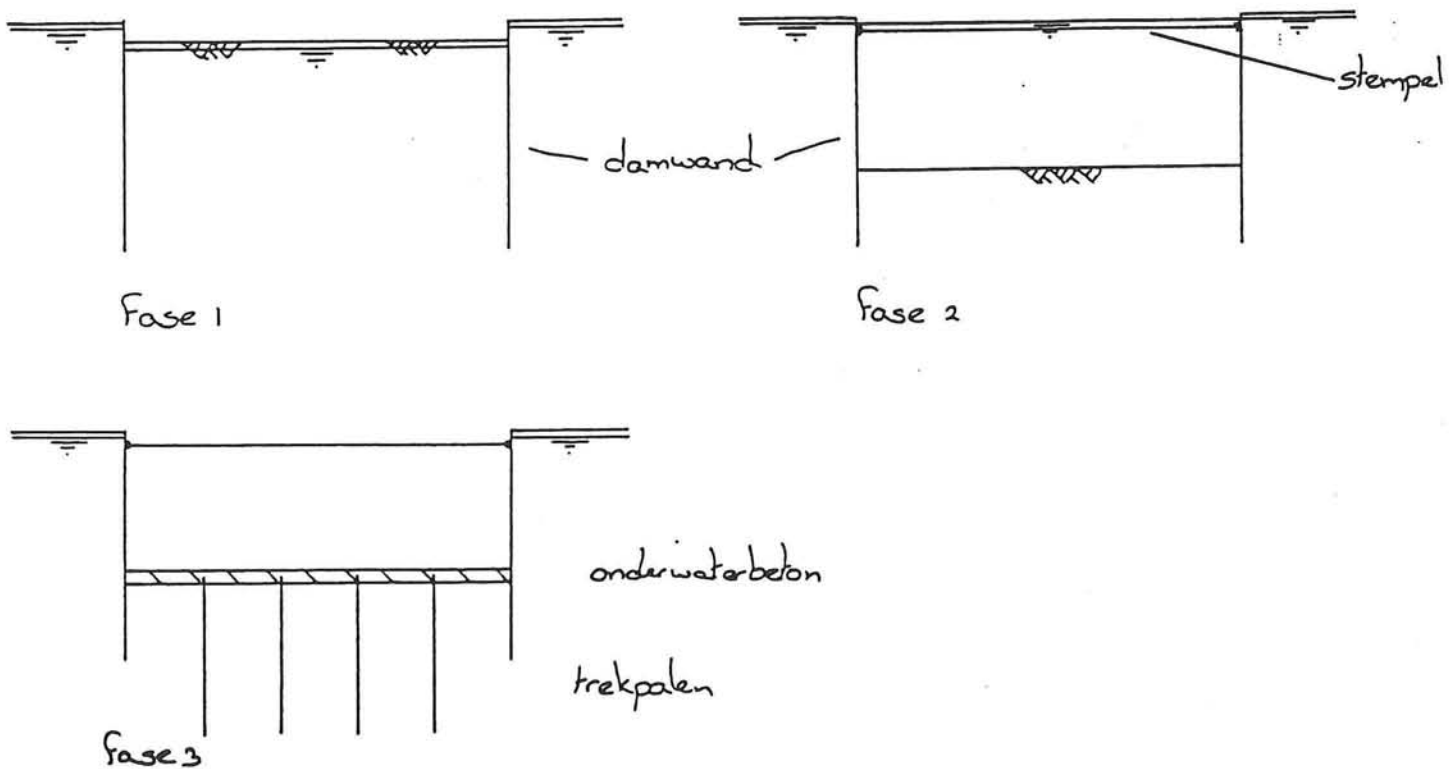
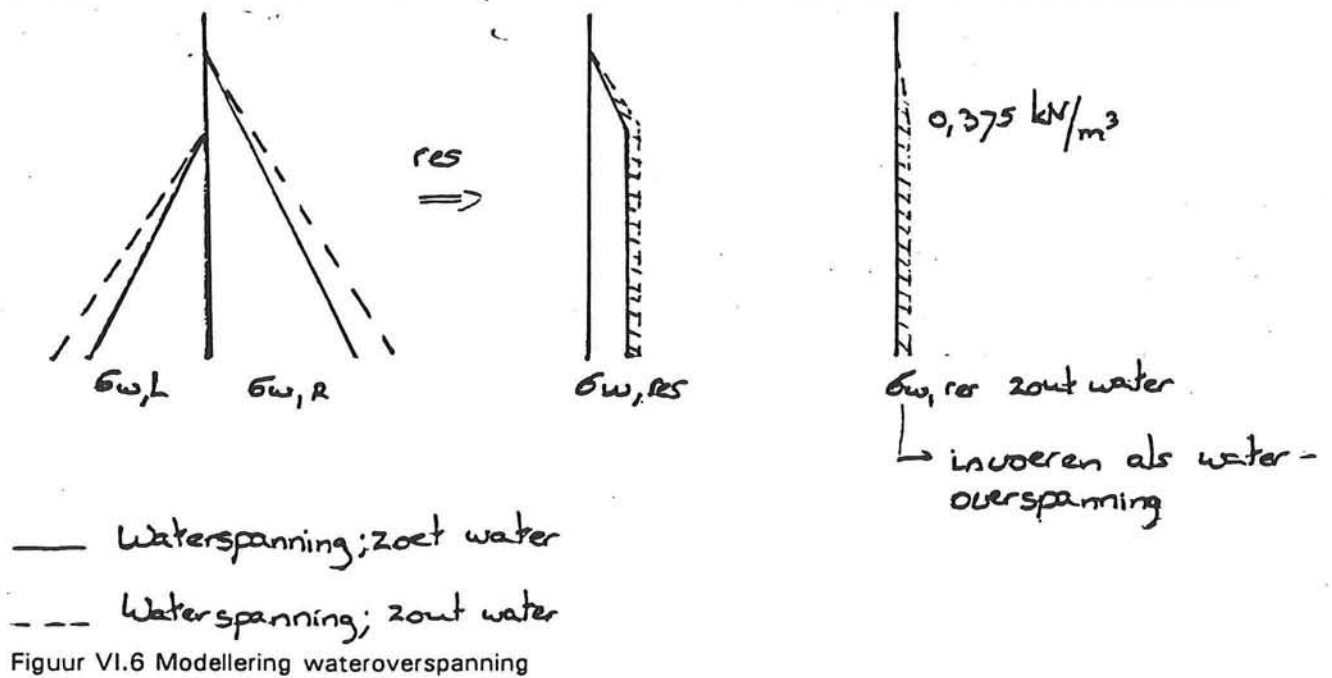
Bouwfase 1

De maaiveldhoogte en grondwaterstand links en rechts van de damwand zijn aangegeven in figuur VI.5a. Het verschil in grondwaterstand links en rechts van de damwand geeft een resulterende hor. druk. Deze resultante is echter gebaseerd op de aanwezigheid van zoet water. De extra druk die ontstaat doordat hier zout water aanwezig is wordt gemodelleerd door een wateroverspanning aan te brengen aan de rechterzijde van de damwand. (zie figuur VI.6)

$$\sigma_{\text{oversp.}} = \Delta h * (\gamma_{\text{w,zout}} - \gamma_{\text{w,zout}}) = 1.5 * 0.25 = 0.375 \text{ kN/m}^3$$

Bouwfase 2

De maaiveldhoogte en grondwaterstand links en rechts van de damwand zijn aangegeven in figuur 4b. De extra wateroverspanning t.b.v. de modellering



Figuur VI.5 Bouwfasen

van het zoute water is t.g.v. het geringe waterstandsverschil ($\Delta h = 0.20 \text{ m.}$) veel kleiner en bedraagt slechts 0.05 kN/m^3

Het stempel wordt gemodelleerd tot een star steunpunt waarbij alleen de verplaatsing van de damwand wordt verhinderd. De damwand kan vrij roteren.

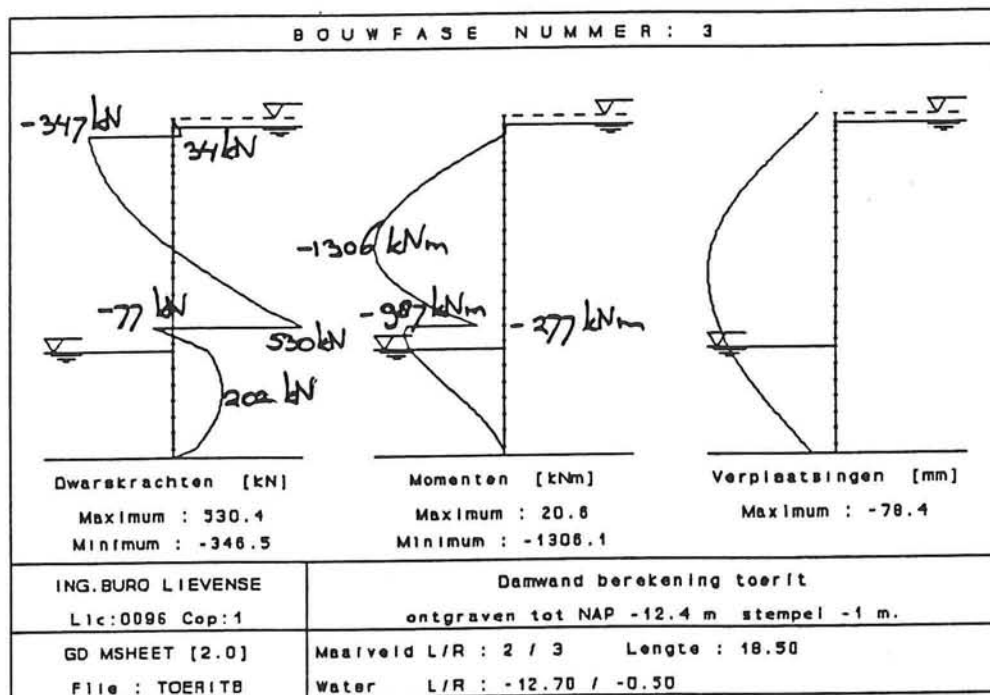
Bouwfase 3

Het onderwaterbeton wordt geschematiseerd tot een star steunpunt dat de horizontale verplaatsing van de damwand verhindert.

Niveau onderwaterbeton : NAP -10.9 m. - NAP -12.4 m. (1.5 m.)

Positie stempel : NAP -11.4 m. (0.5 m. Onder bovenzijde o.w.b.)

Schematisering tot een stempel waarbij zowel de verplaatsing als de rotatie worden verhinderd is niet geoorloofd. Berekening dezelfde situatie waarbij nu ook de rotatie wordt verhinderd toont aan dat in dat geval een grote momenten sprong ontstaat. (zie figuur VI.7) Deze sprong zou opgenomen moeten worden door het o.w.b. Doordat er tussen het onderwaterbeton en de damwand geen koppeling gemaakt wordt zal de trek die deze verbinding op kan nemen gering zijn. Het moment kan niet overgebracht worden op het o.w.b. Het beton scheurt los van de damwand voordat een groot moment bereikt wordt. De voorspanning die aangebracht wordt doordat de, naar binnen bewegende, damwanden de onderwaterbetonvloer onder druk zetten is te gering om de grote trekspanningen voldoende te reduceren. Bovendien gaat dit effect bij de aanwezigheid van de trekpalen verloren.

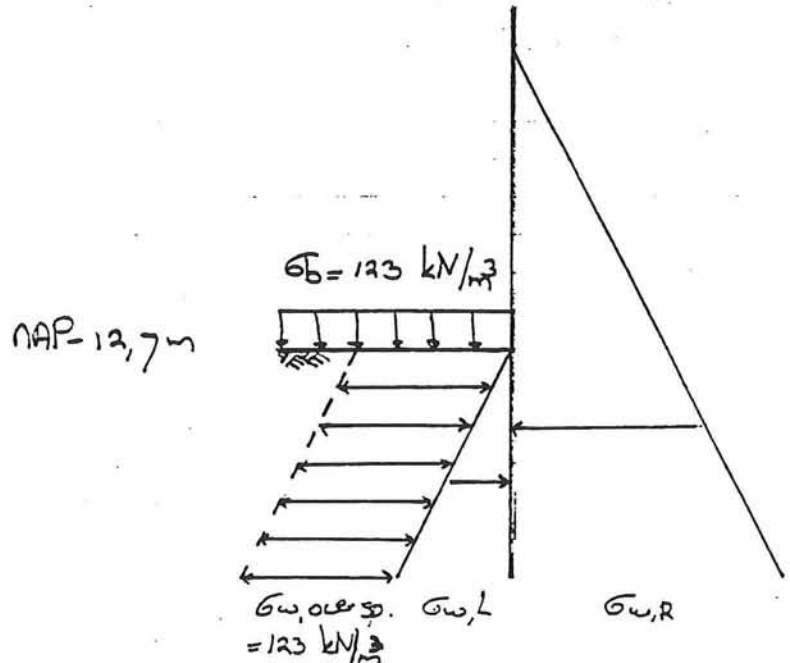


Figuur VI.7 Bouwfase 3; Dwarskrachten, Momenten en vervormingen

Waterstand binnen bouwkuip wordt verlaagd. Waterspanningen aan onderzijde o.w.b. veranderen niet. Schematiseren door waterstandsverlaging in combinatie met met een wateroverspanning. (figuur VI.8)

$$\sigma_{w,oversp.} = (\text{NAP} -12.7 - \text{NAP} -0.7 \text{ m.}) * 10.25 \text{ kN/m}^3 = 123 \text{ kN/m}^3$$

Wanneer alleen een wateroverspanning wordt aangebracht reduceren de korrelspanningen tot 0 (overspannen water). In werkelijkheid zal de korrelspanning niet reduceren. (Dit zou betekenen dat de wrijving langs de trekpalen wegvalt waardoor de vloer mét trekpalen opdrijft.) Het effect van de trekpalen is geschematiseerd door een bovenbelasting in te voeren gelijk aan de waarde van de wateroverspanning. In feite wordt dus de vloer als een soort gewichtsvloer ingevoerd.



Figuur VI.8 Schematisering waterspanningen

Bovenbelasting :
 $\sigma = 123 \text{ kN/m}^3$

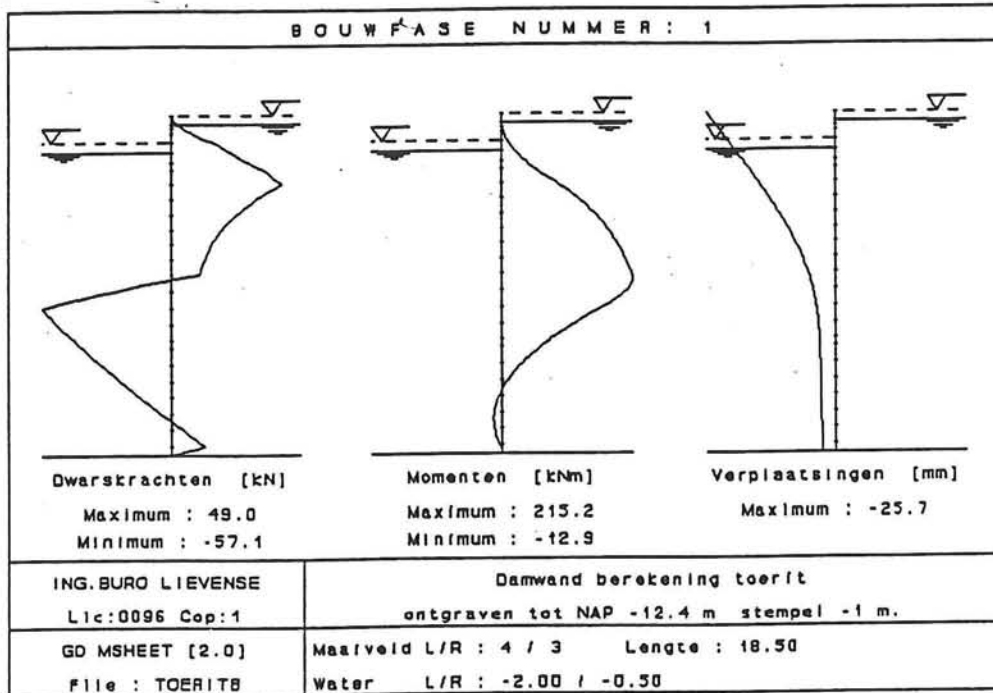
In het verloop van de wateroverspanning is ook de aanwezigheid van zout water verwerkt. Ook aan de rechterzijde wordt een kleine wateroverspanning, lineair met de diepte, aangebracht om het drukverschil tussen zoet en zout water aan te geven.

VI.2.6 Resultaten

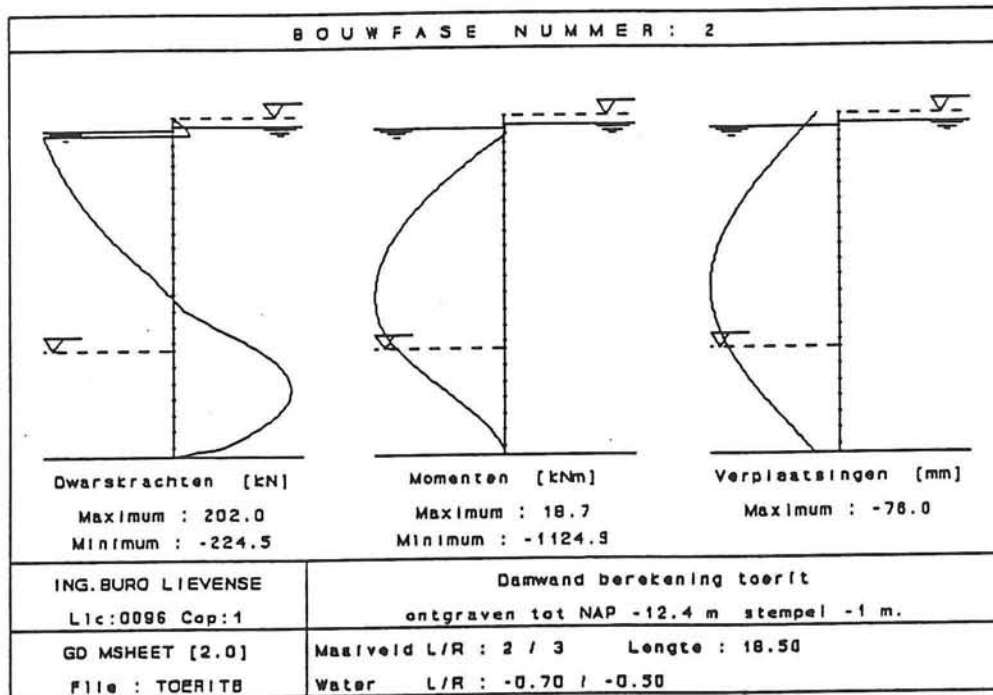
De complete invoer is achteraan in deze bijlage bijgevoegd (toerit B). Ook de uitkomsten van de berekening voor bouwfase 1,2 en 3 zijn hier af te lezen. Uit de berekening volgt:

Benodigde damwandlengte voor stabiliteit: 18.50 m.
 bovenkant damwand : NAP 0.0 m.
 onderkant damwand : NAP -18.5 m.

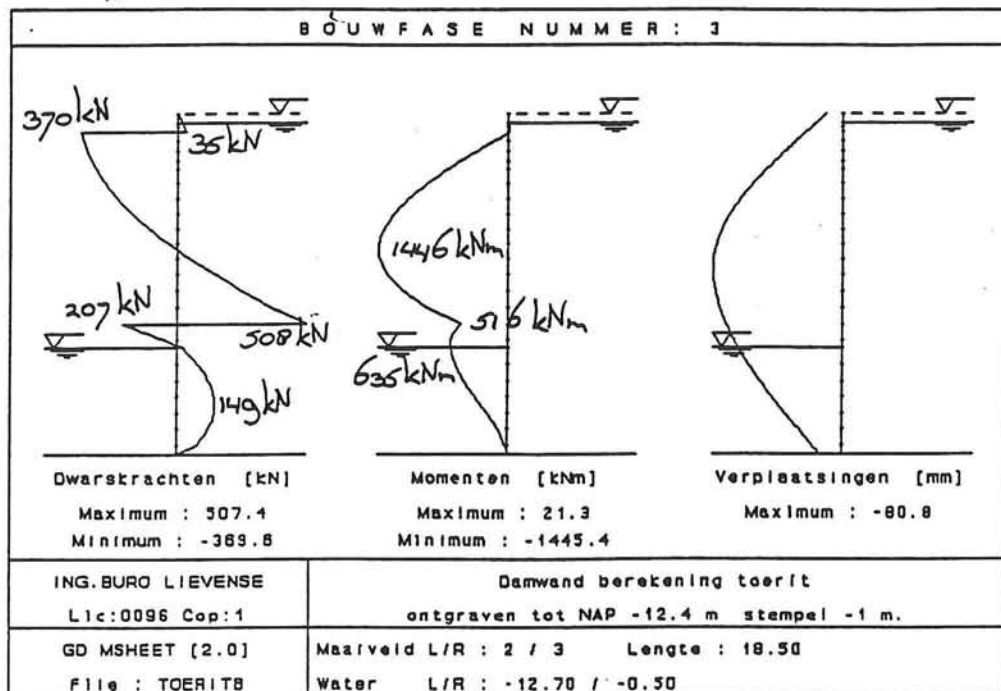
De momenten en dwarskrachtenlijnen voor alle drie de bouwfasen zijn grafisch afgebeeld in figuur VI.9a t/m c. Bouwfase 3 geeft de maatgevende resultaten.



Figuur VI.9a Bouwfase I



Figuur VI.9b Bouwfase II



Figuur VI.9c Bouwfase III

Maatgevend moment : $M_{\max.} = 1450 \text{ kNm}$.

VI.2.7 Damwandprofielen

Wanneer de damwand op deze wijze wordt gestempeld is dus een profiel nodig dat minimaal dit moment op kan nemen. Ofwel:

$$M_{s;d} \leq M_{r;d}$$

$$M_{r;d} = \frac{M_{r;rep}}{\gamma_{m;st}}$$

Waarin :

- $M_{s;d}$ = Rekenwaarde van het moment
 $M_{r;d}$ = Rekenwaarde van de sterkte van de damwand
 $M_{r;rep}$ = Rep. waarde van het moment van de plank bij begin vloeien in de uiterste vezel
 $\gamma_{m;st}$ = 1,0

Stel staal : Fe B 510 ==> $\sigma_s = 355 \text{ N/mm}^2$

Waarbij :

$$\sigma_e = \frac{M_{z;d}}{W}$$

$$M = 1450 \text{ kNm}$$

$$\sigma_e = 355 \text{ N/mm}^2$$

$$W_{\text{ben.}} = 4,08 \text{ e}^6 \text{ mm}^3 = 4085 \text{ cm}^3$$

Toepasbaar is een combiwand van ronde buispalen met 3 tussenplanken met volgende eigenschappen. (zie figuur VI.10)

$$W_{\text{sys}} = 4618 \text{ cm}^3/\text{m}$$

$$I_{\text{sys}} = 281687 \text{ cm}^4/\text{m}$$

Buiseigenschappen :

$$\text{O.D.} = 1220.0 \text{ mm.}$$

$$t = 12 \text{ mm}$$

$$I_t = 830778 \text{ cm}^4$$

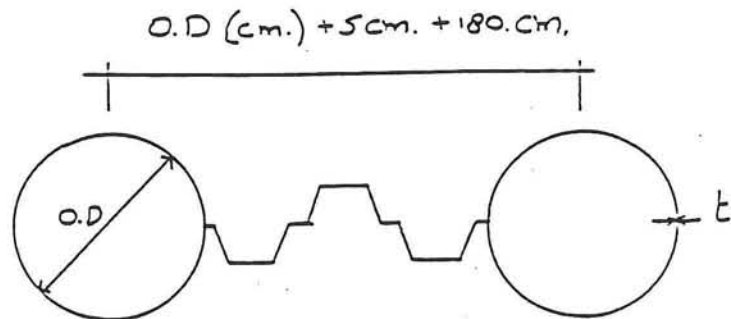
Damwand :

$$\text{drie tussen planken}$$

$$b_{\text{tot}} = 180 \text{ cm.}$$

$$b_{\text{slot}} = 5 \text{ cm.}$$

$$I_s = 34000 \text{ cm}^4$$



Figuur VI.10 Combiwandprofiel

Ook andere type damwanden zijn mogelijk. Volgens de theorie moet voor elk ander type damwand opnieuw het iteratie proces doorlopen worden omdat de stijfheid verandert. De invloed op het moment is echter gering. In deze fase gaat het slechts om een indicatie van de toepasbare profieltypen. Daarom wordt voorlopig aangenomen dat de momenten niet veranderen.

Alternatief :

Toepassing van een enkele plank. Vanwege het grote benodigde weerstandsmoment voldoet alleen een zwaar Z-vormig profiel (zie figuur VI.11)

$$W = 4200 \text{ cm}^3/\text{m}$$

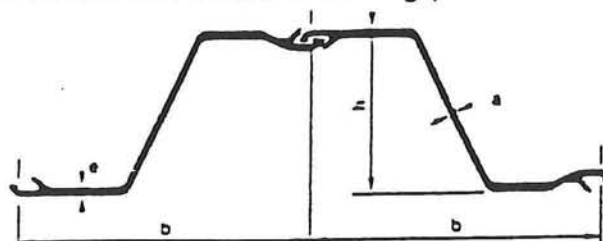
$$I = 73920 \text{ cm}^4/\text{m}$$

$$b = 500 \text{ mm.}$$

$$h = 450 \text{ mm.}$$

$$e = 20.6 \text{ mm.}$$

$$a = 12.5 \text{ mm.}$$



Figuur VI.11 Z-profiel

In de handel zijn geen zwaardere Z-profielen voorhanden.

VI.2.8 Reductie van het moment

De berekening is nu uitgevoerd voor één ontgravingsdiepte met een damwand met een vaste (min.) lengte die op één plaats gestempeld is. In het onderstaande zal globaal aangegeven worden op welke wijze het moment (en de dwarskracht) verder gereduceerd kan worden. Ook hier is uitgegaan van de stijfheid (EI) van de combiwand. Wanneer kleinere momenten optreden zal ook een lichter profiel toegepast worden. Dit lichtere profiel heeft een lagere stijfheid. Wanneer deze stijfheid ingevoerd wordt in Msheet zullen de momenten en dwarskrachten nog iets meer reduceren.

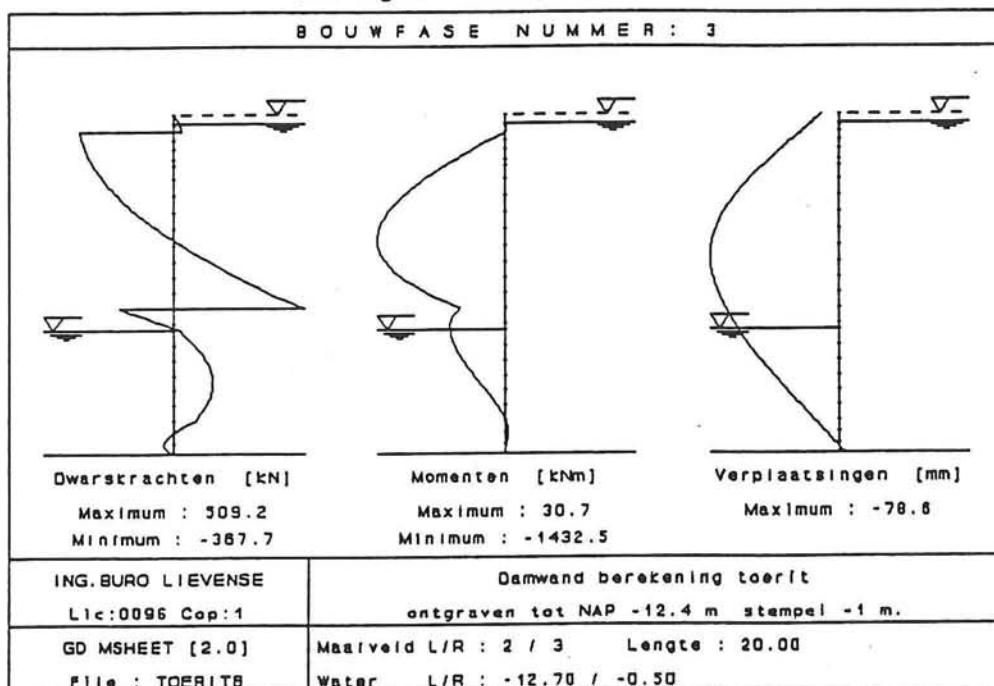
- Langere damwand

$$\text{Stel } L = L_{\min} + 1.5 \text{ m.} \implies L = 20 \text{ m.}$$

$$L_{\min} = 18.5 \text{ m.} \quad M_{s;d} = 1450 \text{ kNm.} \quad \text{Slechts geringe}$$

$$L = 20.0 \text{ m.} \quad M_{s;d} = 1433 \text{ kNm.} \quad \text{reductie}$$

(zie figuur VI.12)



Figuur VI.12 Momentenlijn $L_{\text{damwand}} = 20 \text{ m}$

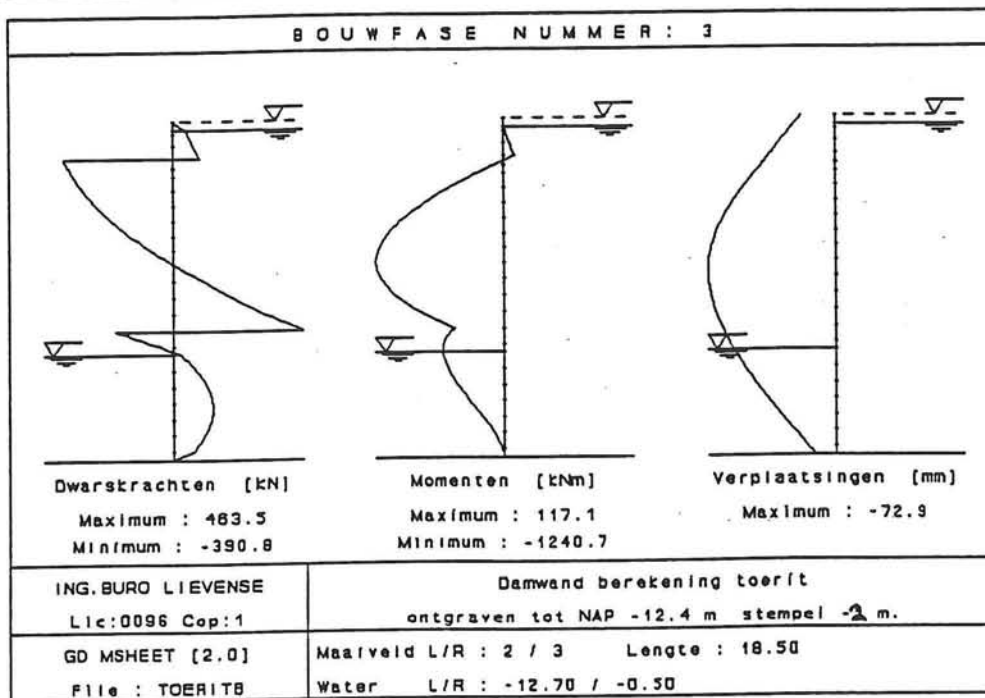
- Positie stempel

$$\text{Stel stempel } 1 \text{ m. lager} \implies \text{NAP } -2.0 \text{ m.}$$

De overspanning tussen de o.w.b.-vloer en het stempel verkleind.

Figuur VI.13 toont aan dat het maatgevend moment sterk afneemt.

Op welk nivo het eerste stempel wordt geplaatst is niet alleen afhankelijk van de momenten maar tevens van :



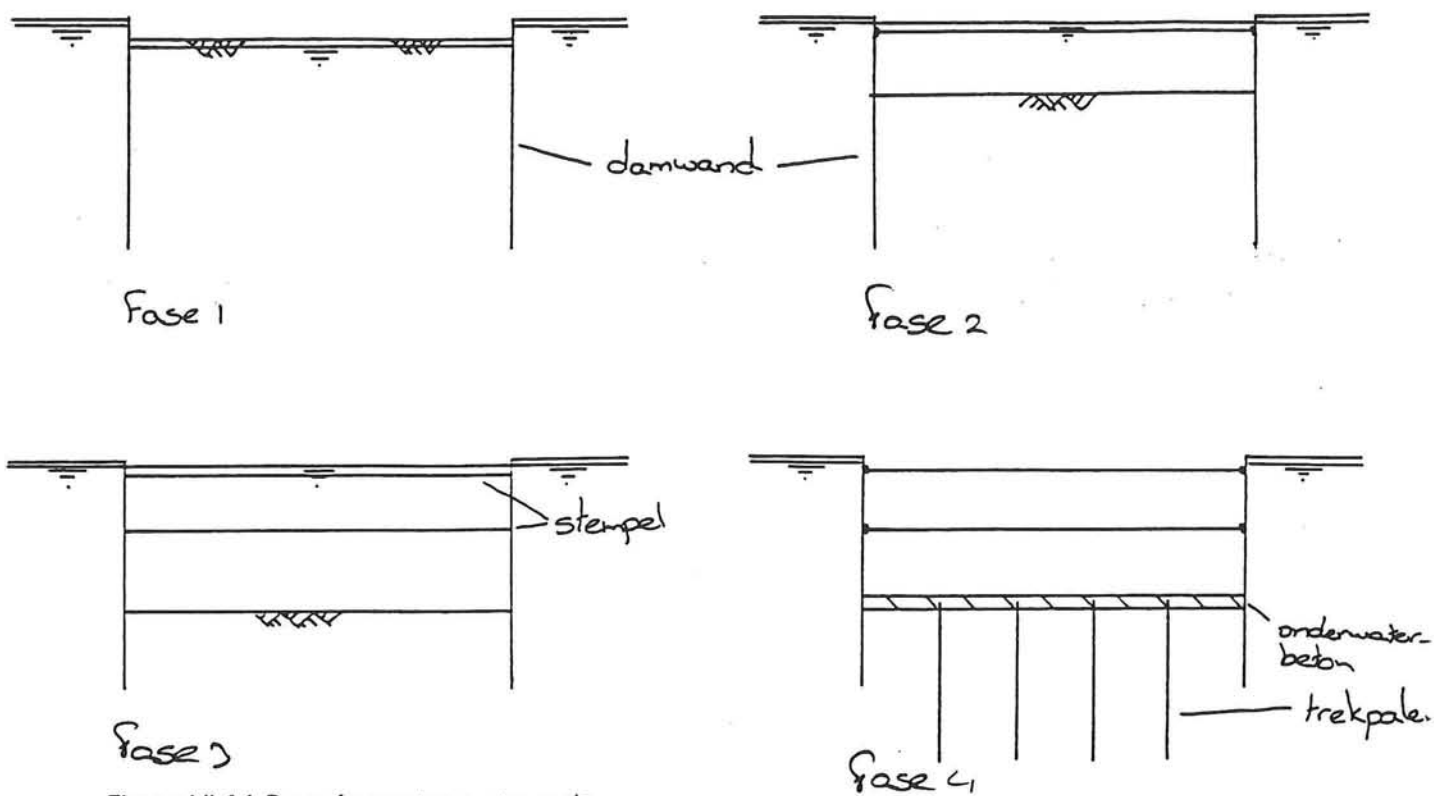
Figuur VI.13 Momentenlijn stempel NAP -2 m.

- De toegestane waterstandsverlaging binnen de kuip
 - De verplaatsing van de kop van de damwand
 - De benodigde vrije werkhoogte binnen de bouwkuip
- Twee stempels
Verdere reductie van het moment door toepassing van twee stempellagen.
Stel waterstandsverlaging binnen kuip mogelijk :
Aangenomen wordt : 1^{ste} stempel NAP - 1.0 m.
 2^{de} stempel NAP - 5.0 m.

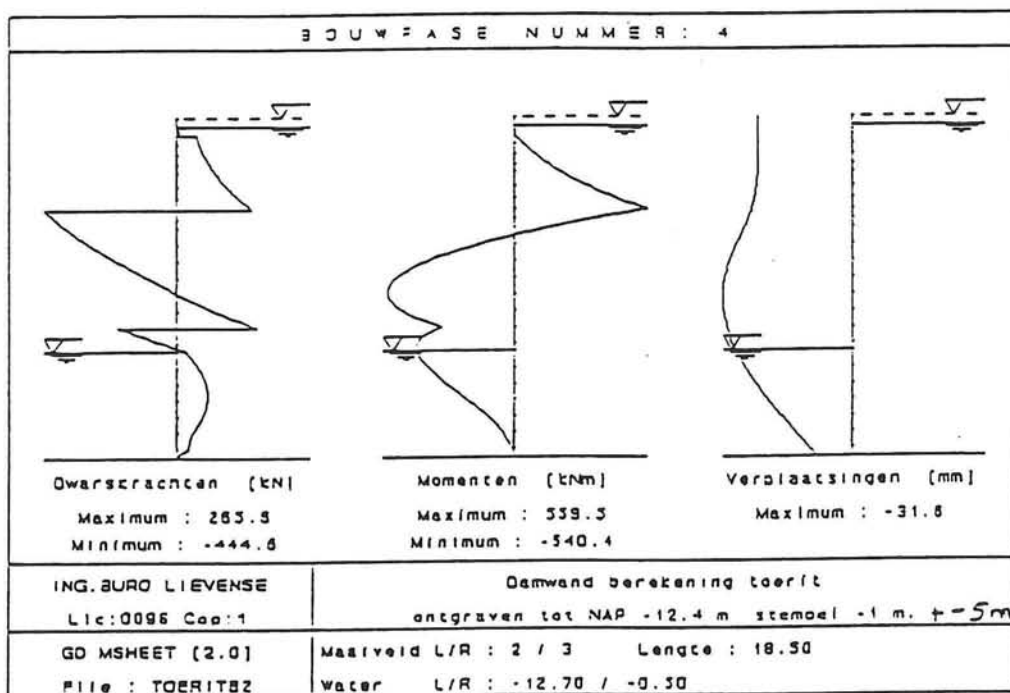
De volgende bouwfase wordt aangehouden (zie figuur VI.14):

- 1) Verlagen g.w.s. tot NAP - 2.0 m. Ontgraven tot NAP - 1.5 m.
- 2) Plaatsen 1ste stempel, waterstand verlagen tot NAP - 6.0 m.
ontgraven tot NAP -5.5 m.
- 3) Plaatsen 2de stempel, bemaling stopzetten => waterstand NAP -
0.5 m. Ontgraven tot NAP -12.4 m.
- 4) Aanbrengen onderwaterbeton en droogpompen bouwkuip.

De invoer en de resultaten zijn achteraan deze bijlage toegevoegd (file toeritb2) De maatgevende momenten en dwarskrachtenlijn zijn afgebeeld in figuur VI.15. Plaatsing van het tweede stempel reduceert de momenten sterk.



Figuur VI.14 Bouwfasen; twee stempels



Figuur VI.15 Momentenlijn twee stempels

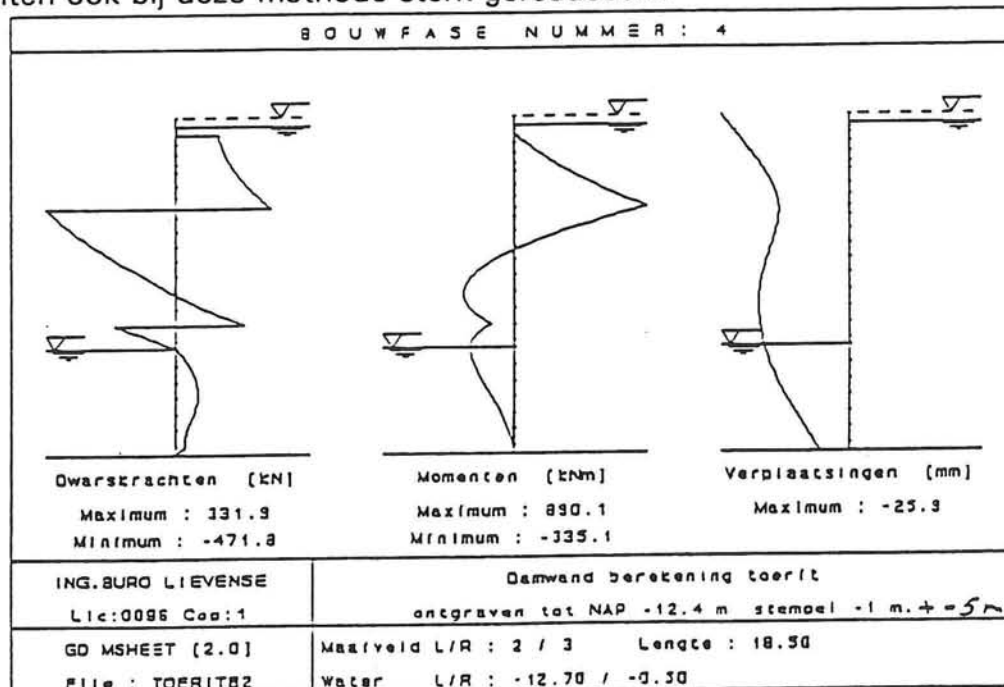
- 1 stempel $M_{s;d} = 1450 \text{ kNm}$.
 2 stempels $M_{s;d} = 560 \text{ kNm}$.

Ter hoogte van het stempel treedt wel een grote dwarskrachtsprong op. Deze sprong zal als drukkracht op het stempel staan. Een zwaar stempel zal dus nodig zijn om uitknikken te voorkomen.

In het stuk over bemalen is al aangegeven dat een bemaling tot NAP - 6.0 m. binnen de bouwkuip ook leidt tot een verlaging van de waterspanningen buiten de bouwkuip waardoor zettingen ontstaan. Hoogst waarschijnlijk is daarom een dergelijke bemaling binnen de bouwkuip niet toelaatbaar. Het is ook mogelijk, hoewel gecompliceerder en dus duurder, het stempel onderwater te bevestigen. De volgende bouwphase worden dan aangehouden:

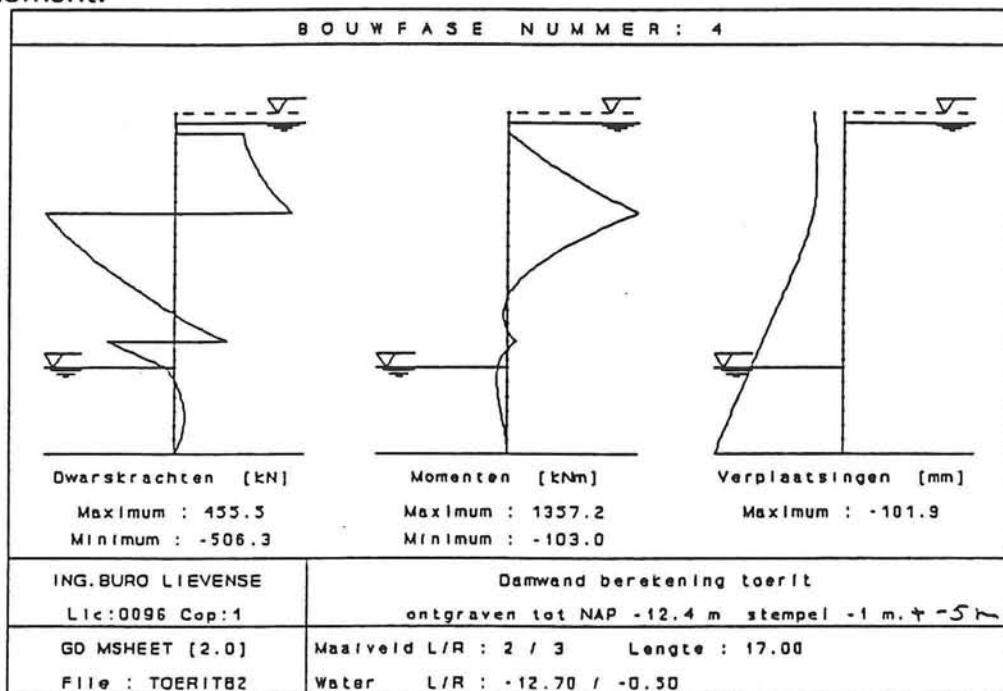
- 1) Verlagen g.w.s. tot NAP - 2.0 m. Ontgraven tot NAP - 1.5 m.
- 2) Plaatsen van 1^{ste} stempel, bemaling stopzetten == > waterstand NAP -0.5 m. Ontgraven tot NAP -5.5 m.
- 3) Plaatsen 2^{de} stempel, ontgraven tot NAP - 12.4 m
- 4) Aanbrengen onderwaterbeton en droogpompen bouwkuip.

De maatgevende momenten en dwarskrachten zijn afgebeeld in figuur VI.16. Ontgraven in den natte leidt tot een groter moment t.h.v. het stempel. Ook de dwarskracht op het stempel neemt toe. T.o.v. van één stempellaag zijn de momenten ook bij deze methode sterk gereduceerd.



Figuur VI.16 Stempel onderwater bevestigen

Bij de berekening met twee stempelingen is de damwand lengte op NAP -18.5 m. aangehouden. Vanuit het oogpunt van stabiliteit zou een kortere, goedkopere, damwand ook mogelijk zijn. Toepassing van een kortere damwand leidt echter tot een grote toename van de momenten. Figuur VI.17 geeft de verplaatsingen in de vierde bouwphase. De grote verplaatsing aan de voet ontstaat doordat de grond niet voldoende tegendruk kan leveren. De damwand ontleent zijn stabiliteit grotendeels aan de dubbele stempellaag bovenin de damwand en niet aan de inbedding in de grond. Het moment aan de voet van de damwand neemt sterk af en ter hoogte van het tweede stempel ontstaat een groot moment.



Figuur VI.17 $L_{\text{damwand}} = 17 \text{ m.}$

VI.2.9 Reductie van de ontgravingsdiepte

Tot nu toe is uitgegaan van een ontgravingsdiepte van NAP -12.4 m. Wanneer de totale bouwkuip opgedeeld wordt in secties kan voor een minder diepe sectie volstaan worden met een minder diepe ontgraving. Achter aan deze bijlage is de in- en uitvoer van een berekening voor een bouwput met een ontgravingsdiepte van 11.4 meter toegevoegd. Uitgegaan is van een stempellaag op NAP -1.0 m. en een laag onderwaterbeton.

Voor deze situatie verandert alleen de invoer van Bouwphase 3.

Bouwfase 3

Ontgravingsdiepte NAP - 11.4 m.

Positie onderwaterbeton: NAP -9.9 m. tot NAP -11.4 m.

== => Stempel op NAP -10.4 m. Verhinderend verplaatsing damwand

De waterdruk tegen de onderkant van de o.w.b.-vloer bedraagt nu :

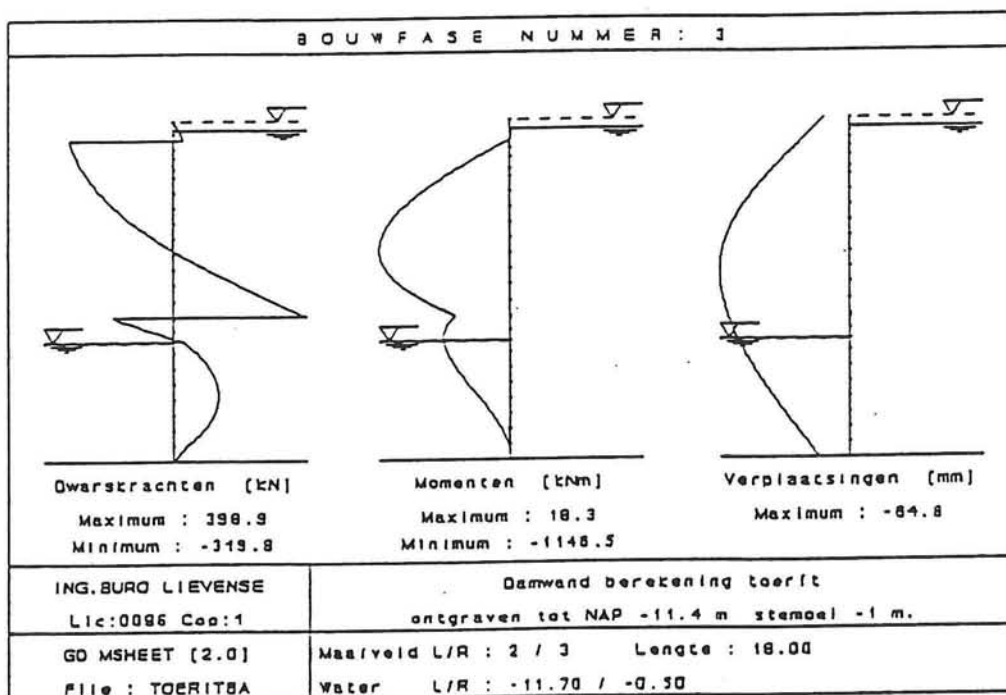
$$(NAP -11.7 \text{ m.} - NAP -0.7 \text{ m.}) * 10.25 \text{ kN/m}^3 = 112.75 \text{ kN/m}^2$$

Dit wordt als wateroverspanning aangebracht.

Volgens dezelfde redenering als bij een ontgraving van NAP -12.4 m. wordt tevens een bovenbelasting van 112.75 kN/m² aangebracht.

De complete in- en uitvoer is achteraan deze bijlage toegevoegd (File toeritba)
De maatgevende momenten en dwarskrachten zijn afgebeeld in figuur VI.18.

T.o.v. een ontgravingsdiepte van NAP -12.4 m. vindt een reductie plaats van 20%.



Figuur VI.18 1 meter minder diep ontgraven

VI.3 ONTVANGSTSCHACHT

VI.3.1 Invoer

Wanneer wordt uitgegaan van een damwand die alleen aan de bovenzijde gestempeld wordt blijft de invoer van Msheet grotendeels ongewijzigd t.o.v. de invoer zoals deze eerder in deze bijlage is behandeld voor sectie B. Doordat de ontgravingsdiepte in de ontvangtschacht dieper is dan die van sectie B verandert de invoer in bouwfase 3. Alle andere invoer blijft verder ongewijzigd.

Bouwfase 3

Doordat de ontgraving toeneemt van NAP -12.4 m. tot NAP -18.3 m. Verplaatst het stempel dat de onderwaterbetonvloer schematiseert eveneens 5.9 meter.

= = > Stempel op NAP -17.3 m. Verhindering verplaatsing damwand

De waterdruk tegen de onderkant van de o.w.b.-vloer bedraagt nu :

$$(NAP -18.6 \text{ m.} - NAP -0.7 \text{ m.}) * 10.25 \text{ kN/m}^3 = 183.48 \text{ kN/m}^2$$

Dit wordt als wateroverspanning aangebracht.

Volgens dezelfde redenering als bij sectie B wordt tevens een bovenbelasting van 183.48 kN/m² aangebracht.

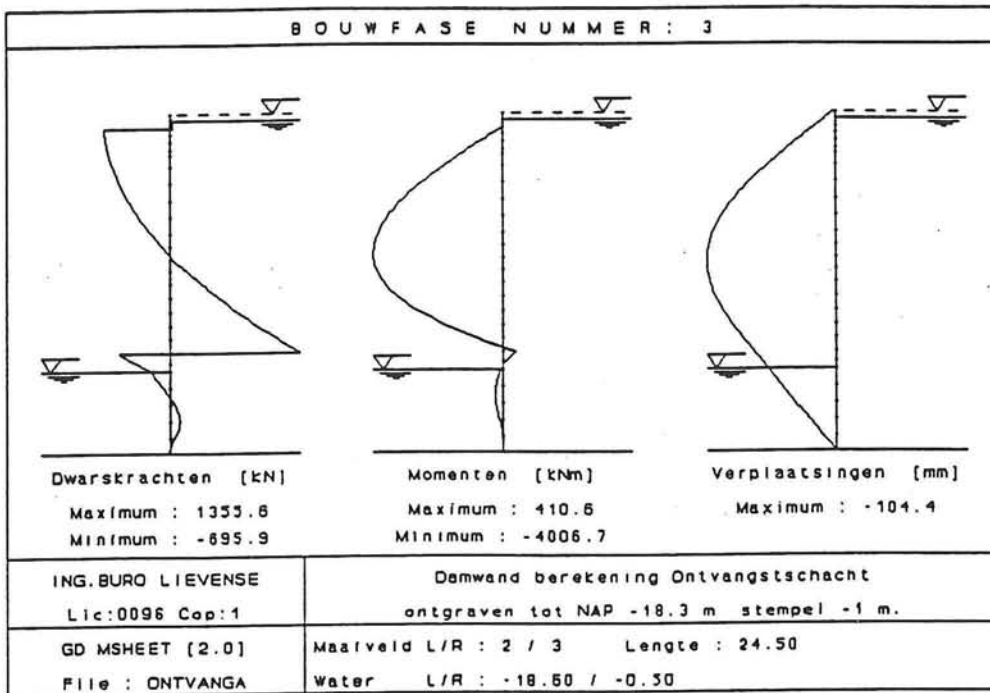
VI.3.2 Resultaten

De complete invoer is achteraan in deze bijlage bijgevoegd (ontvangA). Ook de uitkomsten van de berekening voor bouwfase 1,2 en 3 zijn hier af te lezen. Uit de berekening volgt:

Benodigde damwandlengte voor stabiliteit : 24.50 m.
bovenkant damwand : NAP 0.0 m.
onderkant damwand : NAP -24.5 m.

Bouwfase 3 geeft de maatgevende resultaten.
De momenten en dwarskrachtenlijn zijn grafisch afgebeeld in figuur VI.19.

Maatgevend moment : $M_{max.} = 4010 \text{ kNm.}$



figuur VI.19 Ontvangtschacht momentenlijn 1 stempel

VI.3.3 Damwandprofielen

De damwandprofielen zijn op de zelfde wijze bepaald als voor de toerit.

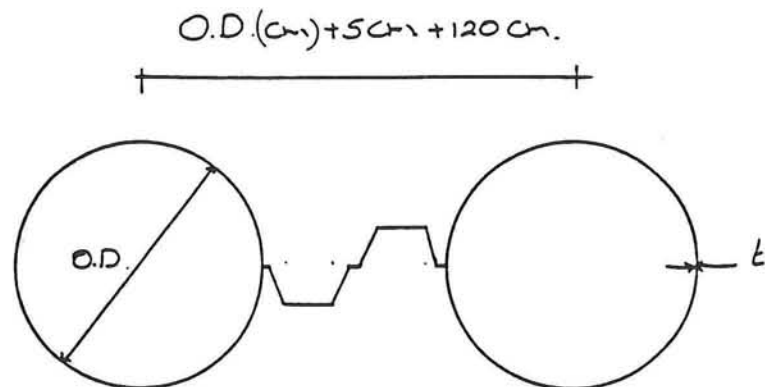
$M = 4010 \text{ kNm}$. $W_{ben} = 11140 \text{ cm}^3$
 $\sigma = 360 \text{ N/mm}^2$

Toepasbaar is een combiwand van ronde buispalen met twee tussenplanken met de volgende eigenschappen (zie figuur VI.20):

$W_{sys} = 11258 \text{ cm}^3/\text{m}$
 $I_{sys} = 911917 \text{ cm}^4/\text{m}$

Buiseigenschappen :
 O.D. = 1620.0 mm.
 $t = 16 \text{ mm}$.
 $I_t = 2593201 \text{ cm}^4$

Damwand :
 twee tussen planken
 $b_{slot} = 5 \text{ cm}$.
 $b_{tot} = 120 \text{ cm}$.
 $I_s = 24000 \text{ cm}^4$



Figuur VI.20 Combiwand profiel

Duidelijk is dat in deze situatie zeer grote momenten ontstaan. Toepassing van meerdere stempellagen zal tot een meer economische oplossing leiden.

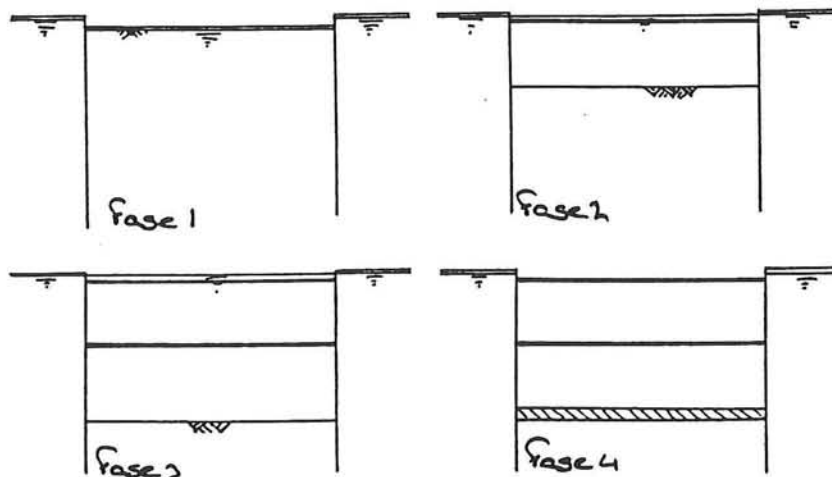
VI.3.4 Reductie van het moment

Uit de berekeningen die gemaakt zijn voor sectie B blijkt dat door toepassing van meerdere stempellagen en de variatie van de positie van de stempels het moment sterk gereduceerd kan worden. Dit geldt voor de ontvangtschacht natuurlijk ook. Op dit moment wordt voor de ontvangtschacht volstaan met het uitwerken van een damwand met twee stempellagen. Op deze manier kan een goede indruk gekregen worden van de zwaarte van het benodigde profiel. Wanneer besloten zou worden een bouwwijze met damwanden toe te passen, kan verder optimalisatie leiden tot een economische profiel.

De tweede stempellaag wordt aangenomen op NAP -9.0 m. Al eerder is gebleken dat een bemaling tot deze diepte binnen de bouwkuip ook zal leiden tot een grote verlaging van de stijghoogte van het spanningswater buiten de bouwkuip. In paragraaf 5.2 is reeds aangetoond dat deze verlaging zal leiden tot ongewenste zettingen. Daarom is aangenomen dat deze tweede stempellaag onderwater wordt aangebracht.

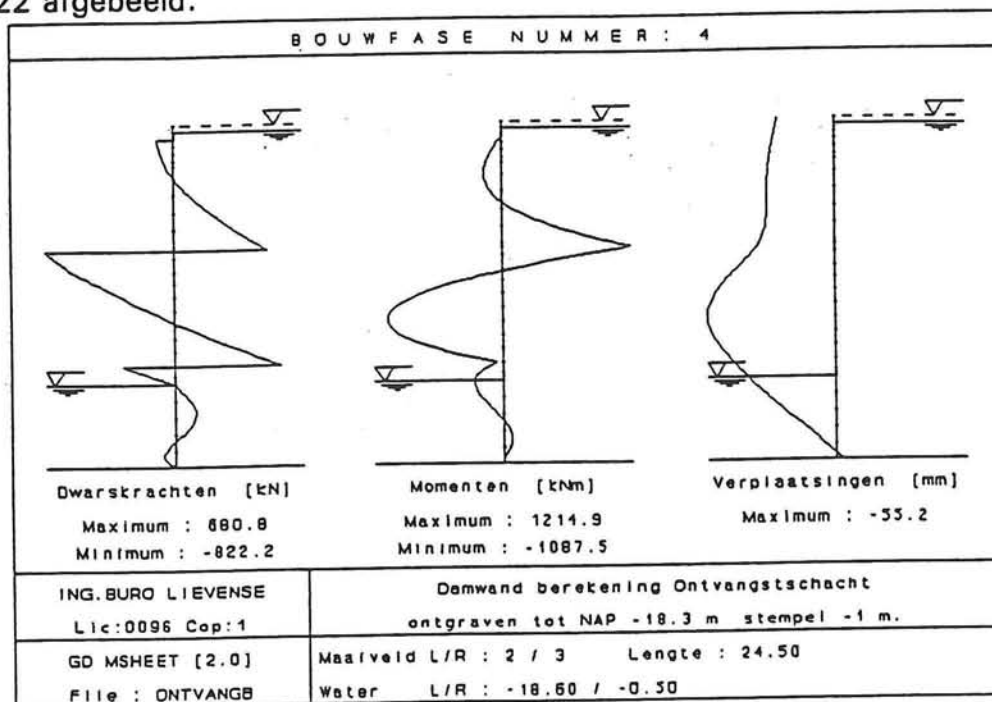
De volgende bouwwijze wordt aangehouden (zie figuur VI.21):

- 1) Verlagen g.w.s. tot NAP - 2.0 m. Ontgraven tot NAP - 1.5 m.
- 2) Plaatsen 1ste stempel, bemaling stopzetten => waterstand NAP -0.5 m. Ontgraven tot NAP -9.5 m.
- 3) Plaatsen 2de stempel. Ontgraven tot NAP -18.3 m.
- 4) Aanbrengen onderwaterbeton en droogpompen bouwkuip.



Figuur VI.21 Bouwfasen Ontvangtschacht

De invoer en de resultaten van de berekening zijn achteraan bijgevoegd.(ontvangB) De maatgevende momenten en dwarskrachtenlijn zijn in figuur VI.22 afgebeeld.



Figuur VI.22 Momentenlijn twee stempels

$M_{max} = 1215 \text{ kNm.}$ met $\sigma_e = 355 \text{ N/mm}^2$ geldt : $W_{ben.} = 3425 \text{ cm}^3$

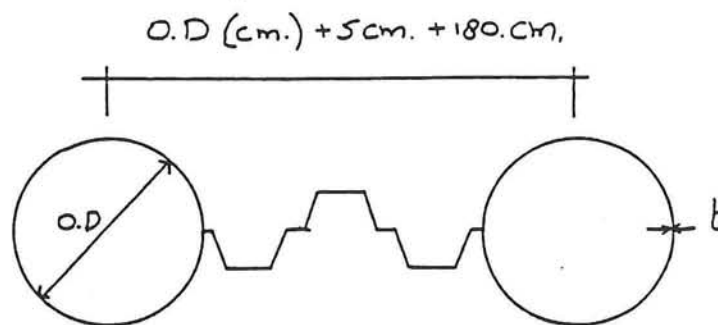
Toepasbaar is het volgende profiel :

Een combiwand van ronde buispalen met 3 tussenplanken met volgende eigenschappen:

$W_{sys} = 3735 \text{ cm}^3/\text{m}$
 $I_{sys} = 209171 \text{ cm}^4/\text{m}$

Buiseigenschappen :
O.D. = 1120.0 mm.
 $t = 11 \text{ mm}$
 $I_t = 589237 \text{ cm}^4$

Damwand :
drie tussen planken
 $b_{tot} = 180 \text{ cm.}$
 $b_{slot} = 5 \text{ cm.}$
 $I_s = 32000 \text{ cm}^4$



Figuur VI.23 Combiwandprofiel

Deel 2 Berekening van de diepwanden

SECTIE B

Bij de berekening wordt uitgegaan van de momenten en dwarskrachten zoals die berekend zijn voor een tijdelijke damwand. In eerste instantie wordt aangehouden dat de diepwand gestempeld wordt op NAP -1.0 m. De momenten-, dwarskrachten- en verplaatsingslijn behorend bij een tijdelijke damwand die gestempeld is op NAP -1.0 m. is in figuur VI.7c afgebeeld.

Stijghoogte spanningswater NAP - 0.50 m.
De bentonietsuspensie min. 1 m. grondwaterstand
Extra marge i.v.m. zout water : 1.0 m.

= = > Stel maaiveld wordt opgehoogd tot NAP + 1.50 m.

Diepwandlengte : $L_{\text{tijd. damwand}} = 18.5 \text{ m.}$ Totaal 21.5 m.
 $\Delta L_{\text{perm. damwand}} = 1.5 \text{ m.}$
 Extra grondophoging = 1.50 m.

Het betreft hier een permanente wand (Veiligheidsklasse III). Er moeten grotere veiligheidsmarges worden aangehouden. Stel toename momenten en dwarskrachten t.g.v. de toename van de rekenwaarden : 10 %

T.g.v. het ophogen van het maaiveld wordt de wand nog zwaarder belast. Stel toename momenten en dwarskrachten door verhogen maaiveld : 10 %

Totale toename van de momenten en dwarskrachten : 20 %

Uit figuur VI.8c blijkt:

Dwarskracht : $V_d = 508 \text{ kN}$; $V_{\text{diepwand}} = 508 * 1.2 = 610 \text{ kN}$
 (Waarden per m'.)

Betonkwaliteit B35 : $f_b = 1.40 \text{ N/mm}^2$
 $\tau_{\text{min}} = 0.4 f_b = 0.56 \text{ N/mm}^2$

$$\tau = V/bd \quad \Rightarrow \quad d_{\text{min.}} = 1.1 \text{ m.}$$

Bij deze wanddikte treden de volgende betonspanningen op:

$$d = 1.1 \text{ m.} \quad I = 1/12 bh^3 = 111 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

Betonkwaliteit B35 : $E = 31000 \text{ N/mm}^2$

T.g.v. de momenten in de wand zal enige scheurvorming ontstaan. De Elasticiteitsmodulus zal t.g.v. deze scheurvorming afnemen. De reductie wordt gesteld op $1/3 E$ zodat wordt aangehouden :

$$E' = 2/3 * 31000 = 20670 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma = M/w \quad M_{\text{diepwand}} = 1446 * 1.2 = 1735 \text{ kNm.}$$

$$W = 1/6 bh^2 = 1/6 * 1000 * 1100^2 = 202 \times 10^6 \text{ mm}^3$$

$$==> \quad \sigma = 8.6 \text{ N/mm}^2 \text{ toelaatbaar}$$

ONTVANGSTSCHACHT

Ook hier wordt voor de berekening uitgegaan van de momenten en dwarskrachten zoals die berekend zijn voor een tijdelijke damwand. In eerste instantie wordt aangehouden dat de diepwand gestempeld wordt op NAP -1.0 m. en verankerd op NAP -9.0 m.² en waarbij tussen NAP -16.8 m. en NAP -18.3 een onderwaterbetonvloer is aangebracht. (figuur VI.20)

De momenten-, dwarskrachten- en verplaatsingslijn behorend bij een tijdelijke damwand die gestempeld is op NAP -1.0 m. en NAP -9.0 m. zijn in figuur VI.21 afgebeeld.

$$==> \text{ Maaiveld wordt opgehoogd tot NAP + 1.50 m.}$$

$$\begin{aligned} \text{Diepwandlengte : } L_{\text{tijd. damwand}} &= 24.5 \text{ m.} && \text{Totaal 27.5 m.} \\ \Delta L_{\text{perm. damwand}} &= 1.5 \text{ m.} \\ \text{Extra grondophoging} &= 1.50 \text{ m.} \end{aligned}$$

Totale toename van de momenten en dwarskrachten : 20 %

Uit figuur ** blijkt:

$$\text{Dwarskracht : } V_d = 822 \text{ kN ; } V_{\text{diepwand}} = 822 * 1.2 = 987 \text{ kN} \\ \text{(Waarden per m'.)}$$

$$==> d_{\text{min.}} = 1.8 \text{ m.}$$

Bij deze wanddikte treden de volgende betonspanningen op:

²) Bij de berekening is nog uitgegaan van een stempel.

$$d = 1.8 \text{ m.} \quad I = 1/12 bh^3 = 486 \times 109 \text{ mm}^4$$

$$E' = 2/3 * 31000 = 20670 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma = M/w \quad M_{\text{diepwand}} = 1218 * 1.2 = 1462 \text{ kNm.}$$

$$W = 1/6 bh^2 = 1/6 * 1000 * 1800^2 = 540 \times 106 \text{ mm}^3$$

$$\Rightarrow \quad \sigma = 2.7 \text{ N/mm}^2 \text{ toelaatbaar}$$

Deel 3 stempels

In dit deel van deze bijlage worden de afmetingen van de stempels bepaald. Het gaat hier niet om een volledige berekening. Door de stempels te dimensioneren op knik kan een indruk gekregen worden welke afmetingen nodig zullen zijn. Met als bij de berekening van de damwanden geldt dat verder optimaliseren leidt tot een meer economische toepassing.

Zowel voor sectie B van de toerit als voor de ontvangtschacht is een berekening gemaakt

SECTIE B

Wanneer de dwarskrachtenlijn, behorend bij een damwand die gestempeld is op NAP -1.0 m. met een lengte van 18.5 m., beschouwd wordt (figuur VI.8c) is af te lezen dat ter plaatse van het stempel een dwarskrachten sprong van ± 400 kN optreedt.

Ofwel: drukkracht in stempel : 400 kN./m' wand
 Breedte bouwkuip : 30 m.

Om een indruk te krijgen van de zwaarte van het stempel wordt een bepaald welke afmetingen noodzakelijk zijn bij een h.o.h. afstand van 5.0 m. Uitgegaan wordt van een stalen buisstempel. Het stempel wordt berekend op knik. Uitgangspunt voor de berekening is de formule van Euler :

$$F = \frac{\pi^2 EI}{l_k^2}$$

kniklengte: $l_k = 30$ m. (scharnierend verbonden)

$E = 2.05 \cdot 10^5$ N/mm²

Stempels h.o.h. 5.0 m $\Rightarrow F = 2000$ kN

$I_{ben.} = 889,65 \cdot 10^6$ mm⁴

$$I_x = \frac{\pi (d^4 - d_1^4)}{64}$$

Stel $d = 810$ mm wanddikte 9 mm

$d_1 = 801$ mm

$I = 923 \cdot 10^6$ mm⁴ voldoet

Bij toepassing van twee stempellagen neemt de normaalkracht in het stempel sterk toe. Wanneer wordt uitgegaan van een extra stempellaag op NAP - 5.0 m. ontstaat t.h.v. deze laag een dwarskrachtingsprong van 800 kN. Wanneer dezelfde h.o.h.-afstand aangehouden wordt, wordt het stempel belast met een normaaldrukkracht van 800 kN.

Het benodigde traagheidsmoment bedraagt nu : $I_{ben} = 1779 \text{ e}^6 \text{ mm}^4$

Toepasbaar is bijv het volgende profiel:

$d = 1016 \text{ mm.}$ wanddikte = 10 mm.

$d_1 = 1006 \text{ mm.}$

$I = 2029 \times 106 \text{ mm}^4$

ONTVANGSTSCHACHT

Voor de ontvangtschacht is een damwand berekend die gestempeld wordt op NAP -1.0 m. en NAP -9.0 m. Uit figuur VI.21 is af te lezen dat de dwarkrachten sprong t.h.v. het stempel, en dus de normaalkracht in het stempel, $\pm 1400 \text{ kN}$ bedraagt. Wanneer de h.o.h. afstand op 5 m. wordt gesteld geldt volgens formule 1:

$$I_{ben} = 3114 \times 106 \text{ mm}^4$$

Toepasbaar is het volgende profiel:

$d = 1120 \text{ mm.}$ wanddikte = 12 mm.

$d_1 = 1108 \text{ mm.}$

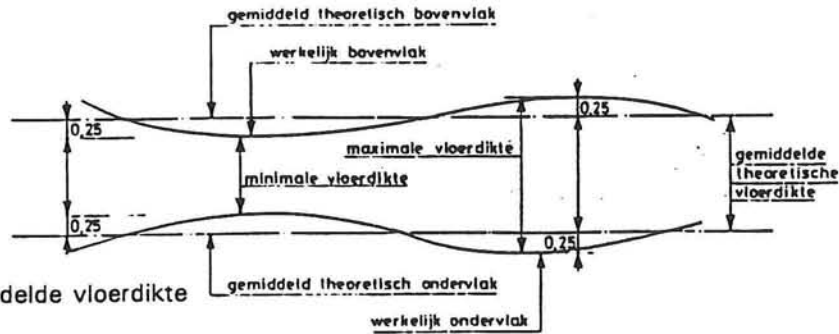
$I = 3257 \times 106 \text{ mm}^4$

Deel 4 Berekening van het onderwaterbeton

SECTIE B

Beschouw ontgravingsdiepte NAP -12.4 m.

O.w.b.-vloer : $d = 1.5$ m. (gemiddelde vloerdikte)



Figuur VI.24 Gemiddelde vloerdikte

$$\begin{aligned}
 F_{opw} &= (12.4 - 0.5) * 10.25 \\
 &= 11.9 * 10.25 = 121.98 \text{ kN/m}^2 & \gamma &= 1.1 & F_{opw} &= 134.18 \text{ kN/m}^2 \\
 F_{neer} &= 1.5 * 24 = 36 \text{ kN/m}^2 & \gamma &= 0.9 & F_{neer} &= 32.40 \text{ kN/m}^2 \\
 & & & & & \text{-----} \\
 & & & & & 101.8 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

Minimale paallengte uitrekenen met kluitkriterium
 h.o.h. afstand uitrekenen met kleeftkriterium

Kluitkriterium

Grond onder bouwkuip bodem :

Grondopbouw A

NAP -12.4 m. - NAP -18.0 m. Zand + leemlaagjes $\gamma_n = 19.5 \text{ kN/m}^3$

NAP -18.0 m. en dieper Zand $\gamma_n = 20.0 \text{ kN/m}^3$

Grondopbouw B

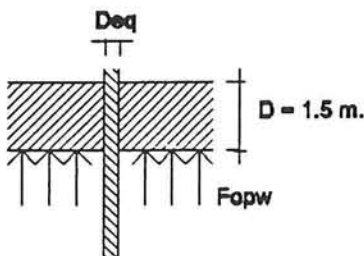
NAP -12.4 en dieper Zand $\gamma_n = 20.0 \text{ kN/m}^3$

Stel $\gamma_n = 19.5 \text{ kN/m}^3$ (veilige aanname)

$$\gamma_{grond} - \gamma_w = 19.5 - 10.25 = 9.25 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{Kluitgewicht} = 9.25 * a^2$$

$$F_{res} * a^2 \leq 9.25 * a^2 * L_{min} = 11 \text{ m.}$$



Kleefkriterium

Onder de bouwkuipbodem zijn sondeerwaarden van 8 - 16 MPa tot > 16 MPa gemeten (zie bijlage I)

Schat kleef : $\sigma = 0.1 \text{ MN/m}^2$

Stel paal 300 x300 mm² Omtrek = 1.2 m.

- De kleefspanning wordt afgeleid uit een sondering. De grond wordt dan op druk belast. De trekpalen oefenen een trekspanning uit op de grond. Daarom wordt de kleefspanning gereduceert tot : $\sigma = 0.08 \text{ MN/m}^2$
- De palen staan volledig in het zand. De volledige paallengte mag meegenomen worden.

Er geldt:

$$0 * \sigma_{\text{kleef}} * L = F_{\text{res}} * a^2$$

$$1.2 * 80 * 11 = 101.8 * a^2 \Rightarrow a^2 = 10.35 \text{ m}^2$$

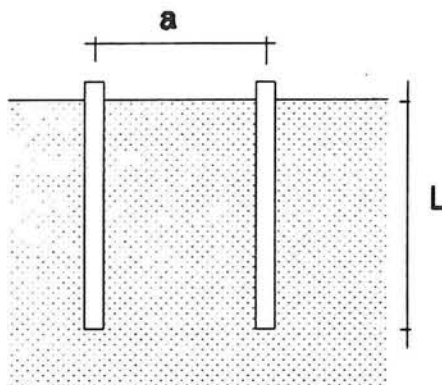
Bijv.: h.o.h 3 x 3.45 m²

Stel L = 15 m. invullen in (2) $\Rightarrow a^2 = 14.1 \text{ m}^2$
Bijv.: h.o.h 3.5 x 4 m.

Door langere palen toe te passen kan de h.o.h. afstand worden vergroot. Hierdoor neemt echter wel de schuifspanning tussen de paal en de onderwaterbetonvloer toe.

Schuifkracht paal <-> o.w.b.-vloer (NEN 6720 (Lit.14) 8.3 Pons)

Stel L = L_{min.} = 11 m. $\Rightarrow a^2 = 10.35 \text{ m}^2$



$$F_d = (121.98 * 1.35 - 32.40) * 10.35 = 1370 \text{ kN}$$

$$\tau_d = \frac{\alpha_e * F_d}{p * d}$$

$$\alpha_e = 1$$

$$300 \times 300 \text{ mm}^2 \quad d_{\text{equivalent}} = 0.34 \text{ m.}$$

$$p = d_{\text{eq}} + d_{\text{o.w.b.}} = 1.84 \text{ m.}$$

Er moet gelden :

$$\tau_d < \tau_1$$

$$\tau_1 = 0.8 f_b \quad \text{B35 : } \tau_1 = 0.8 * 1.4 = 1.12 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_d = 1370 / (1.84 * 1.5) = > \tau_d = 0.5 \text{ N/mm}^2$$

Voldoet

Stel L = 15 m. => $a^2 = 14.1 \text{ m}^2$

$$F_d = 132.3 * 14.1 = 1866 \text{ kN}$$

$$\tau_d = 0.68 \text{ N/mm}^2 < \tau_1$$

Voldoet

Wanneer de h.o.h afstanden te veel groter worden wordt het pons criterium maatgevend.

ONTVANGSTSCHACHT

$$F_{\text{opw}} = (18.3 - 0.5) * 10.25$$

$$= 17.8 * 10.25 = 182.45 \text{ kN/m}^2$$

$$F_{\text{neer}} = 1.5 * 24 = 36 \text{ kN/m}^2$$

$$\gamma = 1.1 \quad F_{\text{opw}} = 200.70 \text{ kN/m}^2$$

$$\gamma = 0.9 \quad F_{\text{neer}} = 32.40 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{-----}$$

$$168.30 \text{ kN/m}_2$$

Kluitcriterium

Bodemopbouw onder bouwkuipbodem : Zand $\gamma_n = 20 \text{ kN/m}^3$

$$\gamma_{\text{grond}} - \gamma_{\text{water}} = 20 - 10.25 = 9.75 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{Kluitgewicht} = 9.75 * a^2$$

$$F_{\text{res}} * a^2 \leq 9.25 * a^2 * L \quad L_{\text{min.}} = 17.5 \text{ m.}$$

Kleefcriterium

$$O * \sigma_{\text{kleef}} * L = F_{\text{res}} * a^2$$

$$1.2 * 80 * 17.5 = 168.3 * a^2 \Rightarrow a^2 = 9.98 \text{ m}^2$$

Bijv. h.o.h. $3.25 \times 3 \text{ m}^2$

Het zijn lange trekpalen op grote diepte. Als heien van deze palen niet mogelijk is kunnen ook verticale ankers toegepast worden.

TOERIT.B

```

MM MM SSSSS HH HH EEEEE EEEEE TTTTTT
MMM MMM SS HH HH EE EE T
MM MMM MM SSSSS HHHHHH EEEE EEEE T
MM M MM SS HH HH EE EE T
MM MM SSSSS HH HH EEEEE EEEEE T
  
```

Versie : 2.0
 Update : 930331
 Licentie : 0096
 Bedrijf : ING.BURO LIEVENSE

Probleem titels : Damwand berekening toerit
 ontgraven tot NAP -12.4 m stempel -1 m.
 Datum : 1995-03-14
 Tijd : 12:52:54

Naam uitvoerfile : N:\USR\BB\MSHEET\TOERITB.SHO
 Naam invoerfile : N:\USR\BB\MSHEET\TOERITB.SHI
 Naam dumpfile : N:\USR\BB\MSHEET\TOERITB.SH

OVERZICHT VAN ALGEMENE INVOER GEGEVENS :

Aantal takken in veer karakteristiek : 1
 Ontlastingsstak voor veer karakteristiek : Ja
 Aantal bouwfasen : 3

Damwand gegevens :

Lengte : 18.50 [m]
 Peil bovenkant : 0.00 [m]
 Aantal stukken : 1

Stuk nr	[m] tov Peil Van - Tot	Stijfheid EI [kNm ² /Bm]	W-breed. [m]
1	0.00 - -18.50	5.920E+0005	1.00

Gegevens grondsoort : KLEI1A

Volumieke massa droog :	16.00 [kN/m ³]	Lambda actief :	0.43
nat :	16.00 [kN/m ³]	Lambda neutraal :	0.67
Cohesie :	2.00 [kN/m ²]	Lambda passief :	2.61
Wandwrijving delta :	17.07 [graden]		
Phi :	19.57 [graden]		
Beddingskonstanten :	Nr Boven	Onder	
[kN/m ³]	K[0] 2000.00	2000.00	Ontlastingsstak
	K[1] 500.00	500.00	

Gegevens grondsoort : VEEN2

Volumieke massa droog :	10.00 [kN/m ³]	Lambda actief :	0.43
nat :	10.00 [kN/m ³]	Lambda neutraal :	0.67
Cohesie :	2.00 [kN/m ²]	Lambda passief :	2.61
Wandwrijving delta :	17.07 [graden]		
Phi :	19.57 [graden]		
Beddingskonstanten :	Nr Boven	Onder	
[kN/m ³]	K[0] 1000.00	1000.00	Ontlastingsstak
	K[1] 250.00	250.00	

Gegevens grondsoort : KLEI3

Volumieke massa droog :	17.00 [kN/m ³]	Lambda actief :	0.43
nat :	17.00 [kN/m ³]	Lambda neutraal :	0.67
Cohesie :	2.00 [kN/m ²]	Lambda passief :	2.61
Wandwrijving delta :	17.07 [graden]		

Phi :	19.57 [graden]		
Beddingskonstanten :	Nr Boven	Onder	
[kN/m ³]	K[0] 2500.00	2500.00	Ontlastingsstak
	K[1] 750.00	750.00	

Gegevens grondsoort : ZAND5A

Volumieke massa droog :	17.00 [kN/m ³]	Lambda actief :	0.48
nat :	18.00 [kN/m ³]	Lambda neutraal :	0.70
Cohesie :	0.00 [kN/m ²]	Lambda passief :	2.31
Wandwrijving delta :	14.89 [graden]		
Phi :	17.39 [graden]		
Beddingskonstanten :	Nr Boven	Onder	
[kN/m ³]	K[0] 10000.00	10000.00	Ontlastingsstak
	K[1] 2500.00	2500.00	

Gegevens grondsoort : ZAND5B

Volumieke massa droog :	17.00 [kN/m ³]	Lambda actief :	0.39
nat :	19.50 [kN/m ³]	Lambda neutraal :	0.63
Cohesie :	0.00 [kN/m ²]	Lambda passief :	2.96
Wandwrijving delta :	19.24 [graden]		
Phi :	21.74 [graden]		
Beddingskonstanten :	Nr Boven	Onder	
[kN/m ³]	K[0] 10000.00	10000.00	Ontlastingsstak
	K[1] 2500.00	2500.00	

Gegevens grondsoort : ZAND

Volumieke massa droog :	17.00 [kN/m ³]	Lambda actief :	0.27
nat :	20.00 [kN/m ³]	Lambda neutraal :	0.49
Cohesie :	0.00 [kN/m ²]	Lambda passief :	5.12
Wandwrijving delta :	27.50 [graden]		
Phi :	30.43 [graden]		
Beddingskonstanten :	Nr Boven	Onder	
[kN/m ³]	K[0] 40000.00	40000.00	Ontlastingsstak
	K[1] 10000.00	10000.00	

Gegevens grondsoort : AANVULZAND

Volumieke massa droog :	18.00 [kN/m ³]	Lambda actief :	0.23
nat :	20.00 [kN/m ³]	Lambda neutraal :	0.44
Cohesie :	0.00 [kN/m ²]	Lambda passief :	6.40
Wandwrijving delta :	27.50 [graden]		
Phi :	33.91 [graden]		
Beddingskonstanten :	Nr Boven	Onder	
[kN/m ³]	K[0] 7500.00	15000.00	Ontlastingsstak
	K[1] 2500.00	5000.00	

De invoer is gecontroleerd en goed bevonden.

Aantal knopen op de damwand : 27

 ***** B O U W F A S E 1 : Uitvoer voor alle knopen ! *****

Overzicht ingevoerde gegevens voor bouw fase 1

Maaiveld LINKS : (Maaiveldnr. 4)			Maaiveld RECHTS : (Maaiveldnr. 3)		
Punt nr.	X-coördinaat [m] tov DAMWAND	Y-coördinaat [m] tov. PEIL	Punt nr.	X-coördinaat [m] tov DAMWAND	Y-coördinaat [m] tov. PEIL
1	0.00	-1.50	1	0.00	0.00

Water Peil Links / Rechts : -2.00 / -0.50 [m]

Grondgegevens LINKS : (Grondtabel 1)

Laag nr	Grondsoort Naam	Peil bovenkant Grondlaag [m]	Wosp-B [kN/m2]	Wosp-O [kN/m2]
1	AANVULZAND	0.00	0.00	0.00
2	KLEI1A	-0.50	0.00	0.00
3	VEEN2	-2.60	0.00	0.00
4	KLEI3	-3.00	0.00	0.00
5	ZAND5B	-3.80	0.00	0.00
6	ZAND	-8.70	0.00	0.00
7	ZAND5A	-10.50	0.00	0.00
8	ZAND5B	-12.30	0.00	0.00
9	ZAND	-18.00	0.00	0.00

Grondgegevens RECHTS : (Grondtabel 5)

Laag nr	Grondsoort Naam	Peil bovenkant Grondlaag [m]	Wosp-B [kN/m2]	Wosp-O [kN/m2]
1	AANVULZAND	0.00	0.00	0.00
2	KLEI1A	-0.50	0.00	0.37
3	KLEI1A	-0.70	0.37	0.37
4	VEEN2	-2.60	0.37	0.37
5	KLEI3	-3.00	0.37	0.37
6	ZAND5B	-3.80	0.37	0.37
7	ZAND	-8.70	0.37	0.37
8	ZAND5A	-10.50	0.37	0.37
9	ZAND5B	-12.30	0.37	0.37
10	ZAND	-18.00	0.37	0.37

Waarschuwing : Aan de onderkant van de damwand (RECHTER-zijde) is de waterover(onder)spanning gelijk aan 0.37

Gebruikte methode aan LINKER-zijde van de damwand : LAMBDA
Gebruikte methode aan RECHTER-zijde van de damwand : LAMBDA

Gelijkmatig verdeelde bovenbelasting 1 op rechter maaiveld : 20.00 [kN/m2]

Resultaten van de berekening van bouwfase 1

Aantal iteraties : 4

Kn nr	Peil m	Verpl mm	Moment kNm/Bm	DwarsK kN/Bm	KorSpL Stat kN/m2 %	KorSpR Stat kN/m2 %	WatSpL kN/m2	WatSpR kN/m2
1	0.00	-25.7	0.0	0.0	0.00	4.60 A	0.00	0.00
2	-0.50	-24.3	0.7	2.8	0.00	6.67 A	0.00	0.00
2	-0.50	-24.3	0.7	2.8	0.00	9.85 A	0.00	0.00
3	-0.70	-23.8	1.4	5.1	0.00	10.20 A	0.00	2.37
3	-0.70	-23.8	1.4	5.1	0.00	10.20 A	0.00	2.37
4	-1.00	-22.9	3.6	9.4	0.00	10.98 A	0.00	5.37
4	-1.00	-22.9	3.6	9.4	0.00	10.98 A	0.00	5.37
5	-1.50	-21.6	10.6	19.1	0.00	12.27 A	0.00	10.37
5	-1.50	-21.6	10.6	19.1	6.46 P	12.27 A	0.00	10.37
6	-2.00	-20.2	21.9	25.8	15.44	13.56 A	0.00	15.37
6	-2.00	-20.2	21.8	25.8	15.44	13.56 A	0.00	15.37
7	-2.60	-18.5	39.8	33.9	17.03	15.11 A	6.00	21.37
7	-2.60	-18.5	39.8	33.9	12.40	15.11 A	6.00	21.37
8	-3.00	-17.4	54.8	41.2	12.13	15.11 A	10.00	25.37
8	-3.00	-17.4	54.8	41.2	20.84	15.11 A	10.00	25.37
9	-3.80	-15.3	90.8	49.0	23.00	17.51 A	18.00	33.37
9	-3.80	-15.3	90.8	49.0	49.09	18.26 A	18.00	33.37
10	-4.62	-13.2	126.0	37.7	48.80	21.29 A	26.17	41.54

10	-4.62	-13.2	126.0	37.7	48.80	66	21.29 A	26.17	41.54
11	-5.43	-11.3	153.1	29.0	48.87	50	24.32 A	34.33	49.70
11	-5.43	-11.3	153.1	29.0	48.87	50	24.32 A	34.33	49.70
12	-6.25	-9.5	174.1	22.6	49.37	41	27.34 A	42.50	57.87
12	-6.25	-9.5	174.1	22.6	49.37	41	27.34 A	42.50	57.87
13	-7.07	-8.0	190.6	18.0	50.36	35	30.37 A	50.67	66.04
13	-7.07	-8.0	190.6	18.0	50.36	35	30.37 A	50.67	66.04
14	-7.88	-6.6	203.9	14.9	51.88	31	33.39 A	58.83	74.20
14	-7.88	-6.6	203.9	14.9	51.88	31	33.39 A	58.83	74.20
15	-8.70	-5.5	215.2	12.8	53.98	29	36.42 A	67.00	82.37
15	-8.70	-5.5	215.2	12.8	86.49	26	25.21 A	67.00	82.37
16	-9.60	-4.6	209.2	-24.9	81.39	22	27.64 A	76.00	91.37
16	-9.60	-4.6	209.2	-24.9	81.39	22	27.64 A	76.00	91.37
17	-10.50	-3.9	172.0	-57.1	79.11	19	30.07 A	85.00	100.37
17	-10.50	-3.9	172.0	-57.1	66.99	35	57.70	85.00	100.37
18	-11.40	-3.5	123.4	-50.6	70.94	35	63.83	94.00	109.37
18	-11.40	-3.5	123.4	-50.6	70.94	35	63.83	94.00	109.37
19	-12.30	-3.2	81.4	-42.5	75.32	34	69.53	103.00	118.37
19	-12.30	-3.2	81.4	-42.5	68.59	24	61.78	103.00	118.37
20	-12.70	-3.1	65.0	-39.0	70.79	24	64.37	107.00	122.37
20	-12.70	-3.1	65.0	-39.0	70.79	24	64.37	107.00	122.37
21	-13.58	-3.0	34.2	-30.8	75.78	24	69.94	115.83	131.20
21	-13.58	-3.0	34.2	-30.8	75.78	24	69.94	115.83	131.20
22	-14.47	-2.9	10.7	-22.3	80.89	23	75.41	124.67	140.04
22	-14.47	-2.9	10.7	-22.3	80.89	23	75.41	124.67	140.04
23	-15.35	-2.9	-5.1	-13.4	86.04	23	80.84	133.50	148.87
23	-15.35	-2.9	-5.1	-13.4	86.04	23	80.84	133.50	148.87
24	-16.23	-2.8	-12.9	-4.3	91.17	23	86.28	142.33	157.70
24	-16.23	-2.8	-12.9	-4.3	91.17	23	86.28	142.33	157.70
25	-17.12	-2.7	-12.6	5.1	96.26	23	91.76	151.17	166.54
25	-17.12	-2.7	-12.6	5.1	96.26	23	91.76	151.17	166.54
26	-18.00	-2.6	-3.7	14.9	101.31	23	97.28	160.00	175.37
26	-18.00	-2.6	-3.7	14.9	100.14	13	54.32	160.00	175.37
27	-18.50	-2.6	0.0	0.0	102.03	13	57.33	165.00	180.37

Maxima : -25.7 215.2 -57.1

Horizontale grondkracht op de damwand [kN/Bm] :

	Links	Rechts
Korrel	1093.46	828.06
Water	1361.25	1626.62
Totaal	2454.71	2454.68

Als passieve zijde wordt beschouwd : Links
Maximale passieve korrelweerstand : 4175.20 [kN/Bm]
Gemobiliseerde passieve korrelweerstand : 1093.46 [kN/Bm]
Percentage gemobiliseerde weerstand : 26.2 [%]

***** B O U W F A S E 2 : Uitvoer voor alle knopen ! *****

Overzicht ingevoerde gegevens voor bouwfase 2

Maaiveld LINKS : (Maaiveldnr. 2)			Maaiveld RECHTS : (Maaiveldnr. 3)		
Punt nr.	X-coördinaat [m] tov DAMWAND	Y-coördinaat [m] tov.PEIL	Punt nr.	X-coördinaat [m] tov DAMWAND	Y-coördinaat [m] tov.PEIL
1	0.00	-12.70	1	0.00	0.00

Water Peil Links / Rechts : -0.70 / -0.50 [m]

Grondgegevens LINKS : (Grondtabel 1)

Laag nr	Grondsoort Naam	Peil bovenkant Grondlaag [m]	Wosp-B [kN/m2]	Wosp-O [kN/m2]
1	AANVULZAND	0.00	0.00	0.00
2	KLEI1A	-0.50	0.00	0.00
3	VEEN2	-2.60	0.00	0.00
4	KLEI3	-3.00	0.00	0.00
5	ZAND5B	-3.80	0.00	0.00
6	ZAND	-8.70	0.00	0.00
7	ZAND5A	-10.50	0.00	0.00
8	ZAND5B	-12.30	0.00	0.00
9	ZAND	-18.00	0.00	0.00

Grondgegevens RECHTS : (Grondtabel 4)

Laag nr	Grondsoort Naam	Peil bovenkant Grondlaag [m]	Wosp-B [kN/m2]	Wosp-O [kN/m2]
1	AANVULZAND	0.00	0.00	0.00
2	KLEI1A	-0.50	0.00	0.05
3	KLEI1A	-0.70	0.05	0.05
4	VEEN2	-2.60	0.05	0.05
5	KLEI3	-3.00	0.05	0.05
6	ZAND5B	-3.80	0.05	0.05
7	ZAND	-8.70	0.05	0.05
8	ZAND5A	-10.50	0.05	0.05
9	ZAND5B	-12.30	0.05	0.05
10	ZAND	-18.00	0.05	0.05

Waarschuwing : Aan de onderkant van de damwand (RECHTER-zijde) is de waterover(onder)spanning gelijk aan 0.05

Gebruikte methode aan LINKER-zijde van de damwand : LAMBDA
Gebruikte methode aan RECHTER-zijde van de damwand : LAMBDA

Star steunpunt 1 op -1.00 [m] tov Peil.
Verhinderend van Translatie.

Gelijkmatig verdeelde bovenbelasting 1 op rechter maaiveld : 20.00 [kN/m2]

Resultaten van de berekening van bouwfase 2

Aantal iteraties : 6

Kn nr	Peil m	Verpl mm	Moment kNm/Bm	DwarsK kN/Bm	KorSpL Stat kN/m2 %	KorSpR Stat kN/m2 %	WatSpL kN/m2	WatSpR kN/m2
1	0.00	-13.0	-0.0	0.0	0.00	39.14 31	0.00	0.00
2	-0.50	-18.0	5.4	21.7	0.00	42.47 23	0.00	0.00
2	-0.50	-18.0	5.4	21.7	0.00	20.21 25	0.00	0.00
3	-0.70	-20.0	10.1	25.8	0.00	18.04 *	0.00	2.05
3	-0.70	-20.0	10.1	25.8	0.00	18.04 *	0.00	2.05
4	-1.00	-22.9	18.7	30.8	0.00	11.19 *	3.00	5.05
4	-1.00	-22.9	18.7	-224.5	0.00	11.19 *	3.00	5.05
5	-1.50	-27.9	-91.9	-217.6	0.00	12.41 A	8.00	10.05
5	-1.50	-27.9	-91.9	-217.6	0.00	12.41 A	8.00	10.05
6	-2.00	-32.8	-198.9	-210.1	0.00	13.70 A	13.00	15.05
6	-2.00	-32.8	-198.9	-210.1	0.00	13.70 A	13.00	15.05
7	-2.60	-38.6	-322.0	-200.2	0.00	15.24 A	19.00	21.05
7	-2.60	-38.6	-322.0	-200.2	0.00	15.24 A	19.00	21.05
8	-3.00	-42.4	-400.7	-193.3	0.00	15.24 A	23.00	25.05
8	-3.00	-42.4	-400.7	-193.3	0.00	15.24 A	23.00	25.05
9	-3.80	-49.5	-549.5	-178.5	0.00	17.65 A	31.00	33.05
9	-3.80	-49.5	-549.5	-178.5	0.00	18.39 A	31.00	33.05

Laag nr	Grondsoort Naam	Peil bovenkant Grondlaag [m]	Wosp-B [kN/m2]	Wosp-O [kN/m2]	Maxima	Links	Rechts
10		-4.62	-56.2	-688.1	-160.5	0.00	21.41 A
10		-4.62	-56.2	-688.1	-160.5	0.00	21.41 A
11		-5.43	-62.1	-811.0	-140.1	0.00	24.44 A
11		-5.43	-62.1	-811.0	-140.1	0.00	24.44 A
12		-6.25	-67.1	-916.3	-117.3	0.00	27.47 A
12		-6.25	-67.1	-916.3	-117.3	0.00	27.47 A
13		-7.07	-71.1	-1001.9	-91.9	0.00	30.49 A
13		-7.07	-71.1	-1001.9	-91.9	0.00	30.49 A
14		-7.88	-74.0	-1065.7	-64.1	0.00	33.52 A
14		-7.88	-74.0	-1065.7	-64.1	0.00	33.52 A
15		-8.70	-75.6	-1105.9	-33.8	0.00	36.54 A
15		-8.70	-75.6	-1105.9	-33.8	0.00	36.54 A
16		-9.60	-76.0	-1124.9	-8.1	0.00	25.30 A
16		-9.60	-76.0	-1124.9	-8.1	0.00	27.73 A
17		-10.50	-74.9	-1119.8	19.8	0.00	30.16 A
17		-10.50	-74.9	-1119.8	19.8	0.00	30.16 A
18		-11.40	-72.2	-1079.0	71.5	0.00	53.62 A
18		-11.40	-72.2	-1079.0	71.5	0.00	57.07 A
19		-12.30	-68.0	-990.3	126.2	0.00	107.00 109.05
19		-12.30	-68.0	-990.3	126.2	0.00	60.53 A
20		-12.70	-65.7	-935.7	147.0	0.00	116.00 118.05
20		-12.70	-65.7	-935.7	147.0	0.00	49.18 A
20		-12.70	-65.7	-935.7	147.0	0.00 P	50.66 A
21		-13.58	-59.8	-788.0	184.0	24.84 P	120.00 122.05
21		-13.58	-59.8	-788.0	184.0	24.84 P	50.66 A
22		-14.47	-52.8	-616.1	202.0	49.68 P	128.83 130.88
22		-14.47	-52.8	-616.1	202.0	49.68 P	53.93 A
23		-15.35	-45.1	-436.7	201.0	74.52 P	128.83 130.88
23		-15.35	-45.1	-436.7	201.0	74.52 P	57.21 A
24		-16.23	-36.7	-266.7	180.9	99.36 P	137.67 139.72
24		-16.23	-36.7	-266.7	180.9	99.36 P	57.21 A
25		-17.12	-28.0	-122.8	141.7	124.20 P	146.50 148.55
25		-17.12	-28.0	-122.8	141.7	124.20 P	60.48 A
26		-18.00	-19.1	-21.2	88.8	126.80 85	146.50 148.55
26		-18.00	-19.1	-21.2	88.8	252.83 98	63.75 A
27		-18.50	-14.1	0.0	0.0	204.86 72	155.33 157.38
27		-18.50	-14.1	0.0	0.0		63.75 A

Oplegreacties

Knoop	Peil [m]	Kracht [kN/Bm]	Moment [kNm/Bm]
4	-1.00	255.35	0.00

Horizontale grondkracht op de damwand [kN/Bm] :

	Links	Rechts
Korrel	503.98	722.72
Water	1584.20	1620.89
Totaal	2088.18	2343.61

Als passieve zijde wordt beschouwd : Links
Maximale passieve korrelweerstand : 530.24 [kN/Bm]
Gemobiliseerde passieve korrelweerstand : 503.98 [kN/Bm]
Percentage gemobiliseerde weerstand : 95.0 [%]

Positie enkelvoudige ondersteuning op : -1.00 [m] tov Peil.
Maximale passieve moment : -8350.32 [kNm/Bm]
Gemobiliseerde passieve moment : -7898.14 [kNm/Bm]
Percentage gemobiliseerde moment : 94.6 [%]

***** BOUWFASE 3 : Uitvoer voor alle knopen ! *****

Overzicht ingevoerde gegevens voor bouwfase 3

=====

Maaiveld LINKS : (Maaiveldnr. 2)			Maaiveld RECHTS : (Maaiveldnr 3)		
Punt nr.	X-coördinaat [m] tov DAMWAND	Y-coördinaat [m] tov.PEIL	Punt nr.	X-coördinaat [m] tov DAMWAND	Y-coördinaat [m] tov.PEIL
1	0.00	-12.70	1	0.00	0.00

Water Peil Links / Rechts : -12.70 / -0.50 [m]

Grondgegevens LINKS : (Grondtabel 2)

Laag nr	Grondsoort Naam	Peil bovenkant Grondlaag [m]	Wosp-B [kN/m2]	Wosp-O [kN/m2]
1	AANVULZAND	0.00	0.00	0.00
2	KLEI1A	-0.50	0.00	0.00
3	VEEN2	-2.60	0.00	0.00
4	KLEI3	-3.00	0.00	0.00
5	ZAND5B	-3.80	0.00	0.00
6	ZAND	-8.70	0.00	0.00
7	ZAND5A	-10.50	0.00	0.00
8	ZAND5B	-12.30	0.00	0.00
9	ZAND5B	-12.70	123.00	124.32
10	ZAND	-18.00	124.32	126.50

Grondgegevens RECHTS : (Grondtabel 3)

Laag nr	Grondsoort Naam	Peil bovenkant Grondlaag [m]	Wosp-B [kN/m2]	Wosp-O [kN/m2]
1	AANVULZAND	0.00	0.00	0.00
2	KLEI1A	-0.50	0.00	0.52
3	VEEN2	-2.60	0.52	0.62
4	KLEI3	-3.00	0.62	0.82
5	ZAND5B	-3.80	0.82	2.05
6	ZAND	-8.70	2.05	2.50
7	ZAND5A	-10.50	2.50	2.95
8	ZAND5B	-12.30	2.95	4.37
9	ZAND	-18.00	4.37	4.50

Waarschuwing : Aan de onderkant van de damwand (LINKER-zijde) is de waterover(onder)spanning gelijk aan 126.50

Waarschuwing : Aan de onderkant van de damwand (RECHTER-zijde) is de waterover(onder)spanning gelijk aan 4.50

Gebruikte methode aan LINKER-zijde van de damwand : LAMBDA
Gebruikte methode aan RECHTER-zijde van de damwand : LAMBDA

Star steunpunt 1 op -1.00 [m] tov Peil.
Verhinderend van Translatie.

Star steunpunt 2 op -11.40 [m] tov Peil.
Verhinderend van Translatie.

Gelijkmatig verdeelde bovenbelasting 1 op rechter maaiveld : 20.00 [kN/m2]
Gelijkmatig verdeelde bovenbelasting 2 op linker maaiveld : 123.00 [kN/m2]

Resultaten van de berekening van bouwfase 3

=====

Aantal iteraties : 3

Kn nr	Peil m	Verpl mm	Moment kNm/Bm	DwarsK kN/Bm	KorSpL Stat kN/m2 %	KorSPR Stat kN/m2 %	WatSpL kN/m2	WatSPR kN/m2
1	0.00	-10.6	-0.0	0.0	0.00	45.33 35	0.00	0.00
2	-0.50	-16.7	6.2	25.0	0.00	48.67 26	0.00	0.00
2	-0.50	-16.7	6.2	25.1	0.00	20.83 25	0.00	0.00
3	-0.70	-19.2	11.6	29.4	0.00	19.53 *	0.00	2.05
3	-0.70	-19.2	11.6	29.4	0.00	19.53 *	0.00	2.05
4	-1.00	-22.9	21.3	35.0	0.00	11.14 *	0.00	5.12
4	-1.00	-22.9	21.3	-369.6	0.00	11.14 *	0.00	5.12
5	-1.50	-29.1	-161.1	-359.9	0.00	12.32 A	0.00	10.25
5	-1.50	-29.1	-161.1	-359.9	0.00	12.32 A	0.00	10.25
6	-2.00	-35.3	-338.0	-347.0	0.00	13.56 A	0.00	15.37
6	-2.00	-35.3	-338.0	-347.0	0.00	13.56 A	0.00	15.37
7	-2.60	-42.4	-540.5	-327.4	0.00	15.04 A	0.00	21.52
7	-2.60	-42.4	-540.5	-327.4	0.00	15.04 A	0.00	21.52
8	-3.00	-47.0	-668.4	-311.9	0.00	15.00 A	0.00	25.62
8	-3.00	-47.0	-668.4	-311.9	0.00	15.00 A	0.00	25.62
9	-3.80	-55.6	-903.9	-275.2	0.00	17.32 A	0.00	33.82
9	-3.80	-55.6	-903.9	-275.2	0.00	18.09 A	0.00	33.82
10	-4.62	-63.4	-1110.0	-228.2	0.00	21.03 A	0.00	42.19
10	-4.62	-63.4	-1110.0	-228.2	0.00	21.03 A	0.00	42.19
11	-5.43	-69.9	-1274.1	-171.9	0.00	23.98 A	0.00	50.56
11	-5.43	-69.9	-1274.1	-171.9	0.00	23.98 A	0.00	50.56
12	-6.25	-75.0	-1388.4	-106.4	0.00	26.93 A	0.00	58.93
12	-6.25	-75.0	-1388.4	-106.4	0.00	26.93 A	0.00	58.93
13	-7.07	-78.6	-1445.4	-31.7	0.00	29.87 A	0.00	67.31
13	-7.07	-78.6	-1445.4	-31.7	0.00	29.87 A	0.00	67.31
14	-7.88	-80.5	-1437.6	52.3	0.00	32.82 A	0.00	75.68
14	-7.88	-80.5	-1437.6	52.3	0.00	32.82 A	0.00	75.68
15	-8.70	-80.8	-1357.5	145.5	0.00	35.76 A	0.00	84.05
15	-8.70	-80.8	-1357.5	145.5	0.00	24.76 A	0.00	84.05
16	-9.60	-79.4	-1180.9	248.7	0.00	27.13 A	0.00	93.28
16	-9.60	-79.4	-1180.9	248.7	0.00	27.13 A	0.00	93.28
17	-10.50	-76.4	-906.8	362.3	0.00	29.50 A	0.00	102.50
17	-10.50	-76.4	-906.8	362.3	0.00	52.44 A	0.00	102.50
18	-11.40	-72.2	-516.3	507.4	0.00	55.79 A	0.00	111.72
18	-11.40	-72.2	-516.3	-206.4	0.00	55.79 A	0.00	111.72
19	-12.30	-67.1	-631.1	-45.4	0.00	68.40 *	0.00	120.95
19	-12.30	-67.1	-631.1	-45.4	0.00	57.31 *	0.00	120.95
20	-12.70	-64.6	-634.7	27.5	0.00	61.14 *	0.00	125.05
20	-12.70	-64.6	-634.7	27.5	0.00 A	61.14 *	123.00	125.05
21	-13.58	-58.4	-585.4	83.6	9.98 * 41	66.88 *	132.05	134.10
21	-13.58	-58.4	-585.4	83.6	9.98 * 41	66.88 *	132.05	134.10
22	-14.47	-51.4	-491.2	126.6	34.31 * 71	69.94 *	141.11	143.16
22	-14.47	-51.4	-491.2	126.6	34.31 * 71	69.94 *	141.11	143.16
23	-15.35	-43.8	-367.8	149.2	60.30 * 83	71.32 *	150.16	152.21
23	-15.35	-43.8	-367.8	149.2	60.30 * 83	71.32 *	150.16	152.21
24	-16.23	-35.8	-234.3	149.2	87.22 * 90	71.77 *	159.21	161.26
24	-16.23	-35.8	-234.3	149.2	87.22 * 90	71.77 *	159.21	161.26
25	-17.12	-27.4	-111.3	125.3	114.59 * 95	71.77 *	168.27	170.32
25	-17.12	-27.4	-111.3	125.2	114.59 * 95	71.77 *	168.27	170.32
26	-18.00	-18.8	-19.6	81.1	122.97 * 85	71.62 *	177.32	179.37
26	-18.00	-18.8	-19.6	81.0	239.02 * 95	59.51 *	177.32	179.37
27	-18.50	-14.0	0.0	0.0	198.78 * 75	53.18 *	184.50	184.50

Maxima : -80.8 -1445.4 507.4

Oplegreacties

Knoop	Peil [m]	Kracht [kN/Bm]	Moment [kNm/Bm]
4	-1.00	404.55	0.00
18	-11.40	713.72	0.00

Horizontale grondkracht op de damwand [kN/Bm] :

	Links	Rechts
Korrel	436.82	781.04
Water	886.30	1660.46
Totaal	1323.12	2441.50

Als passieve zijde wordt beschouwd	:	Links
Maximale passieve korrelweerstand	:	513.72 [kN/Bm]
Gemobiliseerde passieve korrelweerstand	:	436.82 [kN/Bm]
Percentage gemobiliseerde weerstand	:	85.0 [%]

Maxima over de alle bouwfasen :

Verplaatsing	:	-80.8 [mm]
Moment	:	-1445.4 [kNm/Bm]
Dwarskracht	:	507.4 [kN/Bm]

=====

EINDE MSHEET UITVOERFILE

=====


```

MM MM SSSSS HH HH EEEEE EEEEE TTTTTT
MMM MMM SS HH HH EE EE T
MM MM MM SSSSS HHHHHH EEEE EEEE T
MM M MM SS HH HH EE EE T
MM MM SSSSS HH HH EEEEE EEEEE T
    
```

Versie : 2.0
 Update : 930331
 Licentie : 0096
 Bedrijf : ING.BURO LIEVENSE

Probleem titels : Damwand berekening toerit
 ontgraven tot NAP -12.4 m stempel -1 m. + -5 m.
 Datum : 1995-03-14
 Tijd : 15:54:22

Naam uitvoerfile : TOERITB2.SHO
 Naam invoerfile : TOERITB2.SHI
 Naam dumpfile : TOERITB2.SHD

OVERZICHT VAN ALGEMENE INVOER GEGEVENS :

Aantal takken in veer karakteristiek : 1
 Ontlastingsstak voor veer karakteristiek : Ja
 Aantal bouwfasen : 4

Damwand gegevens :

Lengte : 18.50 [m]
 Peil bovenkant : 0.00 [m]
 Aantal stukken : 1

Stuk nr	[m] tov Peil	Stijfheid EI [kNm ² /Bm]	W-breed. [m]
1	0.00 - -18.50	5.920E+0005	1.00

Gegevens grondsoort : KLEI1A

Volumieke massa droog	: 16.00 [kN/m ³]	Lambda actief	: 0.43
nat	: 16.00 [kN/m ³]	Lambda neutraal	: 0.67
Cohesie	: 2.00 [kN/m ²]	Lambda passief	: 2.61
Wandwrijving delta	: 17.07 [graden]		
Phi	: 19.57 [graden]		
Beddingskonstanten	: Nr Boven	Onder	
[kN/m ³]	K[0] 2000.00	2000.00	Ontlastingsstak
	K[1] 500.00	500.00	

Gegevens grondsoort : VEEN2

Volumieke massa droog	: 10.00 [kN/m ³]	Lambda actief	: 0.43
nat	: 10.00 [kN/m ³]	Lambda neutraal	: 0.67
Cohesie	: 2.00 [kN/m ²]	Lambda passief	: 2.61
Wandwrijving delta	: 17.07 [graden]		
Phi	: 19.57 [graden]		
Beddingskonstanten	: Nr Boven	Onder	
[kN/m ³]	K[0] 1000.00	1000.00	Ontlastingsstak
	K[1] 250.00	250.00	

Gegevens grondsoort : KLEI3

Volumieke massa droog	: 17.00 [kN/m ³]	Lambda actief	: 0.43
nat	: 17.00 [kN/m ³]	Lambda neutraal	: 0.67
Cohesie	: 2.00 [kN/m ²]	Lambda passief	: 2.61
Wandwrijving delta	: 17.07 [graden]		

Phi	: 19.57 [graden]		
Beddingskonstanten	: Nr Boven	Onder	
[kN/m ³]	K[0] 2500.00	2500.00	Ontlastingsstak
	K[1] 750.00	750.00	

Gegevens grondsoort : ZAND5A

Volumieke massa droog	: 17.00 [kN/m ³]	Lambda actief	: 0.48
nat	: 18.00 [kN/m ³]	Lambda neutraal	: 0.70
Cohesie	: 0.00 [kN/m ²]	Lambda passief	: 2.31
Wandwrijving delta	: 14.89 [graden]		
Phi	: 17.39 [graden]		
Beddingskonstanten	: Nr Boven	Onder	
[kN/m ³]	K[0] 10000.00	10000.00	Ontlastingsstak
	K[1] 2500.00	2500.00	

Gegevens grondsoort : ZAND5B

Volumieke massa droog	: 17.00 [kN/m ³]	Lambda actief	: 0.39
nat	: 19.50 [kN/m ³]	Lambda neutraal	: 0.63
Cohesie	: 0.00 [kN/m ²]	Lambda passief	: 2.96
Wandwrijving delta	: 19.24 [graden]		
Phi	: 21.74 [graden]		
Beddingskonstanten	: Nr Boven	Onder	
[kN/m ³]	K[0] 10000.00	10000.00	Ontlastingsstak
	K[1] 2500.00	2500.00	

Gegevens grondsoort : ZAND

Volumieke massa droog	: 17.00 [kN/m ³]	Lambda actief	: 0.27
nat	: 20.00 [kN/m ³]	Lambda neutraal	: 0.49
Cohesie	: 0.00 [kN/m ²]	Lambda passief	: 5.12
Wandwrijving delta	: 27.50 [graden]		
Phi	: 30.43 [graden]		
Beddingskonstanten	: Nr Boven	Onder	
[kN/m ³]	K[0] 40000.00	40000.00	Ontlastingsstak
	K[1] 10000.00	10000.00	

Gegevens grondsoort : AANVULZAND

Volumieke massa droog	: 18.00 [kN/m ³]	Lambda actief	: 0.23
nat	: 20.00 [kN/m ³]	Lambda neutraal	: 0.44
Cohesie	: 0.00 [kN/m ²]	Lambda passief	: 6.40
Wandwrijving delta	: 27.50 [graden]		
Phi	: 33.91 [graden]		
Beddingskonstanten	: Nr Boven	Onder	
[kN/m ³]	K[0] 7500.00	15000.00	Ontlastingsstak
	K[1] 2500.00	5000.00	

De invoer is gecontroleerd en goed bevonden.

Aantal knopen op de damwand : 28

 ***** B O U W F A S E 1 : Uitvoer voor alle knopen ! *****

Overzicht ingevoerde gegevens voor bouwfase 1

Maaiveld LINKS : (Maaiveldnr. 4)	Maaiveld RECHTS : (Maaiveldnr 3)				
Punt nr.	X-coördinaat [m] tov DAMWAND	Y-coördinaat [m] tov. PEIL	Punt nr.	X-coördinaat [m] tov DAMWAND	Y-coördinaat [m] tov. PEIL
1	0.00	-1.50	1	0.00	0.00

Water Peil Links / Rechts : -2.00 / -0.50 [m]

Grondgegevens LINKS : (Grondtabel 1)

Laag nr	Grondsoort Naam	Peil bovenkant Grondlaag [m]	Wosp-B [kN/m2]	Wosp-O [kN/m2]
1	AANVULZAND	0.00	0.00	0.00
2	KLEI1A	-0.50	0.00	0.00
3	VEEN2	-2.60	0.00	0.00
4	KLEI3	-3.00	0.00	0.00
5	ZAND5B	-3.80	0.00	0.00
6	ZAND	-8.70	0.00	0.00
7	ZAND5A	-10.50	0.00	0.00
8	ZAND5B	-12.30	0.00	0.00
9	ZAND	-18.00	0.00	0.00

Grondgegevens RECHTS : (Grondtabel 5)

Laag nr	Grondsoort Naam	Peil bovenkant Grondlaag [m]	Wosp-B [kN/m2]	Wosp-O [kN/m2]
1	AANVULZAND	0.00	0.00	0.00
2	KLEI1A	-0.50	0.00	0.37
3	KLEI1A	-0.70	0.37	0.37
4	VEEN2	-2.60	0.37	0.37
5	KLEI3	-3.00	0.37	0.37
6	ZAND5B	-3.80	0.37	0.37
7	ZAND	-8.70	0.37	0.37
8	ZAND5A	-10.50	0.37	0.37
9	ZAND5B	-12.30	0.37	0.37
10	ZAND	-18.00	0.37	0.37

Waarschuwing : Aan de onderkant van de damwand (RECHTER-zijde) is de waterover(onder)spanning gelijk aan 0.37

Gebruikte methode aan LINKER-zijde van de damwand : LAMBDA
Gebruikte methode aan RECHTER-zijde van de damwand : LAMBDA

Gelijkmatig verdeelde bovenbelasting 1 op rechter maaiveld : 20.00 [kN/m2]

Resultaten van de berekening van bouwfase 1

Aantal iteraties : 4

Kn nr	Peil m	Verpl mm	Moment kNm/Bm	DwarsK kN/Bm	KorSpL Stat kN/m2	Stat %	KorSpR Stat kN/m2	Stat %	WatSpL kN/m2	WatSpR kN/m2
1	0.00	-25.7	0.0	0.0	0.00		4.60 A		0.00	0.00
2	-0.50	-24.3	0.7	2.8	0.00		6.67 A		0.00	0.00
2	-0.50	-24.3	0.7	2.8	0.00		9.85 A		0.00	0.00
3	-0.70	-23.8	1.4	5.1	0.00		10.20 A		0.00	2.37
3	-0.70	-23.8	1.4	5.1	0.00		10.20 A		0.00	2.37
4	-1.00	-22.9	3.6	9.4	0.00		10.98 A		0.00	5.37
4	-1.00	-22.9	3.6	9.4	0.00		10.98 A		0.00	5.37
5	-1.50	-21.6	10.6	19.1	0.00		12.27 A		0.00	10.37
5	-1.50	-21.6	10.6	19.1	6.46 P		12.27 A		0.00	10.37
6	-2.00	-20.2	21.9	25.8	15.44	56	13.56 A		0.00	15.37
6	-2.00	-20.2	21.9	25.8	15.44	56	13.56 A		0.00	15.37
7	-2.60	-18.5	39.8	33.9	17.03	46	15.11 A		6.00	21.37
7	-2.60	-18.5	39.8	33.9	12.40	34	15.11 A		6.00	21.37
8	-3.00	-17.4	54.8	41.2	12.13	33	15.11 A		10.00	25.37
8	-3.00	-17.4	54.8	41.2	20.84	57	15.11 A		10.00	25.37
9	-3.80	-15.3	90.8	49.0	23.00	45	17.51 A		18.00	33.37
9	-3.80	-15.3	90.8	49.0	49.09	96	18.26 A		18.00	33.37
10	-4.40	-13.8	117.6	40.5	48.85	72	20.49 A		24.00	39.37

10	-4.40	-13.8	117.6	40.5	48.85	72	20.49 A		24.00	39.37
11	-5.00	-12.3	139.6	33.4	48.79	58	22.71 A		30.00	45.37
11	-5.00	-12.3	139.6	33.4	48.79	58	22.71 A		30.00	45.37
12	-5.50	-11.2	155.0	28.4	48.89	50	24.56 A		35.00	50.37
12	-5.50	-11.2	155.0	28.4	48.89	50	24.56 A		35.00	50.37
13	-6.00	-10.1	168.2	24.4	49.17	44	26.41 A		40.00	55.37
13	-6.00	-10.1	168.2	24.4	49.17	44	26.41 A		40.00	55.37
14	-6.90	-8.3	187.5	18.8	50.11	36	29.75 A		49.00	64.37
14	-6.90	-8.3	187.5	18.8	50.11	36	29.75 A		49.00	64.37
15	-7.80	-6.8	202.7	15.2	51.70	32	33.08 A		58.00	73.37
15	-7.80	-6.8	202.7	15.2	51.70	32	33.08 A		58.00	73.37
16	-8.70	-5.5	215.2	12.8	53.98	29	36.42 A		67.00	82.37
16	-8.70	-5.5	215.2	12.8	53.98	29	36.42 A		67.00	82.37
17	-9.60	-4.6	209.2	-24.9	81.39	22	27.64 A		76.00	91.37
17	-9.60	-4.6	209.2	-24.9	81.39	22	27.64 A		76.00	91.37
18	-10.50	-3.9	172.0	-57.1	79.11	19	30.07 A		85.00	100.37
18	-10.50	-3.9	172.0	-57.1	79.11	19	30.07 A		85.00	100.37
19	-11.40	-3.5	123.4	-50.6	70.94	35	63.83		94.00	109.37
19	-11.40	-3.5	123.4	-50.6	70.94	35	63.83		94.00	109.37
20	-12.30	-3.2	81.4	-42.5	75.32	34	69.53		103.00	118.37
20	-12.30	-3.2	81.4	-42.5	75.32	34	69.53		103.00	118.37
21	-12.70	-3.1	65.0	-39.0	70.79	24	64.37		107.00	122.37
21	-12.70	-3.1	65.0	-39.0	70.79	24	64.37		107.00	122.37
22	-13.58	-3.0	34.2	-30.8	75.78	24	69.94		115.83	131.20
22	-13.58	-3.0	34.2	-30.8	75.78	24	69.94		115.83	131.20
23	-14.47	-2.9	10.7	-22.3	80.89	23	75.41		124.67	140.04
23	-14.47	-2.9	10.7	-22.3	80.89	23	75.41		124.67	140.04
24	-15.35	-2.9	-5.1	-13.4	86.04	23	80.84		133.50	148.87
24	-15.35	-2.9	-5.1	-13.4	86.04	23	80.84		133.50	148.87
25	-16.23	-2.8	-12.9	-4.3	91.17	23	86.28		142.33	157.70
25	-16.23	-2.8	-12.9	-4.3	91.17	23	86.28		142.33	157.70
26	-17.12	-2.7	-12.6	5.1	96.26	23	91.76		151.17	166.54
26	-17.12	-2.7	-12.6	5.1	96.26	23	91.76		151.17	166.54
27	-18.00	-2.6	-3.7	14.9	101.31	23	97.28		160.00	175.37
27	-18.00	-2.6	-3.7	14.9	100.14	13	54.32		160.00	175.37
28	-18.50	-2.6	0.0	0.0	102.03	13	57.33		165.00	180.37

Maxima : -25.7 215.2 -57.1

Horizontale grondkracht op de damwand [kN/Bm] :

	Links	Rechts
Korrel	1093.46	828.06
Water	1361.25	1626.62
Totaal	2454.71	2454.68

Als passieve zijde wordt beschouwd : Links
Maximale passieve korrelweerstand : 4175.20 [kN/Bm]
Gemobiliseerde passieve korrelweerstand : 1093.46 [kN/Bm]
Percentage gemobiliseerde weerstand : 26.2 [%]

***** B O U W F A S E 2 : Uitvoer voor alle knopen ! *****

Overzicht ingevoerde gegevens voor bouwfase 2

Maaiveld LINKS : (Maaiveldnr. 5)					Maaiveld RECHTS : (Maaiveldnr. 3)				
Punt nr.	X-coördinaat [m]	Y-coördinaat [m]	Punt nr.	X-coördinaat [m]	Y-coördinaat [m]				
1	0.00	-5.50	1	0.00	0.00				

Water Peil Links / Rechts : -6.00 / -0.50 [m]

Grondgegevens LINKS & RECHTS : (Grondtabel 1)

Laag nr	Grondsoort Naam	Peil bovenkant Grondlaag [m]	Wosp-B [kN/m ²]	Wosp-O [kN/m ²]
1	AANVULZAND	0.00	0.00	0.00
2	KLEI1A	-0.50	0.00	0.00
3	VEEN2	-2.60	0.00	0.00
4	KLEI3	-3.00	0.00	0.00
5	ZAND5B	-3.80	0.00	0.00
6	ZAND	-8.70	0.00	0.00
7	ZAND5A	-10.50	0.00	0.00
8	ZAND5B	-12.30	0.00	0.00
9	ZAND	-18.00	0.00	0.00

Gebruikte methode aan LINKER-zijde van de damwand : LAMBDA
Gebruikte methode aan RECHTER-zijde van de damwand : LAMBDA

Star steunpunt 1 op -1.00 [m] tov Peil.
Verhinderend van Translatie.

Gelijkmatig verdeelde bovenbelasting 1 op rechter maaiveld : 20.00 [kN/m²]

Resultaten van de berekening van bouwfase 2

Aantal iteraties : 4

Kn nr	Peil m	Verpl mm	Moment kNm/Bm	DwarsK kN/Bm	KorSpL Stat kN/m ² %	KorSPR Stat kN/m ² %	WatSpL kN/m ²	WatSPR kN/m ²
1	0.00	-22.0	-0.0	0.0	0.00	16.68 13	0.00	0.00
2	-0.50	-22.5	2.3	9.6	0.00	20.02 11	0.00	0.00
2	-0.50	-22.5	2.3	9.6	0.00	13.56 *	0.00	0.00
3	-0.70	-22.7	4.5	12.4	0.00	12.68 *	0.00	2.00
3	-0.70	-22.7	4.5	12.4	0.00	12.68 *	0.00	2.00
4	-1.00	-22.9	8.9	17.0	0.00	11.23 *	0.00	5.00
4	-1.00	-22.9	8.9	-151.4	0.00	11.23 *	0.00	5.00
5	-1.50	-23.4	-64.5	-141.8	0.00	12.43 A	0.00	10.00
5	-1.50	-23.4	-64.5	-141.8	0.00	12.43 A	0.00	10.00
6	-2.00	-23.8	-132.4	-129.0	0.00	13.72 A	0.00	15.00
6	-2.00	-23.8	-132.4	-129.0	0.00	13.72 A	0.00	15.00
7	-2.60	-24.3	-204.2	-109.5	0.00	15.27 A	0.00	21.00
7	-2.60	-24.3	-204.2	-109.5	0.00	15.27 A	0.00	21.00
8	-3.00	-24.5	-245.0	-94.2	0.00	15.27 A	0.00	25.00
8	-3.00	-24.5	-245.0	-94.2	0.00	15.27 A	0.00	25.00
9	-3.80	-24.8	-306.3	-57.8	0.00	17.67 A	0.00	33.00
9	-3.80	-24.8	-306.3	-57.8	0.00	18.41 A	0.00	33.00
10	-4.40	-24.8	-331.3	-24.5	0.00	20.63 A	0.00	39.00
10	-4.40	-24.8	-331.3	-24.5	0.00	20.63 A	0.00	39.00
11	-5.00	-24.5	-334.8	13.7	0.00	22.85 A	0.00	45.00
11	-5.00	-24.5	-334.8	13.7	0.00	22.85 A	0.00	45.00
12	-5.50	-24.2	-319.2	49.4	0.00	24.71 A	0.00	50.00
12	-5.50	-24.2	-319.2	49.4	0.00 P	24.71 A	0.00	50.00
13	-6.00	-23.7	-285.9	82.1	25.16 P	26.56 A	0.00	55.00
13	-6.00	-23.7	-285.9	82.1	25.16 P	26.56 A	0.00	55.00
14	-6.90	-22.6	-192.1	123.0	50.47 P	29.89 A	9.00	64.00
14	-6.90	-22.6	-192.1	123.0	50.47 P	29.89 A	9.00	64.00
15	-7.80	-21.2	-70.4	144.1	75.78 P	33.23 A	18.00	73.00
15	-7.80	-21.2	-70.4	144.1	75.78 P	33.23 A	18.00	73.00
16	-8.70	-19.7	62.5	150.6	84.70 P 84	36.56 A	27.00	82.00
16	-8.70	-19.7	62.5	150.6	174.85 P	25.31 A	27.00	82.00
17	-9.60	-18.3	153.9	46.5	214.64 P 97	27.74 A	36.00	91.00
17	-9.60	-18.3	153.9	46.5	214.64 P 97	27.74 A	36.00	91.00
18	-10.50	-17.0	143.7	-67.5	206.87 P 77	30.17 A	45.00	100.00

18	-10.50	-17.0	143.7	-67.5	94.66	79	53.64 A	45.00	100.00
19	-11.40	-16.0	88.8	-54.5	97.13	71	57.10 A	54.00	109.00
19	-11.40	-16.0	88.8	-54.4	97.13	71	57.10 A	54.00	109.00
20	-12.30	-15.1	45.9	-40.7	99.91	65	60.55 A	63.00	118.00
20	-12.30	-15.1	45.9	-40.7	93.70	48	49.20 A	63.00	118.00
21	-12.70	-14.7	30.5	-36.5	95.15	46	50.68 A	67.00	122.00
21	-12.70	-14.7	30.5	-36.5	95.15	46	50.68 A	67.00	122.00
22	-13.58	-13.9	2.4	-27.1	98.41	42	53.95 A	75.83	130.83
22	-13.58	-13.9	2.4	-27.1	98.41	42	53.95 A	75.83	130.83
23	-14.47	-13.1	-17.4	-17.8	101.68	39	57.23 A	84.67	139.67
23	-14.47	-13.1	-17.4	-17.8	101.68	39	57.23 A	84.67	139.67
24	-15.35	-12.3	-29.1	-8.5	104.90	37	60.50 A	93.50	148.50
24	-15.35	-12.3	-29.1	-8.5	104.90	37	60.50 A	93.50	148.50
25	-16.23	-11.4	-32.4	1.1	108.02	35	64.83	102.33	157.33
25	-16.23	-11.4	-32.4	1.1	108.02	35	64.83	102.33	157.33
26	-17.12	-10.5	-26.3	13.5	111.04	33	72.38	111.17	166.17
26	-17.12	-10.5	-26.3	13.5	111.04	33	72.38	111.17	166.17
27	-18.00	-9.6	-7.4	30.0	113.97	32	80.02	120.00	175.00
27	-18.00	-9.6	-7.4	30.0	165.79	27	48.68 A	120.00	175.00
28	-18.50	-9.0	0.0	0.0	162.85	25	50.03 A	125.00	180.00

Maxima : -24.8 -334.8 -151.4

Oplegreacties

Knoop	Peil [m]	Kracht [kN/Bm]	Moment [kNm/Bm]
4	-1.00	168.46	0.00

Horizontale grondkracht op de damwand [kN/Bm] :

	Links	Rechts
Korrel	1388.71	718.44
Water	781.25	1620.00
Totaal	2169.96	2338.44

Als passieve zijde wordt beschouwd : Links
Maximale passieve korrelweerstand : 2716.20 [kN/Bm]
Gemobiliseerde passieve korrelweerstand : 1388.71 [kN/Bm]
Percentage gemobiliseerde weerstand : 51.1 [%]

Positie enkelvoudige ondersteuning op : -1.00 [m] tov Peil.
Maximale passieve moment : -35405.02 [kNm/Bm]
Gemobiliseerde passieve moment : -15968.70 [kNm/Bm]
Percentage gemobiliseerde moment : 45.1 [%]

***** B O U W F A S E 3 : Uitvoer voor alle knopen ! *****

Overzicht ingevoerde gegevens voor bouwfase 3

Maaiveld LINKS : (Maaiveldnr. 2)			Maaiveld RECHTS : (Maaiveldnr. 3)		
Punt nr.	X-coördinaat [m] tov DAMWAND	Y-coördinaat [m] tov PEIL	Punt nr.	X-coördinaat [m] tov DAMWAND	Y-coördinaat [m] tov PEIL
1	0.00	-12.70	1	0.00	0.00

Water Peil Links / Rechts : -0.70 / -0.50 [m]

Grondgegevens LINKS : (Grondtabel 1)

Laag nr	Grondsoort Naam	Peil bovenkant Grondlaag [m]	Wosp-B [kN/m2]	Wosp-O [kN/m2]
1	AANVULZAND	0.00	0.00	0.00
2	KLEI1A	-0.50	0.00	0.00
3	VEEN2	-2.60	0.00	0.00
4	KLEI3	-3.00	0.00	0.00
5	ZAND5B	-3.80	0.00	0.00
6	ZAND	-8.70	0.00	0.00
7	ZAND5A	-10.50	0.00	0.00
8	ZAND5B	-12.30	0.00	0.00
9	ZAND	-18.00	0.00	0.00

Grondgegevens RECHTS : (Grondtabel 4)

Laag nr	Grondsoort Naam	Peil bovenkant Grondlaag [m]	Wosp-B [kN/m2]	Wosp-O [kN/m2]
1	AANVULZAND	0.00	0.00	0.00
2	KLEI1A	-0.50	0.00	0.05
3	KLEI1A	-0.70	0.05	0.05
4	VEEN2	-2.60	0.05	0.05
5	KLEI3	-3.00	0.05	0.05
6	ZAND5B	-3.80	0.05	0.05
7	ZAND	-8.70	0.05	0.05
8	ZAND5A	-10.50	0.05	0.05
9	ZAND5B	-12.30	0.05	0.05
10	ZAND	-18.00	0.05	0.05

Waarschuwing : Aan de onderkant van de damwand (RECHTER-zijde) is de waterover(onder)spanning gelijk aan 0.05

Gebruikte methode aan LINKER-zijde van de damwand : LAMBDA
Gebruikte methode aan RECHTER-zijde van de damwand : LAMBDA

Star steunpunt 1 op -1.00 [m] tov Peil.
Verhinderend van Translatie.

Star steunpunt 3 op -5.00 [m] tov Peil.
Verhinderend van Translatie.

Gelijkmatig verdeelde bovenbelasting 1 op rechter maaiveld : 20.00 [kN/m2]

Resultaten van de berekening van bouwfase 3

Aantal iteraties : 4

Kn nr	Peil m	Verpl mm	Moment kNm/Bm	DwarsK kN/Bm	KorSpL Stat kN/m2 %	KorSpR Stat kN/m2 %	WatSpL kN/m2	WatSpR kN/m2
1	0.00	-22.9	-0.0	0.0	0.00	10.17 * 8	0.00	0.00
2	-0.50	-22.9	1.4	6.0	0.00	13.50 * 7	0.00	0.00
2	-0.50	-22.9	1.4	6.0	0.00	12.69 *	0.00	0.00
3	-0.70	-22.9	2.9	8.7	0.00	12.13 *	0.00	2.05
3	-0.70	-22.9	2.9	8.7	0.00	12.13 *	0.00	2.05
4	-1.00	-22.9	6.1	12.8	0.00	11.19 *	3.00	5.05
4	-1.00	-22.9	6.1	53.5	0.00	11.19 *	3.00	5.05
5	-1.50	-23.0	34.6	60.6	0.00	13.26 *	8.00	10.05
5	-1.50	-23.0	34.6	60.6	0.00	13.26 *	8.00	10.05
6	-2.00	-23.0	66.9	68.8	0.00	15.32 *	13.00	15.05
6	-2.00	-23.0	66.9	68.8	0.00	15.32 *	13.00	15.05
7	-2.60	-23.1	111.4	79.9	0.00	17.57 *	19.00	21.05
7	-2.60	-23.1	111.4	79.9	0.00	16.41 *	19.00	21.05
8	-3.00	-23.2	144.9	87.3	0.00	16.54 *	23.00	25.05

8	-3.00	-23.2	144.9	87.3	0.00	18.48 *	23.00	25.05
9	-3.80	-23.6	221.5	104.7	0.00	20.70 *	31.00	33.05
9	-3.80	-23.6	221.5	104.7	0.00	29.78 * 21	31.00	33.05
10	-4.40	-24.0	290.1	123.8	0.00	28.60 *	37.00	39.05
10	-4.40	-24.0	290.1	123.8	0.00	28.60 *	37.00	39.05
11	-5.00	-24.5	369.6	140.6	0.00	22.83 A	43.00	45.05
11	-5.00	-24.5	369.6	-237.7	0.00	22.83 A	43.00	45.05
12	-5.50	-25.2	253.9	-224.8	0.00	24.69 A	48.00	50.05
12	-5.50	-25.2	253.9	-224.8	0.00	24.69 A	48.00	50.05
13	-6.00	-25.9	145.0	-211.0	0.00	26.54 A	53.00	55.05
13	-6.00	-25.9	145.0	-211.0	0.00	26.54 A	53.00	55.05
14	-6.90	-27.4	-32.9	-183.8	0.00	29.87 A	62.00	64.05
14	-6.90	-27.4	-32.9	-183.7	0.00	29.87 A	62.00	64.05
15	-7.80	-28.8	-184.9	-153.5	0.00	33.21 A	71.00	73.05
15	-7.80	-28.8	-184.9	-153.5	0.00	33.21 A	71.00	73.05
16	-8.70	-30.0	-308.3	-120.3	0.00	36.54 A	80.00	82.05
16	-8.70	-30.0	-308.3	-120.3	0.00	25.30 A	80.00	82.05
17	-9.60	-30.7	-405.2	-94.6	0.00	27.73 A	89.00	91.05
17	-9.60	-30.7	-405.2	-94.6	0.00	27.73 A	89.00	91.05
18	-10.50	-30.9	-477.9	-66.7	0.00	30.16 A	98.00	100.05
18	-10.50	-30.9	-477.9	-66.7	0.00	53.62 A	98.00	100.05
19	-11.40	-30.5	-514.9	-15.0	0.00	57.07 A	107.00	109.05
19	-11.40	-30.5	-514.9	-15.0	0.00	57.07 A	107.00	109.05
20	-12.30	-29.4	-504.1	39.7	0.00	60.53 A	116.00	118.05
20	-12.30	-29.4	-504.1	39.7	0.00	49.18 A	116.00	118.05
21	-12.70	-28.6	-484.0	60.5	0.00	50.66 A	120.00	122.05
21	-12.70	-28.6	-484.0	60.5	0.00 P	50.66 A	120.00	122.05
22	-13.58	-26.6	-412.8	97.6	24.84 P	53.93 A	128.83	130.88
22	-13.58	-26.6	-412.8	97.6	24.84 P	53.93 A	128.83	130.88
23	-14.47	-23.9	-317.3	115.5	49.68 P	57.21 A	137.67	139.72
23	-14.47	-23.9	-317.3	115.5	49.68 P	57.21 A	137.67	139.72
24	-15.35	-20.9	-214.3	114.5	74.52 P	60.48 A	146.50	148.55
24	-15.35	-20.9	-214.3	114.5	74.52 P	60.48 A	146.50	148.55
25	-16.23	-17.6	-120.7	94.4	99.36 P	63.75 A	155.33	157.38
25	-16.23	-17.6	-120.7	94.3	99.36 P	63.75 A	155.33	157.38
26	-17.12	-14.1	-52.6	59.8	102.95 * 83	67.02 A	164.17	166.22
26	-17.12	-14.1	-52.6	59.6	102.95 * 83	67.02 A	164.17	166.22
27	-18.00	-10.6	-9.3	43.4	79.85 * 54	77.44	173.00	175.05
27	-18.00	-10.6	-9.3	43.2	167.38 65	48.67 A	173.00	175.05
28	-18.50	-8.6	0.0	0.2	110.15 * 39	68.25 *	178.00	180.05

Maxima : -30.9 -514.9 -237.7

Oplegreacties

Knoop	Peil [m]	Kracht [kN/Bm]	Moment [kNm/Bm]
4	-1.00	-40.64	-0.00
11	-5.00	378.33	-0.00

Horizontale grondkracht op de damwand [kN/Bm] :

	Links	Rechts
Korrel	420.73	722.30
Water	1584.20	1620.89
Totaal	2004.93	2343.19

Als passieve zijde wordt beschouwd : Links
Maximale passieve korrelweerstand : 530.24 [kN/Bm]
Gemobiliseerde passieve korrelweerstand : 420.73 [kN/Bm]
Percentage gemobiliseerde weerstand : 79.3 [%]

***** B O U W F A S E 4 : Uitvoer voor alle knopen ! *****

Overzicht ingevoerde gegevens voor bouwfase 4

Maaiveld LINKS : (Maaiveldnr. 2)			Maaiveld RECHTS : (Maaiveldnr 3)		
Punt	X-coördinaat	Y-coördinaat	Punt	X-coördinaat	Y-coördinaat
nr.	[m] tov DAMWAND	[m] tov.PEIL	nr.	[m] tov DAMWAND	[m] tov.PEIL
1	0.00	-12.70	1	0.00	0.00

Water Peil Links / Rechts : -12.70 / -0.50 [m]

Grondgegevens LINKS : (Grondtabel 2)

Laag nr	Grondsoort Naam	Peil bovenkant Grondlaag [m]	Wosp-B [kN/m2]	Wosp-O [kN/m2]
1	AANVULZAND	0.00	0.00	0.00
2	KLEI1A	-0.50	0.00	0.00
3	VEEN2	-2.60	0.00	0.00
4	KLEI3	-3.00	0.00	0.00
5	ZANDSB	-3.80	0.00	0.00
6	ZAND	-8.70	0.00	0.00
7	ZANDSA	-10.50	0.00	0.00
8	ZANDSB	-12.30	0.00	0.00
9	ZANDSB	-12.70	123.00	124.32
10	ZAND	-18.00	124.32	126.50

Grondgegevens RECHTS : (Grondtabel 3)

Laag nr	Grondsoort Naam	Peil bovenkant Grondlaag [m]	Wosp-B [kN/m2]	Wosp-O [kN/m2]
1	AANVULZAND	0.00	0.00	0.00
2	KLEI1A	-0.50	0.00	0.52
3	VEEN2	-2.60	0.52	0.62
4	KLEI3	-3.00	0.62	0.82
5	ZANDSB	-3.80	0.82	2.05
6	ZAND	-8.70	2.05	2.50
7	ZANDSA	-10.50	2.50	2.95
8	ZANDSB	-12.30	2.95	4.37
9	ZAND	-18.00	4.37	4.50

Waarschuwing : Aan de onderkant van de damwand (LINKER-zijde) is de waterover(onder)spanning gelijk aan 126.50

Waarschuwing : Aan de onderkant van de damwand (RECHTER-zijde) is de waterover(onder)spanning gelijk aan 4.50

Gebruikte methode aan LINKER-zijde van de damwand : LAMBDA
Gebruikte methode aan RECHTER-zijde van de damwand : LAMBDA

Star steunpunt 1 op -1.00 [m] tov Peil.
Verhinderend van Translatie.

Star steunpunt 2 op -11.40 [m] tov Peil.
Verhinderend van Translatie.

Star steunpunt 3 op -5.00 [m] tov Peil.
Verhinderend van Translatie.

Gelijkmatig verdeelde bovenbelasting 1 op rechter maaiveld : 20.00 [kN/m2]
Gelijkmatig verdeelde bovenbelasting 2 op linker maaiveld : 123.00 [kN/m2]

Resultaten van de berekening van bouwfase 4

Aantal iteraties : 2

Kn nr	Peil m	Verpl mm	Moment kNm/Bm	DwarsK kN/Bm	KorSpL kN/m2	Stat %	KorSpR kN/m2	Stat %	WatSpL kN/m2	WatSpR kN/m2
1	0.00	-23.0	-0.0	0.0	0.00		9.33 *	7	0.00	0.00
2	-0.50	-23.0	1.3	5.6	0.00		12.66 *		0.00	0.00
2	-0.50	-23.0	1.3	5.6	0.00		12.58 *		0.00	0.00
3	-0.70	-23.0	2.7	8.2	0.00		12.06 *		0.00	2.05
3	-0.70	-23.0	2.7	8.2	0.00		12.06 *		0.00	2.05
4	-1.00	-22.9	5.8	12.8	0.00		11.14 *		0.00	5.12
4	-1.00	-22.9	5.8	67.5	0.00		11.14 *		0.00	5.12
5	-1.50	-22.9	41.9	77.4	0.00		13.24 *		0.00	10.25
5	-1.50	-22.9	41.9	77.4	0.00		13.24 *		0.00	10.25
6	-2.00	-22.9	83.8	90.9	0.00		15.33 *		0.00	15.37
6	-2.00	-22.9	83.8	90.9	0.00		15.33 *		0.00	15.37
7	-2.60	-23.0	144.4	111.9	0.00		17.58 *		0.00	21.52
7	-2.60	-23.0	144.4	111.9	0.00		16.25 *		0.00	21.52
8	-3.00	-23.0	192.3	127.8	0.00		16.34 *		0.00	25.62
8	-3.00	-23.0	192.3	127.8	0.00		18.56 *		0.00	25.62
9	-3.80	-23.4	309.8	167.4	0.00		20.67 *		0.00	33.82
9	-3.80	-23.4	309.8	167.4	0.00		30.14	22	0.00	33.82
10	-4.40	-23.8	422.3	207.9	0.00		29.39 *		0.00	39.97
10	-4.40	-23.8	422.3	207.9	0.00		29.39 *		0.00	39.97
11	-5.00	-24.5	559.5	249.4	0.00		22.42 A		0.00	46.12
11	-5.00	-24.5	559.5	-444.6	0.00		22.42 A		0.00	46.12
12	-5.50	-25.4	346.0	-408.6	0.00		24.22 A		0.00	51.25
12	-5.50	-25.4	346.0	-408.6	0.00		24.22 A		0.00	51.25
13	-6.00	-26.3	151.4	-369.2	0.00		26.02 A		0.00	56.37
13	-6.00	-26.3	151.4	-369.2	0.00		26.02 A		0.00	56.37
14	-6.90	-28.2	-145.8	-289.4	0.00		29.27 A		0.00	65.60
14	-6.90	-28.2	-145.8	-289.4	0.00		29.27 A		0.00	65.60
15	-7.80	-29.9	-366.1	-198.4	0.00		32.52 A		0.00	74.82
15	-7.80	-29.9	-366.1	-198.4	0.00		32.52 A		0.00	74.82
16	-8.70	-31.1	-499.5	-96.2	0.00		35.76 A		0.00	84.05
16	-8.70	-31.1	-499.5	-96.2	0.00		24.76 A		0.00	84.05
17	-9.60	-31.6	-540.4	7.0	0.00		27.13 A		0.00	93.28
17	-9.60	-31.6	-540.4	6.9	0.00		27.13 A		0.00	93.28
18	-10.50	-31.4	-483.8	120.5	0.00		29.50 A		0.00	102.50
18	-10.50	-31.4	-483.8	120.5	0.00		52.44 A		0.00	102.50
19	-11.40	-30.5	-310.9	265.6	0.00		55.79 A		0.00	111.72
19	-11.40	-30.5	-310.9	-194.2	0.00		55.79 A		0.00	111.72
20	-12.30	-29.1	-415.8	-36.7	0.00		61.38 *		0.00	120.95
20	-12.30	-29.1	-415.8	-36.7	0.00		50.29 *		0.00	120.95
21	-12.70	-28.3	-416.6	33.0	0.00		52.26 *		0.00	125.05
21	-12.70	-28.3	-416.6	33.0	0.00	A	52.26 *		123.00	125.05
22	-13.58	-26.2	-367.9	74.5	20.87	* 86	56.00 *		132.05	134.10
22	-13.58	-26.2	-367.9	74.5	20.87	* 86	56.00 *		132.05	134.10
23	-14.47	-23.6	-290.3	98.1	45.10	* 93	59.14 *		141.11	143.16
23	-14.47	-23.6	-290.3	98.1	45.10	* 93	59.14 *		141.11	143.16
24	-15.35	-20.6	-200.2	102.8	69.69	* 96	61.93 *		150.16	152.21
24	-15.35	-20.6	-200.2	102.8	69.69	* 96	61.93 *		150.16	152.21
25	-16.23	-17.4	-114.5	87.9	94.48	* 98	64.52 *		159.21	161.26
25	-16.23	-17.4	-114.5	87.9	94.48	* 98	64.52 *		159.21	161.26
26	-17.12	-14.0	-50.2	56.9	100.66	* 83	67.02 *		168.27	170.32
26	-17.12	-14.0	-50.2	56.7	100.66	* 83	67.02 *		168.27	170.32
27	-18.00	-10.5	-8.9	41.4	78.15	* 54	75.59 *		177.32	179.37
27	-18.00	-10.5	-8.9	41.2	163.23	* 65	51.01 *		177.32	179.37
28	-18.50	-8.5	0.0	0.2	106.57	* 40	67.93 *		184.50	184.50

Oplegreacties

Knoop Peil Kracht Moment

	[m]	[kN/Bm]	[kNm/Bm]
4	-1.00	-54.66	0.00
11	-5.00	694.02	-0.00
19	-11.40	459.87	0.00

Horizontale grondkracht op de damwand [kN/Bm] :

	Links	Rechts
Korrel	398.74	724.39
Water	886.30	1660.46
Totaal	1285.04	2384.85

Als passieve zijde wordt beschouwd : Links
 Maximale passieve korrelweerstand : 513.72 [kN/Bm]
 Gemobiliseerde passieve korrelweerstand : 398.74 [kN/Bm]
 Percentage gemobiliseerde weerstand : 77.6 [%]

Maxima over de alle bouwfases :

Verplaatsing : -31.6 [mm]
 Moment : 559.5 [kNm/Bm]
 Dwarskracht : -444.6 [kN/Bm]

 EINDE MSHEET UITVOERFILE

```

MM MM SSSSS HH HH EEEEE EEEEE TTTTT
MMM MMM SS HH HH EE EE T
MM MMM MM SSSSS HHHHHH EEEE EEEE T
MM M MM SS HH HH EE EE T
MM MM SSSSS HH HH EEEEE EEEEE T

```

```

Versie : 2.0
Update : 930331
Licentie : 0096
Bedrijf : ING.BURO LIEVENSE

```

```

Probleem titels : Damwand berekening toerit
                 ontgraven tot NAP -11.4 m stempel -1 m.
Datum : 1995-03-14
Tijd : 13:53:39

```

```

Naam uitvoerfile : TOERITBA.SHO
Naam invoerfile : TOERITBA.SHI
Naam dumpfile : TOERITBA.SHD

```

OVERZICHT VAN ALGEMENE INVOER GEGEVENS :

```

Aantal takken in veer karakteristiek : 1
Ontlastingsstak voor veer karakteristiek : Ja
Aantal bouwfasen : 3

```

Damwand gegevens :

```

Lengte : 18.00 [m]
Peil bovenkant : 0.00 [m]
Aantal stukken : 1

```

Stuk nr	[m] tov Peil	Stijfheid EI	W-breed.
	Van - Tot	[kNm2/Bm]	[m]
1	0.00 - -18.00	5.920E+0005	1.00

Gegevens grondsoort : KLEI1A

```

Volumieke massa droog : 16.00 [kN/m3]
nat : 16.00 [kN/m3]
Cohesie : 2.00 [kN/m2]
Wandrijving delta : 17.07 [graden]
Phi : 19.57 [graden]
Beddingskonstanten : Nr Boven Onder
                    [kN/m3] K[0] 2000.00 2000.00 Ontlastingsstak
                    K[1] 500.00 500.00

```

Gegevens grondsoort : VEEN2

```

Volumieke massa droog : 10.00 [kN/m3]
nat : 10.00 [kN/m3]
Cohesie : 2.00 [kN/m2]
Wandrijving delta : 17.07 [graden]
Phi : 19.57 [graden]
Beddingskonstanten : Nr Boven Onder
                    [kN/m3] K[0] 1000.00 1000.00 Ontlastingsstak
                    K[1] 250.00 250.00

```

Gegevens grondsoort : KLEI3

```

Volumieke massa droog : 17.00 [kN/m3]
nat : 17.00 [kN/m3]
Cohesie : 2.00 [kN/m2]
Wandrijving delta : 17.07 [graden]

```

```

Phi : 19.57 [graden]
Beddingskonstanten : Nr Boven Onder
                    [kN/m3] K[0] 2500.00 2500.00 Ontlastingsstak
                    K[1] 750.00 750.00

```

Gegevens grondsoort : ZAND5A

```

Volumieke massa droog : 17.00 [kN/m3]
nat : 18.00 [kN/m3]
Cohesie : 0.00 [kN/m2]
Wandrijving delta : 14.89 [graden]
Phi : 17.39 [graden]
Beddingskonstanten : Nr Boven Onder
                    [kN/m3] K[0] 10000.00 10000.00 Ontlastingsstak
                    K[1] 2500.00 2500.00

```

Gegevens grondsoort : ZAND5B

```

Volumieke massa droog : 17.00 [kN/m3]
nat : 19.50 [kN/m3]
Cohesie : 0.00 [kN/m2]
Wandrijving delta : 19.24 [graden]
Phi : 21.74 [graden]

```

```

Beddingskonstanten : Nr Boven Onder
                    [kN/m3] K[0] 10000.00 10000.00 Ontlastingsstak
                    K[1] 2500.00 2500.00

```

Gegevens grondsoort : ZAND

```

Volumieke massa droog : 17.00 [kN/m3]
nat : 20.00 [kN/m3]
Cohesie : 0.00 [kN/m2]
Wandrijving delta : 27.50 [graden]
Phi : 30.43 [graden]

```

```

Beddingskonstanten : Nr Boven Onder
                    [kN/m3] K[0] 40000.00 40000.00 Ontlastingsstak
                    K[1] 10000.00 10000.00

```

Gegevens grondsoort : AANVULZAND

```

Volumieke massa droog : 18.00 [kN/m3]
nat : 20.00 [kN/m3]
Cohesie : 0.00 [kN/m2]
Wandrijving delta : 27.50 [graden]
Phi : 33.91 [graden]

```

```

Beddingskonstanten : Nr Boven Onder
                    [kN/m3] K[0] 7500.00 15000.00 Ontlastingsstak
                    K[1] 2500.00 5000.00

```

De invoer is gecontroleerd en goed bevonden.

Aantal knopen op de damwand : 28

***** B O U W F A S E 1 : Uitvoer voor alle knopen ! *****

Overzicht ingevoerde gegevens voor bouwfase 1

Maaiveld LINKS : (Maaiveldnr. 4) Maaiveld RECHTS : (Maaiveldnr 3)

Punt nr.	X-coördinaat [m] tov DAMWAND	Y-coördinaat [m] tov. PEIL	Punt nr.	X-coördinaat [m] tov DAMWAND	Y-coördinaat [m] tov. PEIL
1	0.00	-1.50	1	0.00	0.00

Water Peil Links / Rechts : -2.00 / -0.50 [m]

Grondgegevens LINKS : (Grondtabel 1)

Laag nr	Grondsoort Naam	Peil bovenkant Grondlaag [m]	Wosp-B [kN/m2]	Wosp-O [kN/m2]
1	AANVULZAND	0.00	0.00	0.00
2	KLEI1A	-0.50	0.00	0.00
3	VEEN2	-2.60	0.00	0.00
4	KLEI3	-3.00	0.00	0.00
5	ZAND5B	-3.80	0.00	0.00
6	ZAND	-8.70	0.00	0.00
7	ZAND5A	-10.50	0.00	0.00
8	ZAND5B	-12.30	0.00	0.00
9	ZAND	-18.00	0.00	0.00

Grondgegevens RECHTS : (Grondtabel 5)

Laag nr	Grondsoort Naam	Peil bovenkant Grondlaag [m]	Wosp-B [kN/m2]	Wosp-O [kN/m2]
1	AANVULZAND	0.00	0.00	0.00
2	KLEI1A	-0.50	0.00	0.37
3	KLEI1A	-0.70	0.37	0.37
4	VEEN2	-2.60	0.37	0.37
5	KLEI3	-3.00	0.37	0.37
6	ZAND5B	-3.80	0.37	0.37
7	ZAND	-8.70	0.37	0.37
8	ZAND5A	-10.50	0.37	0.37
9	ZAND5B	-12.30	0.37	0.37
10	ZAND	-18.00	0.37	0.37

Gebruikte methode aan LINKER-zijde van de damwand : LAMBDA
 Gebruikte methode aan RECHTER-zijde van de damwand : LAMBDA

Gelijkmatig verdeelde bovenbelasting 1 op rechter maaiveld : 20.00 [kN/m2]

Resultaten van de berekening van bouwfase 1

Aantal iteraties : 4

Kn nr	Peil m	Verpl mm	Moment kNm/Bm	DwarsK kN/Bm	KorSpL Stat kN/m2 %	KorSpr Stat kN/m2 %	WatSpL kN/m2	WatSpr kN/m2
1	0.00	-25.5	-0.0	0.0	0.00	4.60 A	0.00	0.00
2	-0.50	-24.1	0.7	2.8	0.00	6.67 A	0.00	0.00
2	-0.50	-24.1	0.7	2.8	0.00	9.85 A	0.00	0.00
3	-0.70	-23.5	1.4	5.1	0.00	10.20 A	0.00	2.37
3	-0.70	-23.5	1.4	5.1	0.00	10.20 A	0.00	2.37
4	-1.00	-22.7	3.6	9.4	0.00	10.98 A	0.00	5.37
4	-1.00	-22.7	3.6	9.4	0.00	10.98 A	0.00	5.37
5	-1.50	-21.3	10.6	19.1	0.00	12.27 A	0.00	10.37
5	-1.50	-21.3	10.6	19.1	6.46 P	12.27 A	0.00	10.37
6	-2.00	-19.9	21.9	25.8	15.33 56	13.56 A	0.00	15.37
6	-2.00	-19.9	21.9	25.8	15.33 56	13.56 A	0.00	15.37
7	-2.60	-18.3	39.8	34.0	16.92 46	15.11 A	6.00	21.37
7	-2.60	-18.3	39.8	34.0	12.35 34	15.11 A	6.00	21.37
8	-3.00	-17.2	54.9	41.3	12.08 33	15.11 A	10.00	25.37
8	-3.00	-17.2	54.9	41.3	20.68 56	15.11 A	10.00	25.37
9	-3.80	-15.1	91.1	49.2	22.85 44	17.51 A	18.00	33.37
9	-3.80	-15.1	91.1	49.2	48.57 95	18.26 A	18.00	33.37
10	-4.62	-13.0	126.7	38.4	48.31 65	21.29 A	26.17	41.54
10	-4.62	-13.0	126.7	38.4	48.31 65	21.29 A	26.17	41.54
11	-5.43	-11.1	154.5	30.1	48.41 50	24.32 A	34.33	49.70
11	-5.43	-11.1	154.5	30.1	48.41 50	24.32 A	34.33	49.70
12	-6.25	-9.4	176.4	24.0	48.93 41	27.34 A	42.50	57.87

12	-6.25	-9.4	176.4	24.0	48.93	41	27.34	A	42.50	57.87
13	-7.07	-7.8	194.2	19.8	49.95	35	30.37	A	50.67	66.04
13	-7.07	-7.8	194.2	19.8	49.95	35	30.37	A	50.67	66.04
14	-7.88	-6.5	209.2	17.0	51.52	31	33.39	A	58.83	74.20
14	-7.88	-6.5	209.2	17.0	51.52	31	33.39	A	58.83	74.20
15	-8.70	-5.4	222.2	15.1	53.68	28	36.42	A	67.00	82.37
15	-8.70	-5.4	222.2	15.1	85.31	26	25.21	A	67.00	82.37
16	-9.55	-4.5	219.8	-19.8	80.75	22	27.51	A	75.50	90.87
16	-9.55	-4.5	219.8	-19.8	80.75	22	27.51	A	75.50	90.87
17	-10.40	-3.9	189.9	-50.0	78.85	19	29.80	A	84.00	99.37
17	-10.40	-3.9	189.9	-50.0	78.85	19	29.80	A	84.00	99.37
18	-10.50	-3.9	184.8	-53.4	78.79	19	30.07	A	85.00	100.37
18	-10.50	-3.9	184.8	-53.4	66.91	35	57.78		85.00	100.37
19	-11.10	-3.6	154.0	-49.2	69.60	35	61.82		91.00	106.37
19	-11.10	-3.6	154.0	-49.2	69.60	35	61.82		91.00	106.37
20	-11.70	-3.4	125.9	-44.3	72.52	34	65.61		97.00	112.37
20	-11.70	-3.4	125.9	-44.3	72.52	34	65.61		97.00	112.37
21	-12.30	-3.3	100.8	-39.1	75.63	34	69.22		103.00	118.37
21	-12.30	-3.3	100.8	-39.1	68.90	24	61.47		103.00	118.37
22	-13.11	-3.3	71.7	-32.5	73.68	24	66.44		111.14	126.51
22	-13.11	-3.3	71.7	-32.5	73.68	24	66.44		111.14	126.51
23	-13.93	-3.3	47.9	-25.9	78.66	24	71.20		119.29	134.66
23	-13.93	-3.3	47.9	-25.9	78.66	24	71.20		119.29	134.66
24	-14.74	-3.4	29.3	-19.7	83.77	24	75.84		127.43	142.80
24	-14.74	-3.4	29.3	-19.7	83.77	24	75.84		127.43	142.80
25	-15.56	-3.6	15.7	-13.8	88.97	24	80.38		135.57	150.94
25	-15.56	-3.6	15.7	-13.8	88.97	24	80.38		135.57	150.94
26	-16.37	-3.7	6.7	-8.6	94.21	24	84.89		143.71	159.08
26	-16.37	-3.7	6.7	-8.6	94.21	24	84.89		143.71	159.08
27	-17.19	-3.9	1.6	-4.0	99.48	24	89.37		151.86	167.23
27	-17.19	-3.9	1.6	-4.0	99.48	24	89.37		151.86	167.23
28	-18.00	-4.0	-0.0	-0.0	104.74	24	93.85		160.00	175.37

Maxima : -25.5 222.2 -53.4

Horizontale grondkracht op de damwand [kN/Bm] :

	Links	Rechts
Korrel	1048.56	790.73
Water	1280.00	1537.69
Totaal	2328.56	2328.42

Als passieve zijde wordt beschouwd : Links
 Maximale passieve korrelweerstand : 3784.03 [kN/Bm]
 Gemobiliseerde passieve korrelweerstand : 1048.56 [kN/Bm]
 Percentage gemobiliseerde weerstand : 27.7 [%]

 ***** B O U W F A S E 2 : Uitvoer voor alle knopen I *****

Overzicht ingevoerde gegevens voor bouwfase 2

Maaiveld LINKS : (Maaiveldnr. 2)			Maaiveld RECHTS : (Maaiveldnr. 3)		
Punt nr.	X-coördinaat [m] tov DAMWAND	Y-coördinaat [m] tov.PEIL	Punt nr.	X-coördinaat [m] tov DAMWAND	Y-coördinaat [m] tov.PEIL
1	0.00	-11.70	1	0.00	0.00

Water Peil Links / Rechts : -0.70 / -0.50 [m]

Grondgegevens LINKS : (Grondtabel 1)

Laag nr	Grondsoort Naam	Peil bovenkant Grondlaag [m]	Wosp-B [kN/m2]	Wosp-O [kN/m2]
1	AANVULZAND	0.00	0.00	0.00
2	KLEI1A	-0.50	0.00	0.00
3	VEEN2	-2.60	0.00	0.00
4	KLEI3	-3.00	0.00	0.00
5	ZAND5B	-3.80	0.00	0.00
6	ZAND	-8.70	0.00	0.00
7	ZAND5A	-10.50	0.00	0.00
8	ZAND5B	-12.30	0.00	0.00
9	ZAND	-18.00	0.00	0.00

Grondgegevens RECHTS : (Grondtabel 4)

Laag nr	Grondsoort Naam	Peil bovenkant Grondlaag [m]	Wosp-B [kN/m2]	Wosp-O [kN/m2]
1	AANVULZAND	0.00	0.00	0.00
2	KLEI1A	-0.50	0.00	0.05
3	KLEI1A	-0.70	0.05	0.05
4	VEEN2	-2.60	0.05	0.05
5	KLEI3	-3.00	0.05	0.05
6	ZAND5B	-3.80	0.05	0.05
7	ZAND	-8.70	0.05	0.05
8	ZAND5A	-10.50	0.05	0.05
9	ZAND5B	-12.30	0.05	0.05
10	ZAND	-18.00	0.05	0.05

Gebruikte methode aan LINKER-zijde van de damwand : LAMBDA
 Gebruikte methode aan RECHTER-zijde van de damwand : LAMBDA

Star staunpunt 1 op -1.00 [m] tov Peil.
 Verhinderend van Translatie.

Gelijkmatig verdeelde bovenbelasting 1 op rechter maaiveld : 20.00 [kN/m2]

Resultaten van de berekening van bouwfase 2

Aantal iteratiës : 7

Kn nr	Peil m	Verpl mm	Moment kNm/Bm	DwarsK kN/Bm	KorSpL Stat		KorSpR Stat		WatSpL kN/m2	WatSpR kN/m2
					kN/m2	%	kN/m2	%		
1	0.00	-14.9	-0.0	0.0	0.00		33.85	26	0.00	0.00
2	-0.50	-18.8	4.6	18.8	0.00		37.18	20	0.00	0.00
2	-0.50	-18.8	4.6	18.9	0.00		19.68	24	0.00	0.00
3	-0.70	-20.4	8.8	22.8	0.00		16.77	*	0.00	2.05
3	-0.70	-20.4	8.8	22.8	0.00		16.77	*	0.00	2.05
4	-1.00	-22.7	16.4	27.6	0.00		11.19	*	3.00	5.05
4	-1.00	-22.7	16.4	-199.4	0.00		11.19	*	3.00	5.05
5	-1.50	-26.6	-81.6	-192.5	0.00		12.41	A	8.00	10.05
5	-1.50	-26.6	-81.6	-192.5	0.00		12.41	A	8.00	10.05
6	-2.00	-30.5	-175.9	-184.9	0.00		13.70	A	13.00	15.05
6	-2.00	-30.5	-175.9	-184.9	0.00		13.70	A	13.00	15.05
7	-2.60	-35.0	-284.0	-175.0	0.00		15.24	A	19.00	21.05
7	-2.60	-35.0	-284.0	-175.0	0.00		15.24	A	19.00	21.05
8	-3.00	-38.0	-352.6	-168.1	0.00		15.24	A	23.00	25.05
8	-3.00	-38.0	-352.6	-168.1	0.00		15.24	A	23.00	25.05
9	-3.80	-43.5	-481.2	-153.3	0.00		17.65	A	31.00	33.05
9	-3.80	-43.5	-481.2	-153.3	0.00		18.39	A	31.00	33.05
10	-4.62	-48.7	-599.3	-135.4	0.00		21.41	A	39.17	41.22
10	-4.62	-48.7	-599.3	-135.4	0.00		21.41	A	39.17	41.22
11	-5.43	-53.1	-701.7	-115.0	0.00		24.44	A	47.33	49.38
11	-5.43	-53.1	-701.7	-115.0	0.00		24.44	A	47.33	49.38
12	-6.25	-56.8	-786.4	-92.1	0.00		27.47	A	55.50	57.55
12	-6.25	-56.8	-786.4	-92.1	0.00		27.47	A	55.50	57.55

13	-7.07	-59.6	-851.4	-66.7	0.00				30.49	A	63.67	65.72
13	-7.07	-59.6	-851.4	-66.7	0.00				30.49	A	63.67	65.72
14	-7.88	-61.5	-894.7	-38.9	0.00				33.52	A	71.83	73.88
14	-7.88	-61.5	-894.7	-38.9	0.00				33.52	A	71.83	73.88
15	-8.70	-62.3	-914.3	-8.6	0.00				36.54	A	80.00	82.05
15	-8.70	-62.3	-914.3	-8.6	0.00				25.30	A	80.00	82.05
16	-9.55	-62.1	-911.5	15.6	0.00				27.59	A	88.50	90.55
16	-9.55	-62.1	-911.5	15.6	0.00				27.59	A	88.50	90.55
17	-10.40	-60.8	-887.3	41.8	0.00				29.89	A	97.00	99.05
17	-10.40	-60.8	-887.3	41.8	0.00				29.89	A	97.00	99.05
18	-10.50	-60.5	-882.9	45.0	0.00				30.16	A	98.00	100.05
18	-10.50	-60.5	-882.9	45.0	0.00				53.62	A	98.00	100.05
19	-11.10	-58.8	-845.8	79.1	0.00				55.92	A	104.00	106.05
19	-11.10	-58.8	-845.8	79.1	0.00				55.92	A	104.00	106.05
20	-11.70	-56.7	-787.8	114.5	0.00				58.22	A	110.00	112.05
20	-11.70	-56.7	-787.8	114.5	0.00	P			58.22	A	110.00	112.05
21	-12.30	-54.0	-708.7	148.1	11.09	P			60.53	A	116.00	118.05
21	-12.30	-54.0	-708.7	148.1	14.21	P			49.18	A	116.00	118.05
22	-13.11	-49.7	-578.0	170.2	37.11	P			52.20	A	124.14	126.19
22	-13.11	-49.7	-578.0	170.2	37.11	P			52.20	A	124.14	126.19
23	-13.93	-44.7	-436.0	176.1	60.00	P			55.21	A	132.29	134.34
23	-13.93	-44.7	-436.0	176.1	60.00	P			55.21	A	132.29	134.34
24	-14.74	-39.3	-295.7	165.7	82.90	P			58.23	A	140.43	142.48
24	-14.74	-39.3	-295.7	165.7	82.90	P			58.23	A	140.43	142.48
25	-15.56	-33.5	-170.5	139.2	105.80	P			61.25	A	148.57	150.62
25	-15.56	-33.5	-170.5	139.2	105.80	P			61.25	A	148.57	150.62
26	-16.37	-27.6	-73.6	96.4	128.70	P			64.26	A	156.71	158.76
26	-16.37	-27.6	-73.6	96.4	128.70	P			64.26	A	156.71	158.76
27	-17.19	-21.5	-16.9	43.5	129.19	85			67.28	A	164.86	166.91
27	-17.19	-21.5	-17.0	43.4	129.19	85			67.28	A	164.86	166.91
28	-18.00	-15.4	0.0	0.1	118.88	68			70.30	A	173.00	175.05

Maxima : -62.3 -914.3 -199.4

Oplegreacties

Knoop	Peil [m]	Kracht [kN/Bm]	Moment [kNm/Bm]
4	-1.00	226.91	0.00

Horizontale grondkracht op de damwand [kN/Bm] :

	Links	Rechts
Korrel	503.07	694.79
Water	1496.45	1532.12
Totaal	1999.52	2226.91

Als passieve zijde wordt beschouwd : Links
 Maximale passieve korrelweerstand : 541.12 [kN/Bm]
 Gemobiliseerde passieve korrelweerstand : 503.07 [kN/Bm]
 Percentage gemobiliseerde weerstand : 93.0 [%]
 Positie enkelvoudige ondersteuning op : -1.00 [m] tov Peil.
 Maximale passieve moment : -8080.32 [kNm/Bm]
 Gemobiliseerde passieve moment : -7451.04 [kNm/Bm]
 Percentage gemobiliseerde moment : 92.2 [%]

***** BOUWFASE 3 : Uitvoer voor alle knopen ! *****

Overzicht ingevoerde gegevens voor bouwfase 3

Maaiveld LINKS : (Maaiveldnr. 2) Maaiveld RECHTS : (Maaiveldnr 3)

Punt	X-coördinaat	Y-coördinaat	Punt	X-coördinaat	Y-coördinaat
nr.	[m] tov DAMWAND	[m] tov.PEIL	nr.	[m] tov DAMWAND	[m] tov.PEIL
1	0.00	-11.70	1	0.00	0.00

Water Peil Links / Rechts : -11.70 / -0.50 [m]

Grondgegevens LINKS : (Grondtabel 2)

Laag nr	Grondsoort Naam	Peil bovenkant Grondlaag [m]	Wosp-B [kN/m2]	Wosp-O [kN/m2]
1	AANVULZAND	0.00	0.00	0.00
2	KLEI1A	-0.50	0.00	0.00
3	VEEN2	-2.60	0.00	0.00
4	KLEI3	-3.00	0.00	0.00
5	ZAND5B	-3.80	0.00	0.00
6	ZAND	-8.70	0.00	0.00
7	ZAND5A	-10.50	0.00	0.00
8	ZAND5A	-11.70	112.75	112.90
9	ZAND5B	-12.30	112.90	114.33
10	ZAND	-18.00	114.33	114.38

Grondgegevens RECHTS : (Grondtabel 3)

Laag nr	Grondsoort Naam	Peil bovenkant Grondlaag [m]	Wosp-B [kN/m2]	Wosp-O [kN/m2]
1	AANVULZAND	0.00	0.00	0.00
2	KLEI1A	-0.50	0.00	0.52
3	VEEN2	-2.60	0.52	0.62
4	KLEI3	-3.00	0.62	0.82
5	ZAND5B	-3.80	0.82	2.05
6	ZAND	-8.70	2.05	2.50
7	ZAND5A	-10.50	2.50	2.95
8	ZAND5B	-12.30	2.95	4.37
9	ZAND	-18.00	4.37	4.50

Gebruikte methode aan LINKER-zijde van de damwand : LAMBDA
Gebruikte methode aan RECHTER-zijde van de damwand : LAMBDA

Star steunpunt 1 op -1.00 [m] tov Peil.
Verhinderend van Translatie.

Star steunpunt 2 op -10.40 [m] tov Peil.
Verhinderend van Translatie.

Gelijkmatig verdeelde bovenbelasting 1 op rechter maaiveld : 20.00 [kN/m2]
Gelijkmatig verdeelde bovenbelasting 2 op linker maaiveld : 112.75 [kN/m2]

Resultaten van de berekening van bouwphase 3

Aantal iteraties : 3

Kn nr	Peil m	Verpl mm	Moment kNm/Bm	DwarsK kN/Bm	KorSpL Stat kN/m2 %	KorSpR Stat kN/m2 %	WatSpL kN/m2	WatSpR kN/m2
1	0.00	-13.2	-0.0	0.0	0.00	38.07 30	0.00	0.00
2	-0.50	-18.0	5.2	21.1	0.00	41.40 22	0.00	0.00
2	-0.50	-18.0	5.2	21.1	0.00	20.10 24	0.00	0.00
3	-0.70	-19.9	9.9	25.2	0.00	17.78 *	0.00	2.05
3	-0.70	-19.9	9.9	25.2	0.00	17.78 *	0.00	2.05
4	-1.00	-22.7	18.3	30.6	0.00	11.14 *	0.00	5.12
4	-1.00	-22.7	18.3	-319.8	0.00	11.14 *	0.00	5.12

5	-1.50	-27.4	-139.3	-310.1	0.00	12.32 A	0.00	10.25
5	-1.50	-27.4	-139.3	-310.1	0.00	12.32 A	0.00	10.25
6	-2.00	-32.1	-291.3	-297.2	0.00	13.56 A	0.00	15.37
6	-2.00	-32.1	-291.3	-297.2	0.00	13.56 A	0.00	15.37
7	-2.60	-37.6	-464.0	-277.6	0.00	15.04 A	0.00	21.52
7	-2.60	-37.6	-464.0	-277.6	0.00	15.04 A	0.00	21.52
8	-3.00	-41.1	-571.9	-262.1	0.00	15.00 A	0.00	25.62
8	-3.00	-41.1	-571.9	-262.1	0.00	15.00 A	0.00	25.62
9	-3.80	-47.6	-767.5	-225.4	0.00	17.32 A	0.00	33.82
9	-3.80	-47.6	-767.5	-225.4	0.00	17.32 A	0.00	33.82
10	-4.62	-53.3	-933.1	-178.4	0.00	18.09 A	0.00	33.82
10	-4.62	-53.3	-933.1	-178.4	0.00	21.03 A	0.00	42.19
10	-4.62	-53.3	-933.1	-178.4	0.00	21.03 A	0.00	42.19
11	-5.43	-58.0	-1056.4	-122.2	0.00	23.98 A	0.00	50.56
11	-5.43	-58.0	-1056.4	-122.2	0.00	23.98 A	0.00	50.56
12	-6.25	-61.6	-1130.1	-56.7	0.00	26.93 A	0.00	58.93
12	-6.25	-61.6	-1130.1	-56.7	0.00	26.93 A	0.00	58.93
13	-7.07	-63.8	-1146.5	18.1	0.00	29.87 A	0.00	67.31
13	-7.07	-63.8	-1146.5	18.1	0.00	29.87 A	0.00	67.31
14	-7.88	-64.8	-1098.0	102.1	0.00	32.82 A	0.00	75.68
14	-7.88	-64.8	-1098.0	102.1	0.00	32.82 A	0.00	75.68
15	-8.70	-64.5	-977.2	195.3	0.00	35.76 A	0.00	84.05
15	-8.70	-64.5	-977.2	195.3	0.00	35.76 A	0.00	84.05
16	-9.55	-63.1	-770.6	292.4	0.00	27.00 A	0.00	92.76
16	-9.55	-63.1	-770.6	292.4	0.00	27.00 A	0.00	92.76
17	-10.40	-60.8	-477.4	398.9	0.00	29.23 A	0.00	101.47
17	-10.40	-60.8	-477.4	-183.7	0.00	29.23 A	0.00	101.47
18	-10.50	-60.4	-495.1	-170.4	0.00	33.28 *	0.00	102.50
18	-10.50	-60.4	-495.1	-170.4	0.00	53.39 *	0.00	102.50
19	-11.10	-58.3	-568.5	-73.0	0.00	60.04 *	0.00	108.65
19	-11.10	-58.3	-568.5	-72.9	0.00	60.04 *	0.00	108.65
20	-11.70	-55.8	-581.3	31.7	0.00	64.99 *	0.00	114.80
20	-11.70	-55.8	-581.3	31.7	0.00	64.99 *	0.00	114.80
21	-12.30	-53.0	-550.1	72.4	0.00 A	64.99 *	112.75	114.80
21	-12.30	-53.0	-550.1	72.4	2.23 A	68.67 *	118.90	120.95
21	-12.30	-53.0	-550.1	72.4	4.23 * 31	57.58 *	118.90	120.95
22	-13.11	-48.7	-474.7	110.3	26.05 * 72	60.99 *	127.25	129.30
22	-13.11	-48.7	-474.7	110.4	26.05 * 72	60.99 *	127.25	129.30
23	-13.93	-43.8	-374.8	132.1	49.04 * 84	63.23 *	135.59	137.64
23	-13.93	-43.8	-374.8	132.2	49.04 * 84	63.23 *	135.59	137.64
24	-14.74	-38.5	-264.2	136.4	72.74 * 90	64.77 *	143.94	145.99
24	-14.74	-38.5	-264.2	136.4	72.74 * 90	64.77 *	143.94	145.99
25	-15.56	-32.9	-157.6	122.3	96.79 * 94	65.95 *	152.29	154.33
25	-15.56	-32.9	-157.6	122.3	96.79 * 94	65.95 *	152.29	154.33
26	-16.37	-27.1	-70.1	89.4	121.00 * 97	66.97 *	160.64	162.68
26	-16.37	-27.1	-70.1	89.2	121.00 * 97	66.97 *	160.64	162.68
27	-17.19	-21.3	-16.5	42.0	126.05 * 85	67.95 *	168.98	171.02
27	-17.19	-21.3	-16.5	41.9	126.05 * 85	67.95 *	168.98	171.02
28	-18.00	-15.4	0.0	0.1	117.58 * 69	68.92 *	177.33	179.37

Oplegreacties

Knoop	Peil [m]	Kracht [kN/Bm]	Moment [kNm/Bm]
4	-1.00	350.39	0.00
17	-10.40	582.65	0.00

Horizontale grondkracht op de damwand [kN/Bm] :

	Links	Rechts
Korrel	453.61	731.13
Water	913.75	1569.49
Totaal	1367.36	2300.62

Als passieve zijde wordt beschouwd : Links

Maximale passieve korrelweerstand : 526.42 [kN/Bm]
Gemobiliseerde passieve korrelweerstand : 453.61 [kN/Bm]
Percentage gemobiliseerde weerstand : 86.2 [%]

Maxima over de alle bouwfasen :

Verplaatsing : -64.8 [mm]
Moment : -1146.5 [kNm/Bm]
Dwarskracht : 398.9 [kN/Bm]

=====

EINDE MSHEET UITVOERFILE

=====

Ontvang A

```

MM      MM      SSSSSS  HH  HH  EEEEE  EEEEE  TTTTTT
MMM     MMM     SS      HH  HH  EE      EE      T
MM MM   MM MM   SSSSS  HHHHHH  EEEE   EEEE   T
MM M    MM      SS     HH  HH  EE      EE      T
MM      MM      SSSSSS  HH  HH  EEEEE  EEEEE  T
  
```

Versie : 2.0
 Update : 930331
 Licentie : 0096
 Bedrijf : ING.BURO LIEVENSE

Probleem titels : Damwand berekening Ontvangstschacht
 ontgraven tot NAP -18.3 m stempel -1 m.
 Datum : 1995-04-18
 Tijd : 16:04:33

Naam uitvoerfile : N:\USR\BB\MSHEET\ONTVANGA.SHO
 Naam invoerfile : N:\USR\BB\MSHEET\ONTVANGA.SHI
 Naam dumpfile : N:\USR\BB\MSHEET\ONTVANGA.SHD

OVERZICHT VAN ALGEMENE INVOER GEGEVENS :

Aantal takken in veer karakteristiek : 1
 Ontlastingsstak voor veer karakteristiek : Ja
 Aantal bouwfasen : 3

Damwand gegevens :

Lengte : 24.50 [m]
 Peil bovenkant : 0.00 [m]
 Aantal stukken : 1

Stuk nr	[m] tov Peil Van - Tot	Stijfheid EI [kNm ² /Bm]	W-breed. [m]
1	0.00 - -24.50	1.800E+0006	1.00

Gegevens grondsoort : KLEI1A

Volumieke massa droog : 16.00 [kN/m³] Lambda actief : 0.43
 nat : 16.00 [kN/m³] Lambda neutraal : 0.67
 Cohesie : 2.00 [kN/m²] Lambda passief : 2.61
 Wandwrijving delta : 17.07 [graden]
 Phi : 19.57 [graden]
 Beddingskonstanten : Nr Boven Onder
 [kN/m³] K[0] 2000.00 2000.00 Ontlastingsstak
 K[1] 500.00 500.00

Gegevens grondsoort : VEEN2

Volumieke massa droog : 10.00 [kN/m³] Lambda actief : 0.43
 nat : 10.00 [kN/m³] Lambda neutraal : 0.67
 Cohesie : 2.00 [kN/m²] Lambda passief : 2.61
 Wandwrijving delta : 17.07 [graden]
 Phi : 19.57 [graden]
 Beddingskonstanten : Nr Boven Onder
 [kN/m³] K[0] 1000.00 1000.00 Ontlastingsstak
 K[1] 250.00 250.00

Gegevens grondsoort : KLEI3

Volumieke massa droog : 17.00 [kN/m³] Lambda actief : 0.43
 nat : 17.00 [kN/m³] Lambda neutraal : 0.67
 Cohesie : 2.00 [kN/m²] Lambda passief : 2.61
 Wandwrijving delta : 17.07 [graden]

Phi : 19.57 [graden]
 Beddingskonstanten : Nr Boven Onder
 [kN/m³] K[0] 2500.00 2500.00 Ontlastingsstak
 K[1] 750.00 750.00

Gegevens grondsoort : ZAND5A

Volumieke massa droog : 17.00 [kN/m³] Lambda actief : 0.48
 nat : 18.00 [kN/m³] Lambda neutraal : 0.70
 Cohesie : 0.00 [kN/m²] Lambda passief : 2.31
 Wandwrijving delta : 14.89 [graden]
 Phi : 17.39 [graden]
 Beddingskonstanten : Nr Boven Onder
 [kN/m³] K[0] 10000.00 10000.00 Ontlastingsstak
 K[1] 2500.00 2500.00

Gegevens grondsoort : ZAND5B

Volumieke massa droog : 17.00 [kN/m³] Lambda actief : 0.39
 nat : 19.50 [kN/m³] Lambda neutraal : 0.63
 Cohesie : 0.00 [kN/m²] Lambda passief : 2.96
 Wandwrijving delta : 19.24 [graden]
 Phi : 21.74 [graden]
 Beddingskonstanten : Nr Boven Onder
 [kN/m³] K[0] 10000.00 10000.00 Ontlastingsstak
 K[1] 2500.00 2500.00

Gegevens grondsoort : ZAND

Volumieke massa droog : 17.00 [kN/m³] Lambda actief : 0.27
 nat : 20.00 [kN/m³] Lambda neutraal : 0.49
 Cohesie : 0.00 [kN/m²] Lambda passief : 5.12
 Wandwrijving delta : 27.50 [graden]
 Phi : 30.43 [graden]
 Beddingskonstanten : Nr Boven Onder
 [kN/m³] K[0] 40000.00 40000.00 Ontlastingsstak
 K[1] 10000.00 10000.00

Gegevens grondsoort : AANVULZAND

Volumieke massa droog : 18.00 [kN/m³] Lambda actief : 0.23
 nat : 20.00 [kN/m³] Lambda neutraal : 0.44
 Cohesie : 0.00 [kN/m²] Lambda passief : 6.40
 Wandwrijving delta : 27.50 [graden]
 Phi : 33.91 [graden]
 Beddingskonstanten : Nr Boven Onder
 [kN/m³] K[0] 7500.00 15000.00 Ontlastingsstak
 K[1] 2500.00 5000.00

De invoer is gecontroleerd en goed bevonden.
 Aantal knopen op de damwand : 29

***** B O U W F A S E 1 : Uitvoer voor alle knopen ! *****

Overzicht ingevoerde gegevens voor bouw fase 1

Maaiveld LINKS : (Maaiveldnr. 4) Maaiveld RECHTS : (Maaiveldnr 3)

Punt nr.	X-coördinaat [m] tov DAMWAND	Y-coördinaat [m] tov. PEIL	Punt nr.	X-coördinaat [m] tov DAMWAND	Y-coördinaat [m] tov. PEIL
1	0.00	-1.50	1	0.00	0.00

10	-5.02	-10.6	156.6	44.9	44.70	52	22.80	A	30.25	45.62
11	-6.25	-9.0	207.0	37.7	47.88	40	27.34	A	42.50	57.87
11	-6.25	-9.0	207.0	37.7	47.88	40	27.34	A	42.50	57.87
12	-7.47	-7.5	249.6	32.0	51.49	33	31.88	A	54.75	70.12
12	-7.47	-7.5	249.6	32.0	51.49	33	31.88	A	54.75	70.12
13	-8.70	-6.2	285.7	27.1	55.62	29	36.42	A	67.00	82.37
13	-8.70	-6.2	285.7	27.1	55.62	29	36.42	A	67.00	82.37
14	-9.60	-5.4	289.8	-17.3	89.54	24	27.64	A	76.00	91.37
14	-9.60	-5.4	289.8	-17.3	89.54	24	27.64	A	76.00	91.37
15	-10.50	-4.7	256.0	-57.0	87.32	21	30.07	A	85.00	100.37
15	-10.50	-4.7	256.0	-57.0	87.32	21	30.07	A	85.00	100.37
16	-11.40	-4.2	205.9	-54.0	72.71	35	62.06		94.00	109.37
16	-11.40	-4.2	205.9	-54.0	72.71	35	62.06		94.00	109.37
17	-12.30	-3.7	159.5	-48.7	76.61	34	68.24		103.00	118.37
17	-12.30	-3.7	159.5	-48.7	76.61	34	68.24		103.00	118.37
18	-13.30	-3.3	114.2	-41.6	74.81	24	67.53		113.00	128.37
18	-13.30	-3.3	114.2	-41.6	74.81	24	67.53		113.00	128.37
19	-14.30	-2.9	77.0	-32.6	79.89	23	74.41		123.00	138.37
19	-14.30	-2.9	77.0	-32.6	79.89	23	74.41		123.00	138.37
20	-15.30	-2.6	49.6	-21.9	85.09	23	81.19		133.00	148.37
20	-15.30	-2.6	49.6	-21.9	85.09	23	81.19		133.00	148.37
21	-16.30	-2.3	33.7	-9.7	90.35	23	87.89		143.00	158.37
21	-16.30	-2.3	33.7	-9.7	90.35	23	87.89		143.00	158.37
22	-17.30	-2.1	30.7	3.9	95.67	22	94.55		153.00	168.37
22	-17.30	-2.1	30.7	3.9	95.67	22	94.55		153.00	168.37
23	-18.00	-1.9	37.0	14.2	99.41	22	99.18		160.00	175.37
23	-18.00	-1.9	37.0	14.2	99.41	22	99.18		160.00	175.37
24	-18.60	-1.7	42.9	5.9	94.04	12	66.30		166.00	181.37
24	-18.60	-1.7	42.9	5.9	94.04	12	66.30		166.00	181.37
25	-19.78	-1.5	42.5	-5.6	97.24	11	74.67		177.80	193.17
25	-19.78	-1.5	42.5	-5.6	97.24	11	74.67		177.80	193.17
26	-20.96	-1.3	32.0	-11.3	100.76	11	82.72		189.60	204.97
26	-20.96	-1.3	32.0	-11.3	100.76	11	82.72		189.60	204.97
27	-22.14	-1.1	17.7	-12.1	104.52	11	90.52		201.40	216.77
27	-22.14	-1.1	17.7	-12.1	104.52	11	90.52		201.40	216.77
28	-23.32	-0.9	5.3	-8.2	108.42	10	98.18		213.20	228.57
28	-23.32	-0.9	5.3	-8.2	108.42	10	98.18		213.20	228.57
29	-24.50	-0.7	-0.0	-0.0	112.36	10	105.80		225.00	240.37
Maxima :	-18.3	289.8	-57.0							

Horizontale grondkracht op de damwand [kN/Bm] :		
	Links	Rechts
Korrel :	1705.80	1348.18
Water :	2531.25	2888.84
Totaal :	4237.05	4237.02

Als passieve zijde wordt beschouwd : Links
 Maximale passieve korrelweerstand : 9867.61 [kN/Bm]
 Gemobiliseerde passieve korrelweerstand : 1705.80 [kN/Bm]
 Percentage gemobiliseerde weerstand : 17.3 [%]

***** B O U W F A S E 2 : Uitvoer voor alle knopen ! *****

Overzicht ingevoerde gegevens voor bouwfase 2

Maaiveld LINKS : (Maaiveldnr. 2)			Maaiveld RECHTS : (Maaiveldnr. 3)		
Punt	X-coördinaat	Y-coördinaat	Punt	X-coördinaat	Y-coördinaat
nr.	[m] tov DAMWAND	[m] tov.PEIL	nr.	[m] tov DAMWAND	[m] tov.PEIL

Water Peil Links / Rechts : -2.00 / -0.50 [m]

Grondgegevens LINKS : (Grondtabel 1)

Laag nr	Grondsoort Naam	Peil bovenkant Grondlaag [m]	Wosp-B [kN/m2]	Wosp-O [kN/m2]
1	AANVULZAND	0.00	0.00	0.00
2	KLEI1A	-0.50	0.00	0.00
3	VEEN2	-2.60	0.00	0.00
4	KLEI3	-3.00	0.00	0.00
5	ZAND5B	-3.80	0.00	0.00
6	ZAND	-8.70	0.00	0.00
7	ZAND5A	-10.50	0.00	0.00
8	ZAND5B	-12.30	0.00	0.00
9	ZAND	-18.00	0.00	0.00

Grondgegevens RECHTS : (Grondtabel 5)

Laag nr	Grondsoort Naam	Peil bovenkant Grondlaag [m]	Wosp-B [kN/m2]	Wosp-O [kN/m2]
1	AANVULZAND	0.00	0.00	0.00
2	KLEI1A	-0.50	0.00	0.37
3	KLEI1A	-0.70	0.37	0.37
4	VEEN2	-2.60	0.37	0.37
5	KLEI3	-3.00	0.37	0.37
6	ZAND5B	-3.80	0.37	0.37
7	ZAND	-8.70	0.37	0.37
8	ZAND5A	-10.50	0.37	0.37
9	ZAND5B	-12.30	0.37	0.37
10	ZAND	-18.00	0.37	0.37

Waarschuwing : Aan de onderkant van de damwand (RECHTER-zijde) is de waterover(onder)spanning gelijk aan 0.37

Gebruikte methode aan LINKER-zijde van de damwand : LAMBDA
 Gebruikte methode aan RECHTER-zijde van de damwand : LAMBDA

Gelijkmatig verdeelde bovenbelasting 1 op rechter maaiveld : 20.00 [kN/m2]

Resultaten van de berekening van bouwfase 1

Aantal iteraties : 4

Kn nr	Peil m	Verpl mm	Moment kNm/Bm	DwarsK kN/Bm	KorSpL kN/m2	Stat %	KorSpr kN/m2	Stat %	WatSpL kN/m2	WatSpr kN/m2
1	0.00	-18.3	0.0	-0.0	0.00		4.60	A	0.00	0.00
2	-0.50	-17.5	0.7	2.8	0.00		6.67	A	0.00	0.00
2	-0.50	-17.5	0.7	2.8	0.00		9.85	A	0.00	0.00
3	-0.70	-17.2	1.4	5.1	0.00		10.20	A	0.00	2.37
3	-0.70	-17.2	1.4	5.1	0.00		10.20	A	0.00	2.37
4	-1.00	-16.7	3.6	9.4	0.00		10.98	A	0.00	5.37
4	-1.00	-16.7	3.6	9.4	0.00		10.98	A	0.00	5.37
5	-1.50	-15.9	10.6	19.1	0.00		12.27	A	0.00	10.37
5	-1.50	-15.9	10.6	19.1	6.46	P	12.27	A	0.00	10.37
6	-2.00	-15.2	22.1	26.9	12.94	47	13.56	A	0.00	15.37
6	-2.00	-15.2	22.1	26.9	12.94	47	13.56	A	0.00	15.37
7	-2.60	-14.2	41.1	36.4	14.89	41	15.11	A	6.00	21.37
7	-2.60	-14.2	41.1	36.4	11.33	31	15.11	A	6.00	21.37
8	-3.00	-13.6	57.1	44.0	11.18	30	15.11	A	10.00	25.37
8	-3.00	-13.6	57.1	44.0	17.99	49	15.11	A	10.00	25.37
9	-3.80	-12.4	96.3	53.9	20.83	41	17.51	A	18.00	33.37
9	-3.80	-12.4	96.3	53.9	41.85	82	18.26	A	18.00	33.37
10	-5.02	-10.6	156.6	44.9	44.70	52	22.80	A	30.25	45.62

1 0.00 -18.60 1 0.00 0.00

Water Peil Links / Rechts : -0.70 / -0.50 [m]

Grondgegevens LINKS : (Grondtabel 1)

Laag nr	Grondsoort Naam	Peil bovenkant Grondlaag [m]	Wosp-B [kN/m ²]	Wosp-O [kN/m ²]
1	AANVULZAND	0.00	0.00	0.00
2	KLEI1A	-0.50	0.00	0.00
3	VEEN2	-2.60	0.00	0.00
4	KLEI3	-3.00	0.00	0.00
5	ZAND5B	-3.80	0.00	0.00
6	ZAND	-8.70	0.00	0.00
7	ZAND5A	-10.50	0.00	0.00
8	ZAND5B	-12.30	0.00	0.00
9	ZAND	-18.00	0.00	0.00

Grondgegevens RECHTS : (Grondtabel 4)

Laag nr	Grondsoort Naam	Peil bovenkant Grondlaag [m]	Wosp-B [kN/m ²]	Wosp-O [kN/m ²]
1	AANVULZAND	0.00	0.00	0.00
2	KLEI1A	-0.50	0.00	0.05
3	KLEI1A	-0.70	0.05	0.05
4	VEEN2	-2.60	0.05	0.05
5	KLEI3	-3.00	0.05	0.05
6	ZAND5B	-3.80	0.05	0.05
7	ZAND	-8.70	0.05	0.05
8	ZAND5A	-10.50	0.05	0.05
9	ZAND5B	-12.30	0.05	0.05
10	ZAND	-18.00	0.05	0.05

Waarschuwing : Aan de onderkant van de damwand (RECHTER-zijde) is de waterover(onder)spanning gelijk aan 0.05

Gebruikte methode aan LINKER-zijde van de damwand : LAMBDA
Gebruikte methode aan RECHTER-zijde van de damwand : LAMBDA

Star steunpunt 1 op -1.00 [m] tov Peil.
Verhinderend van Translatie.

Gelijkmatig verdeelde bovenbelasting 1 op rechter maaiveld : 20.00 [kN/m²]

Resultaten van de berekening van bouwfase 2

Aantal iteraties : 6

Kn nr	Peil m	Verpl mm	Moment kNm/Bm	DwarsK kN/Bm	KorSpL Stat		KorSpR Stat		WatSpL WatSpR	
					kN/m ²	%	kN/m ²	%	kN/m ²	kN/m ²
1	0.00	-7.0	-0.0	0.0	0.00		35.53	28	0.00	0.00
2	-0.50	-11.9	4.9	19.7	0.00		38.86	21	0.00	0.00
2	-0.50	-11.9	4.9	19.8	0.00		19.85	24	0.00	0.00
3	-0.70	-13.8	9.2	23.8	0.00		17.17	*	0.00	2.05
3	-0.70	-13.8	9.2	23.8	0.00		17.17	*	0.00	2.05
4	-1.00	-16.7	17.1	28.6	0.00		11.19	*	3.00	5.05
4	-1.00	-16.7	17.1	-365.0	0.00		11.19	*	3.00	5.05
5	-1.50	-21.6	-163.7	-358.1	0.00		12.41	A	8.00	10.05
5	-1.50	-21.6	-163.7	-358.1	0.00		12.41	A	8.00	10.05
6	-2.00	-26.4	-340.9	-350.6	0.00		13.70	A	13.00	15.05
6	-2.00	-26.4	-340.9	-350.6	0.00		13.70	A	13.00	15.05
7	-2.60	-32.1	-548.3	-340.6	0.00		15.24	A	19.00	21.05
7	-2.60	-32.1	-548.3	-340.6	0.00		15.24	A	19.00	21.05

8	-3.00	-35.9	-683.2	-333.7	0.00		15.24	A	23.00	25.05
8	-3.00	-35.9	-683.2	-333.7	0.00		15.24	A	23.00	25.05
9	-3.80	-43.2	-944.3	-318.9	0.00		17.65	A	31.00	33.05
9	-3.80	-43.2	-944.3	-318.9	0.00		18.39	A	31.00	33.05
10	-5.02	-53.7	-1318.6	-291.1	0.00		22.93	A	43.25	45.30
10	-5.02	-53.7	-1318.6	-291.1	0.00		22.93	A	43.25	45.30
11	-6.25	-63.1	-1655.3	-257.7	0.00		27.47	A	55.50	57.55
11	-6.25	-63.1	-1655.3	-257.7	0.00		27.47	A	55.50	57.55
12	-7.47	-71.2	-1947.7	-218.8	0.00		32.00	A	67.75	69.80
12	-7.47	-71.2	-1947.7	-218.8	0.00		32.00	A	67.75	69.80
13	-8.70	-77.6	-2189.1	-174.3	0.00		36.54	A	80.00	82.05
13	-8.70	-77.6	-2189.1	-174.3	0.00		25.30	A	80.00	82.05
14	-9.60	-81.2	-2334.5	-148.6	0.00		27.73	A	89.00	91.05
14	-9.60	-81.2	-2334.5	-148.6	0.00		27.73	A	89.00	91.05
15	-10.50	-83.7	-2455.9	-120.7	0.00		30.16	A	98.00	100.05
15	-10.50	-83.7	-2455.9	-120.7	0.00		53.62	A	98.00	100.05
16	-11.40	-85.1	-2541.5	-69.0	0.00		57.07	A	107.00	109.05
16	-11.40	-85.1	-2541.5	-69.0	0.00		57.07	A	107.00	109.05
17	-12.30	-85.4	-2579.2	-14.3	0.00		60.53	A	116.00	118.05
17	-12.30	-85.4	-2579.2	-14.3	0.00		49.18	A	116.00	118.05
18	-13.30	-84.3	-2567.2	38.8	0.00		52.88	A	126.00	128.05
18	-13.30	-84.3	-2567.2	38.8	0.00		52.88	A	126.00	128.05
19	-14.30	-81.8	-2500.3	95.6	0.00		56.59	A	136.00	138.05
19	-14.30	-81.8	-2500.3	95.6	0.00		56.59	A	136.00	138.05
20	-15.30	-78.0	-2374.8	156.1	0.00		60.29	A	146.00	148.05
20	-15.30	-78.0	-2374.8	156.1	0.00		60.29	A	146.00	148.05
21	-16.30	-72.8	-2186.9	220.3	0.00		64.00	A	156.00	158.05
21	-16.30	-72.8	-2186.9	220.3	0.00		64.00	A	156.00	158.05
22	-17.30	-66.4	-1933.0	288.2	0.00		67.70	A	166.00	168.05
22	-17.30	-66.4	-1933.0	288.2	0.00		67.70	A	166.00	168.05
23	-18.00	-61.3	-1713.9	337.9	0.00		70.30	A	173.00	175.05
23	-18.00	-61.3	-1713.9	337.9	0.00		48.67	A	173.00	175.05
24	-18.60	-56.5	-1501.9	368.8	0.00		50.29	A	179.00	181.05
24	-18.60	-56.5	-1501.9	368.8	0.00	P	50.29	A	179.00	181.05
25	-19.78	-46.3	-1043.5	396.8	60.42	P	53.47	A	190.80	192.85
25	-19.78	-46.3	-1043.5	396.8	60.42	P	53.47	A	190.80	192.85
26	-20.96	-35.3	-591.9	357.3	120.83	P	56.66	A	202.60	204.65
26	-20.96	-35.3	-591.9	357.3	120.83	P	56.66	A	202.60	204.65
27	-22.14	-23.8	-226.8	250.2	181.25	P	59.85	A	214.40	216.45
27	-22.14	-23.8	-226.8	250.0	181.25	P	59.85	A	214.40	216.45
28	-23.32	-12.2	-27.4	81.3	202.18	84	63.03	A	226.20	228.25
28	-23.32	-12.2	-27.5	80.3	202.18	84	63.03	A	226.20	228.25
29	-24.50	-0.5	0.4	3.4	28.45		114.68	*	238.00	240.05

Maxima : -85.4 -2579.2 396.8

Oplegreacties

Knoop	Peil [m]	Kracht [kN/Bm]	Moment [kNm/Bm]
4	-1.00	393.60	0.00

Horizontale grondkracht op de damwand [kN/Bm] :

	Links	Rechts
Korrel :	730.06	1079.15
Water :	2832.20	2881.19
Totaal :	3562.26	3960.35

Als passieve zijde wordt beschouwd : Links
Maximale passieve korrelweerstand : 891.14 [kN/Bm]
Gemobiliseerde passieve korrelweerstand : 730.06 [kN/Bm]
Percentage gemobiliseerde weerstand : 81.9 [%]

Positie enkelvoudige ondersteuning op : -1.00 [m] tov Peil.

Maximale passieve moment : -19187.73 [kNm/Bm]
 Gemobiliseerde passieve moment : -15479.11 [kNm/Bm]
 Percentage gemobiliseerde moment : 80.7 [%]

***** B O U W F A S E 3 : Uitvoer voor alle knopen ! *****

Overzicht ingevoerde gegevens voor bouwfase 3

Maaiveld LINKS : (Maaiveldnr. 2)			Maaiveld RECHTS : (Maaiveldnr. 3)		
Punt nr.	X-coördinaat [m] tov DAMWAND	Y-coördinaat [m] tov PEIL	Punt nr.	X-coördinaat [m] tov DAMWAND	Y-coördinaat [m] tov PEIL
1	0.00	-18.60	1	0.00	0.00

Water Peil Links / Rechts : -18.60 / -0.50 [m]

Grondgegevens LINKS : (Grondtabel 2)

Laag nr	Grondsoort Naam	Peil bovenkant Grondlaag [m]	Wosp-B [kN/m2]	Wosp-O [kN/m2]
1	AANVULZAND	0.00	0.00	0.00
2	KLEI1A	-0.50	0.00	0.00
3	VEEN2	-2.60	0.00	0.00
4	KLEI3	-3.00	0.00	0.00
5	ZAND5B	-3.80	0.00	0.00
6	ZAND	-8.70	0.00	0.00
7	ZAND5A	-10.50	0.00	0.00
8	ZAND5B	-12.30	0.00	0.00
9	ZAND	-18.00	0.00	0.00
10	ZAND	-18.60	183.47	184.94

Grondgegevens RECHTS : (Grondtabel 3)

Laag nr	Grondsoort Naam	Peil bovenkant Grondlaag [m]	Wosp-B [kN/m2]	Wosp-O [kN/m2]
1	AANVULZAND	0.00	0.00	0.00
2	KLEI1A	-0.50	0.00	0.52
3	VEEN2	-2.60	0.52	0.62
4	KLEI3	-3.00	0.62	0.82
5	ZAND5B	-3.80	0.82	2.05
6	ZAND	-8.70	2.05	2.50
7	ZAND5A	-10.50	2.50	2.95
8	ZAND5B	-12.30	2.95	4.37
9	ZAND	-18.00	4.37	6.00

Waarschuwing : Aan de onderkant van de damwand (LINKER-zijde) is de waterover(onder)spanning gelijk aan 184.94

Waarschuwing : Aan de onderkant van de damwand (RECHTER-zijde) is de waterover(onder)spanning gelijk aan 6.00

Gebruikte methode aan LINKER-zijde van de damwand : LAMBDA
 Gebruikte methode aan RECHTER-zijde van de damwand : LAMBDA

Star steunpunt 1 op -1.00 [m] tov Peil.
 Verhindering van Translatie.

Star steunpunt 2 op -17.30 [m] tov Peil.

Verhindering van Translatie.

Gelijkmatig verdeelde bovenbelasting 1 op rechter maaiveld : 20.00 [kN/m2]
 Gelijkmatig verdeelde bovenbelasting 2 op linker maaiveld : 180.40 [kN/m2]

Resultaten van de berekening van bouwfase 3

Aantal iteraties : 4

Kn nr	Peil m	Verpl mm	Moment kNm/Bm	DwarsK kN/Bm	KorSpL kN/m2	Stat %	KorSpR kN/m2	Stat %	WatSpL kN/m2	WatSpR kN/m2
1	0.00	-2.5	-0.0	0.0	0.00		46.77	37	0.00	0.00
2	-0.50	-9.6	6.4	25.8	0.00		50.10	27	0.00	0.00
2	-0.50	-9.6	6.4	25.9	0.00		20.97	26	0.00	0.00
3	-0.70	-12.5	12.0	30.2	0.00		19.87	*	0.00	2.05
3	-0.70	-12.5	12.0	30.2	0.00		19.87	*	0.00	2.05
4	-1.00	-16.7	21.9	35.9	0.00		11.14	*	0.00	5.12
4	-1.00	-16.7	21.9	-695.9	0.00		11.14	*	0.00	5.12
5	-1.50	-23.8	-323.7	-686.2	0.00		12.32	A	0.00	10.25
5	-1.50	-23.8	-323.7	-686.2	0.00		12.32	A	0.00	10.25
6	-2.00	-30.9	-663.8	-673.4	0.00		13.56	A	0.00	15.37
6	-2.00	-30.9	-663.8	-673.4	0.00		13.56	A	0.00	15.37
7	-2.60	-39.2	-1062.1	-653.7	0.00		15.04	A	0.00	21.52
7	-2.60	-39.2	-1062.1	-653.7	0.00		15.04	A	0.00	21.52
8	-3.00	-44.6	-1320.6	-638.3	0.00		15.00	A	0.00	25.62
8	-3.00	-44.6	-1320.6	-638.3	0.00		15.00	A	0.00	25.62
9	-3.80	-55.1	-1817.1	-601.6	0.00		17.32	A	0.00	33.82
9	-3.80	-55.1	-1817.1	-601.6	0.00		18.09	A	0.00	33.82
10	-5.02	-69.9	-2510.9	-527.6	0.00		22.51	A	0.00	46.38
10	-5.02	-69.9	-2510.9	-527.6	0.00		22.51	A	0.00	46.38
11	-6.25	-82.6	-3101.2	-432.8	0.00		26.93	A	0.00	58.94
11	-6.25	-82.6	-3101.2	-432.8	0.00		26.93	A	0.00	58.94
12	-7.47	-92.7	-3562.8	-317.2	0.00		31.34	A	0.00	71.49
12	-7.47	-92.7	-3562.8	-317.2	0.00		31.34	A	0.00	71.49
13	-8.70	-99.8	-3870.0	-180.9	0.00		35.76	A	0.00	84.05
13	-8.70	-99.8	-3870.0	-180.9	0.00		24.76	A	0.00	84.05
14	-9.60	-103.0	-3987.1	-77.7	0.00		27.13	A	0.00	93.28
14	-9.60	-103.0	-3987.1	-77.7	0.00		27.13	A	0.00	93.28
15	-10.50	-104.4	-4006.7	35.9	0.00		29.50	A	0.00	102.50
15	-10.50	-104.4	-4006.7	35.9	0.00		52.44	A	0.00	102.50
16	-11.40	-104.1	-3910.0	181.0	0.00		55.79	A	0.00	111.72
16	-11.40	-104.1	-3910.0	181.0	0.00		55.79	A	0.00	111.72
17	-12.30	-101.9	-3677.6	337.4	0.00		59.14	A	0.00	120.95
17	-12.30	-101.9	-3677.6	337.4	0.00		48.05	A	0.00	120.95
18	-13.30	-97.6	-3253.4	513.3	0.00		51.66	A	0.00	131.20
18	-13.30	-97.6	-3253.4	513.3	0.00		51.66	A	0.00	131.20
19	-14.30	-91.5	-2646.3	703.1	0.00		55.26	A	0.00	141.45
19	-14.30	-91.5	-2646.3	703.1	0.00		55.26	A	0.00	141.45
20	-15.30	-84.0	-1842.6	906.7	0.00		58.87	A	0.00	151.70
20	-15.30	-84.0	-1842.6	906.7	0.00		58.87	A	0.00	151.70
21	-16.30	-75.4	-828.2	1124.2	0.00		62.48	A	0.00	161.95
21	-16.30	-75.4	-828.2	1124.2	0.00		62.48	A	0.00	161.95
22	-17.30	-66.4	410.6	1355.6	0.00		66.09	A	0.00	172.20
22	-17.30	-66.4	410.6	-531.2	0.00		66.09	A	0.00	172.20
23	-18.00	-60.1	99.0	-356.6	0.00		80.18	*	0.00	179.37
23	-18.00	-60.1	99.0	-356.6	0.00		89.57	10	0.00	179.37
24	-18.60	-54.8	-65.7	-190.7	0.00		98.09	11	0.00	185.52
24	-18.60	-54.8	-65.7	-190.7	0.00	A	98.09	11	183.47	185.52
25	-19.78	-44.2	-218.7	-67.4	2.28	A	107.05	11	195.56	197.62
25	-19.78	-44.2	-218.7	-67.4	2.28	A	107.05	11	195.56	197.62
26	-20.96	-33.4	-224.3	54.5	27.24	* 27	109.54	10	207.66	209.71
26	-20.96	-33.4	-224.3	54.6	27.24	* 27	109.54	10	207.66	209.71
27	-22.14	-22.5	-119.6	106.7	108.54	* 67	109.06	10	219.75	221.81
27	-22.14	-22.5	-119.6	106.7	108.54	* 67	109.06	10	219.75	221.81
28	-23.32	-11.5	-15.6	50.5	173.77	* 79	87.83	*	231.85	233.90
28	-23.32	-11.5	-15.7	49.5	173.77	* 79	87.83	*	231.85	233.90

29-24.50 -0.5 0.4 3.3 | 26.62 * | 111.36 * | 243.94 246.00

 Maxima : -104.4 -4006.7 1355.6

Oplegreacties

Knoop	Peil [m]	Kracht [kN/Bm]	Moment [kNm/Bm]
4	-1.00	731.78	0.00
22	-17.30	1886.74	0.00

Horizontale grondkracht op de damwand (kN/Bm) :

	Links	Rechts
Korrel	412.83	1344.41
Water	1260.86	2951.95
Totaal	1673.69	4296.36

Als passieve zijde wordt beschouwd : Links
 Maximale passieve korrelweerstand : 778.98 [kN/Bm]
 Gemobiliseerde passieve korrelweerstand : 412.83 [kN/Bm]
 Percentage gemobiliseerde weerstand : 53.0 [%]

Maxima over de alle bouwfases :

 Verplaatsing : -104.4 [mm]
 Moment : -4006.7 [kNm/Bm]
 Dwarskracht : 1355.6 [kN/Bm]

 EINDE MSHEET UITVOERFILE

```

MM MM SSSSS HH HH EEEEE EEEEE TTTTTT
MMM MMM SS HH HH EE EE T
MM MMM MM SSSSS HHHHHH EEEE EEEE T
MM M MM SS HH HH EE EE T
MM MM SSSSS HH HH EEEEE EEEEE T

```

```

Versie : 2.0
Update : 930331
Licentie : 0096
Bedrijf : ING.BURO LIEVENSE

```

```

Probleem titels : Damwand berekening Ontvangtschacht
                  ontgraven tot NAP -18.3 m stempel -1 m.
Datum : 1995-04-18
Tijd : 16:13:04

```

```

Naam uitvoerfile : N:\USR\BB\MSHEET\ONTVANGB.SHO
Naam invoerfile : N:\USR\BB\MSHEET\ONTVANGB.SHI
Naam dumpfile : N:\USR\BB\MSHEET\ONTVANGB.SHD

```

OVERZICHT VAN ALGEMENE INVOER GEGEVENS :

```

Aantal takken in veer karakteristiek : 1
Ontlastingsstak voor veer karakteristiek : Ja
Aantal bouwfasen : 4

```

Damwand gegevens :

```

Lengte : 24.50 [m]
Peil bovenkant : 0.00 [m]
Aantal stukken : 1

```

Stuk nr	[m] tov Peil Van -	Tot	Stijfheid EI [kNm ² /Bm]	W-breed. [m]
1	0.00	-24.50	4.200E+0005	1.00

Gegevens grondsoort : KLEI1A

```

Volumieke massa droog : 16.00 [kN/m3]
nat : 16.00 [kN/m3]
Cohesie : 2.00 [kN/m2]
Wandwrijving delta : 17.07 [graden]
Phi : 19.57 [graden]
Beddingskonstanten : Nr Boven Onder
[kN/m3] K[0] 2000.00 2000.00
K[1] 500.00 500.00

```

Gegevens grondsoort : VEEN2

```

Volumieke massa droog : 10.00 [kN/m3]
nat : 10.00 [kN/m3]
Cohesie : 2.00 [kN/m2]
Wandwrijving delta : 17.07 [graden]
Phi : 19.57 [graden]
Beddingskonstanten : Nr Boven Onder
[kN/m3] K[0] 1000.00 1000.00
K[1] 250.00 250.00

```

Gegevens grondsoort : KLEI3

```

Volumieke massa droog : 17.00 [kN/m3]
nat : 17.00 [kN/m3]
Cohesie : 2.00 [kN/m2]
Wandwrijving delta : 17.07 [graden]

```

```

Phi : 19.57 [graden]
Beddingskonstanten : Nr Boven Onder
[kN/m3] K[0] 2500.00 2500.00
K[1] 750.00 750.00

```

Gegevens grondsoort : ZAND5A

```

Volumieke massa droog : 17.00 [kN/m3]
nat : 18.00 [kN/m3]
Cohesie : 0.00 [kN/m2]
Wandwrijving delta : 14.89 [graden]
Phi : 17.39 [graden]
Beddingskonstanten : Nr Boven Onder
[kN/m3] K[0] 10000.00 10000.00
K[1] 2500.00 2500.00

```

Gegevens grondsoort : ZAND5B

```

Volumieke massa droog : 17.00 [kN/m3]
nat : 19.50 [kN/m3]
Cohesie : 0.00 [kN/m2]
Wandwrijving delta : 19.24 [graden]
Phi : 21.74 [graden]
Beddingskonstanten : Nr Boven Onder
[kN/m3] K[0] 10000.00 10000.00
K[1] 2500.00 2500.00

```

Gegevens grondsoort : ZAND

```

Volumieke massa droog : 17.00 [kN/m3]
nat : 20.00 [kN/m3]
Cohesie : 0.00 [kN/m2]
Wandwrijving delta : 27.50 [graden]
Phi : 30.43 [graden]
Beddingskonstanten : Nr Boven Onder
[kN/m3] K[0] 40000.00 40000.00
K[1] 10000.00 10000.00

```

Gegevens grondsoort : AANVULZAND

```

Volumieke massa droog : 18.00 [kN/m3]
nat : 20.00 [kN/m3]
Cohesie : 0.00 [kN/m2]
Wandwrijving delta : 27.50 [graden]
Phi : 33.91 [graden]
Beddingskonstanten : Nr Boven Onder
[kN/m3] K[0] 7500.00 15000.00
K[1] 2500.00 5000.00

```

De invoer is gecontroleerd en goed bevonden.

Aantal knopen op de damwand : 31

***** B O U W F A S E 1 : Uitvoer voor alle knopen ! *****

Overzicht ingevoerde gegevens voor bouwfase 1

Maaiveld LINKS : (Maaiveldnr. 4)			Maaiveld RECHTS : (Maaiveldnr 3)		
Punt nr.	X-coördinaat [m] tov DAMWAND	Y-coördinaat [m] tov. PEIL	Punt nr.	X-coördinaat [m] tov DAMWAND	Y-coördinaat [m] tov. PEIL
1	0.00	-1.50	1	0.00	0.00

Water Peil Links / Rechts : -2.00 / -0.50 [m]

Grondgegevens LINKS : (Grondtabel 1)

Laag nr	Grondsoort Naam	Peil bovenkant Grondlaag [m]	Wosp-B [kN/m2]	Wosp-O [kN/m2]
1	AANVULZAND	0.00	0.00	0.00
2	KLEI1A	-0.50	0.00	0.00
3	VEEN2	-2.60	0.00	0.00
4	KLEI3	-3.00	0.00	0.00
5	ZAND5B	-3.80	0.00	0.00
6	ZAND	-8.70	0.00	0.00
7	ZAND5A	-10.50	0.00	0.00
8	ZAND5B	-12.30	0.00	0.00
9	ZAND	-18.00	0.00	0.00

Grondgegevens RECHTS : (Grondtabel 5)

Laag nr	Grondsoort Naam	Peil bovenkant Grondlaag [m]	Wosp-B [kN/m2]	Wosp-O [kN/m2]
1	AANVULZAND	0.00	0.00	0.00
2	KLEI1A	-0.50	0.00	0.37
3	KLEI1A	-0.70	0.37	0.37
4	VEEN2	-2.60	0.37	0.37
5	KLEI3	-3.00	0.37	0.37
6	ZAND5B	-3.80	0.37	0.37
7	ZAND	-8.70	0.37	0.37
8	ZAND5A	-10.50	0.37	0.37
9	ZAND5B	-12.30	0.37	0.37
10	ZAND	-18.00	0.37	0.37

Waarschuwing : Aan de onderkant van de damwand (RECHTER-zijde) is de waterover(onder)spanning gelijk aan 0.37

Gebruikte methode aan LINKER-zijde van de damwand : LAMBDA
Gebruikte methode aan RECHTER-zijde van de damwand : LAMBDA

Gelijkmatig verdeelde bovenbelasting 1 op rechter maaiveld : 20.00 [kN/m2]

Resultaten van de berekening van bouwphase 1

Aantal iteraties : 4

Kn nr	Peil m	Verpl mm	Moment kNm/Bm	DwarsK kN/Bm	KorSpL Stat kN/m2 %	KorSpR Stat kN/m2 %	WatSpL kN/m2	WatSpR kN/m2
1	0.00	-29.0	-0.0	0.0	0.00	4.60 A	0.00	0.00
2	-0.50	-27.3	0.7	2.8	0.00	6.67 A	0.00	0.00
2	-0.50	-27.3	0.7	2.8	0.00	9.85 A	0.00	0.00
3	-0.70	-26.7	1.4	5.1	0.00	10.20 A	0.00	2.37
3	-0.70	-26.7	1.4	5.1	0.00	10.20 A	0.00	2.37
4	-1.00	-25.7	3.6	9.4	0.00	10.98 A	0.00	5.37
4	-1.00	-25.7	3.6	9.4	0.00	10.98 A	0.00	5.37
5	-1.50	-24.0	10.6	19.1	0.00	12.27 A	0.00	10.37
5	-1.50	-24.0	10.6	19.1	6.46 P	12.27 A	0.00	10.37
6	-2.00	-22.3	21.8	25.4	16.52 60	13.56 A	0.00	15.37
6	-2.00	-22.3	21.8	25.4	16.52 60	13.56 A	0.00	15.37
7	-2.60	-20.3	39.3	32.9	17.94 49	15.11 A	6.00	21.37
7	-2.60	-20.3	39.3	32.9	12.86 35	15.11 A	6.00	21.37
8	-3.00	-19.0	53.8	40.0	12.53 34	15.11 A	10.00	25.37
8	-3.00	-19.0	53.8	40.0	22.05 60	15.11 A	10.00	25.37
9	-3.80	-16.5	88.6	47.0	23.90 47	17.51 A	18.00	33.37
9	-3.80	-16.5	88.6	46.9	50.91 P	18.26 A	18.00	33.37
10	-5.02	-12.9	134.0	28.3	50.41 59	22.80 A	30.25	45.62

10	-5.02	-12.9	134.0	28.3	50.41	59	22.80 A	30.25	45.62
11	-6.25	-9.8	160.9	16.6	49.90	42	27.34 A	42.50	57.87
11	-6.25	-9.8	160.9	16.6	49.90	42	27.34 A	42.50	57.87
12	-7.47	-7.2	176.8	10.1	50.82	33	31.88 A	54.75	70.12
12	-7.47	-7.2	176.8	10.1	50.82	33	31.88 A	54.75	70.12
13	-8.70	-5.3	187.1	7.2	53.32	28	36.42 A	67.00	82.37
13	-8.70	-5.3	187.1	7.2	83.86	26	25.21 A	67.00	82.37
14	-9.00	-4.9	187.4	-5.3	81.60	24	26.02 A	70.00	85.37
14	-9.00	-4.9	187.4	-5.3	81.60	24	26.02 A	70.00	85.37
15	-9.50	-4.4	179.9	-24.3	78.72	21	27.37 A	75.00	90.37
15	-9.50	-4.4	179.9	-24.3	78.72	21	27.37 A	75.00	90.37
16	-10.50	-3.6	138.6	-57.3	76.06	18	30.07 A	85.00	100.37
16	-10.50	-3.6	138.6	-57.3	66.23	35	58.47	85.00	100.37
17	-11.40	-3.2	90.4	-49.5	70.28	34	64.50	94.00	109.37
17	-11.40	-3.2	90.4	-49.5	70.28	34	64.50	94.00	109.37
18	-12.30	-3.0	50.0	-40.3	74.76	34	70.09	103.00	118.37
18	-12.30	-3.0	50.0	-40.3	68.03	24	62.33	103.00	118.37
19	-13.30	-2.8	14.6	-30.3	73.68	24	68.65	113.00	128.37
19	-13.30	-2.8	14.6	-30.3	73.68	24	68.65	113.00	128.37
20	-14.30	-2.8	-10.4	-19.7	79.43	23	74.88	123.00	138.37
20	-14.30	-2.8	-10.4	-19.7	79.43	23	74.88	123.00	138.37
21	-15.30	-2.6	-24.6	-8.6	85.11	23	81.16	133.00	148.37
21	-15.30	-2.6	-24.6	-8.6	85.11	23	81.16	133.00	148.37
22	-16.30	-2.5	-27.3	3.2	90.66	23	87.58	143.00	158.37
22	-16.30	-2.5	-27.3	3.2	90.66	23	87.58	143.00	158.37
23	-17.30	-2.2	-17.7	16.1	96.05	23	94.16	153.00	168.37
23	-17.30	-2.2	-17.7	16.1	96.05	23	94.16	153.00	168.37
24	-18.00	-2.0	-3.1	25.9	99.76	22	98.84	160.00	175.37
24	-18.00	-2.0	-3.1	25.9	93.93	12	60.54	160.00	175.37
25	-18.30	-1.9	3.9	20.7	94.55	12	62.85	163.00	178.37
25	-18.30	-1.9	3.9	20.7	94.55	12	62.85	163.00	178.37
26	-18.60	-1.9	9.4	16.1	95.18	12	65.16	166.00	181.37
26	-18.60	-1.9	9.4	16.1	95.18	12	65.16	166.00	181.37
27	-19.78	-1.6	19.7	2.5	97.93	11	73.98	177.80	193.17
27	-19.78	-1.6	19.7	2.5	97.93	11	73.98	177.80	193.17
28	-20.96	-1.3	17.8	-4.7	101.29	11	82.18	189.60	204.97
28	-20.96	-1.3	17.8	-4.6	101.29	11	82.18	189.60	204.97
29	-22.14	-1.1	10.6	-6.8	105.23	11	89.80	201.40	216.77
29	-22.14	-1.1	10.6	-6.8	105.23	11	89.80	201.40	216.77
30	-23.32	-1.0	3.3	-5.1	109.53	11	97.07	213.20	228.57
30	-23.32	-1.0	3.3	-5.1	109.53	11	97.07	213.20	228.57
31	-24.50	-0.8	-0.0	-0.0	113.94	10	104.22	225.00	240.37

Horizontale grondkracht op de damwand [kN/Bm] :

	Links	Rechts
Korrel	1705.88	1348.32
Water	2531.25	2888.84
Totaal	4237.13	4237.16

Als passieve zijde wordt beschouwd : Links
Maximale passieve korrelweerstand : 9867.61 [kN/Bm]
Gemobiliseerde passieve korrelweerstand : 1705.88 [kN/Bm]
Percentage gemobiliseerde weerstand : 17.3 [%]

Overzicht ingevoerde gegevens voor bouwphase 2

Maaiveld LINKS : (Maaiveldnr. 5) Maaiveld RECHTS : (Maaiveldnr 3)

Punt nr.	X-coördinaat [m] tov DAMWAND	Y-coördinaat [m] tov.PEIL	Punt nr.	X-coördinaat [m] tov DAMWAND	Y-coördinaat [m] tov.PEIL
1	0.00	-9.50	1	0.00	0.00

Water Peil Links / Rechts : -0.70 / -0.50 [m]

Grondgegevens LINKS : (Grondtabel 1)

Laag nr	Grondsoort Naam	Peil bovenkant Grondlaag [m]	Wosp-B [kN/m2]	Wosp-O [kN/m2]
1	AANVULZAND	0.00	0.00	0.00
2	KLEI1A	-0.50	0.00	0.00
3	VEEN2	-2.60	0.00	0.00
4	KLEI3	-3.00	0.00	0.00
5	ZAND5B	-3.80	0.00	0.00
6	ZAND	-8.70	0.00	0.00
7	ZAND5A	-10.50	0.00	0.00
8	ZAND5B	-12.30	0.00	0.00
9	ZAND	-18.00	0.00	0.00

Grondgegevens RECHTS : (Grondtabel 4)

Laag nr	Grondsoort Naam	Peil bovenkant Grondlaag [m]	Wosp-B [kN/m2]	Wosp-O [kN/m2]
1	AANVULZAND	0.00	0.00	0.00
2	KLEI1A	-0.50	0.00	0.05
3	KLEI1A	-0.70	0.05	0.05
4	VEEN2	-2.60	0.05	0.05
5	KLEI3	-3.00	0.05	0.05
6	ZAND5B	-3.80	0.05	0.05
7	ZAND	-8.70	0.05	0.05
8	ZAND5A	-10.50	0.05	0.05
9	ZAND5B	-12.30	0.05	0.05
10	ZAND	-18.00	0.05	0.05

Waarschuwing : Aan de onderkant van de damwand (RECHTER-zijde) is de waterover(onder)spanning gelijk aan 0.05

Gebruikte methode aan LINKER-zijde van de damwand : LAMBDA
Gebruikte methode aan RECHTER-zijde van de damwand : LAMBDA

Star steunpunt 1 op -1.00 [m] tov Peil.
Verhinderend van Translatie.

Gelijkmatig verdeelde bovenbelasting 1 op rechter maaiveld : 20.00 [kN/m2]

Resultaten van de berekening van bouwphase 2

Aantal iteraties : 6

Kn nr	Peil m	Verpl mm	Moment kNm/Bm	DwarsK kN/Bm	KorSpL Stat kN/m2	Stat %	KorSpR Stat kN/m2	Stat %	WatSpL kN/m2	WatSpR kN/m2
1	0.00	-22.6	-0.0	0.0	0.00		23.51	18	0.00	0.00
2	-0.50	-24.1	3.2	13.2	0.00		26.85	14	0.00	0.00
2	-0.50	-24.1	3.2	13.3	0.00		16.29	*	0.00	0.00
3	-0.70	-24.7	6.2	16.5	0.00		14.29	*	0.00	2.05
3	-0.70	-24.7	6.2	16.5	0.00		14.29	*	0.00	2.05
4	-1.00	-25.7	11.9	21.0	0.00		11.19	*	3.00	5.05
4	-1.00	-25.7	11.9	-126.7	0.00		11.19	*	3.00	5.05
5	-1.50	-27.2	-49.8	-119.8	0.00		12.41	A	8.00	10.05
5	-1.50	-27.2	-49.8	-119.8	0.00		12.41	A	8.00	10.05

6	-2.00	-28.7	-107.8	-112.2	0.00		13.70	A	13.00	15.05
6	-2.00	-28.7	-107.8	-112.2	0.00		13.70	A	13.00	15.05
7	-2.60	-30.5	-172.2	-102.3	0.00		15.24	A	19.00	21.05
7	-2.60	-30.5	-172.2	-102.3	0.00		15.24	A	19.00	21.05
8	-3.00	-31.5	-211.8	-95.4	0.00		15.24	A	23.00	25.05
8	-3.00	-31.5	-211.8	-95.4	0.00		15.24	A	23.00	25.05
9	-3.80	-33.4	-282.3	-80.6	0.00		17.65	A	31.00	33.05
9	-3.80	-33.4	-282.3	-80.7	0.00		18.39	A	31.00	33.05
10	-5.02	-35.5	-364.7	-52.9	0.00		22.93	A	43.25	45.30
10	-5.02	-35.5	-364.7	-52.9	0.00		22.93	A	43.25	45.30
11	-6.25	-36.2	-409.5	-19.5	0.00		27.47	A	55.50	57.55
11	-6.25	-36.2	-409.5	-19.5	0.00		27.47	A	55.50	57.55
12	-7.47	-35.6	-410.1	19.5	0.00		32.00	A	67.75	69.80
12	-7.47	-35.6	-410.1	19.5	0.00		32.00	A	67.75	69.80
13	-8.70	-33.4	-359.6	64.0	0.00		36.54	A	80.00	82.05
13	-8.70	-33.4	-359.6	64.0	0.00		25.30	A	80.00	82.05
14	-9.00	-32.7	-339.2	72.3	0.00		26.11	A	83.00	85.05
14	-9.00	-32.7	-339.2	72.3	0.00		26.11	A	83.00	85.05
15	-9.50	-31.3	-299.4	86.7	0.00	P	27.46	A	88.00	90.05
15	-9.50	-31.3	-299.4	86.7	0.00	P	27.46	A	88.00	90.05
16	-10.50	-28.1	-206.0	92.0	51.20	P	30.16	A	98.00	100.05
16	-10.50	-28.1	-206.0	92.0	23.10	P	53.62	A	98.00	100.05
17	-11.40	-24.7	-111.9	115.4	39.73	P	57.07	A	107.00	109.05
17	-11.40	-24.7	-111.9	115.4	39.73	P	57.07	A	107.00	109.05
18	-12.30	-21.1	-1.9	126.9	56.36	P	60.53	A	116.00	118.05
18	-12.30	-21.1	-1.9	126.9	72.22	P	49.18	A	116.00	118.05
19	-13.30	-17.2	110.4	93.9	98.18	98	52.88	A	126.00	128.05
19	-13.30	-17.2	110.4	93.8	98.18	98	52.88	A	126.00	128.05
20	-14.30	-13.5	183.8	54.2	94.89	74	56.59	A	136.00	138.05
20	-14.30	-13.5	183.8	54.2	94.89	74	56.59	A	136.00	138.05
21	-15.30	-10.2	220.9	21.2	92.69	59	62.34	A	146.00	148.05
21	-15.30	-10.2	220.9	21.1	92.69	59	62.34	A	146.00	148.05
22	-16.30	-7.4	230.3	-0.1	91.78	50	75.21	A	156.00	158.05
22	-16.30	-7.4	230.3	-0.1	91.78	50	75.21	A	156.00	158.05
23	-17.30	-5.2	226.1	-4.2	80.81	* 38	86.72	A	166.00	168.05
23	-17.30	-5.2	226.1	-4.2	80.81	* 38	86.72	A	166.00	168.05
24	-18.00	-4.0	226.4	6.5	74.18	* 32	93.98	A	173.00	175.05
24	-18.00	-4.0	226.4	6.5	104.77	26	48.67	A	173.00	175.05
25	-18.30	-3.5	225.9	-9.2	101.79	24	49.48	A	176.00	178.05
25	-18.30	-3.5	225.9	-9.2	101.79	24	49.48	A	176.00	178.05
26	-18.60	-3.1	221.0	-23.6	99.29	23	52.30	A	179.00	181.05
26	-18.60	-3.1	221.0	-23.7	99.29	23	52.30	A	179.00	181.05
27	-19.78	-2.0	168.8	-57.7	81.66	* 17	69.30	A	190.80	192.85
27	-19.78	-2.0	168.8	-57.7	81.66	* 17	69.30	A	190.80	192.85
28	-20.96	-1.5	99.6	-55.5	72.04	* 13	80.74	A	202.60	204.65
28	-20.96	-1.5	99.6	-55.4	72.04	* 13	80.74	A	202.60	204.65
29	-22.14	-1.2	43.7	-38.2	74.05	* 12	88.85	A	214.40	216.45
29	-22.14	-1.2	43.7	-38.2	74.05	* 12	88.85	A	214.40	216.45
30	-23.32	-1.1	10.5	-18.2	81.06	* 12	95.44	A	226.20	228.25
30	-23.32	-1.1	10.5	-18.2	81.06	* 12	95.44	A	226.20	228.25
31	-24.50	-1.1	-0.0	-0.0	89.34	* 12	101.62	A	238.00	240.05

Maxima : -36.2 -410.1 126.9

Oplegreacties

Knoop	Peil [m]	Kracht [kN/Bm]	Moment [kNm/Bm]
4	-1.00	147.63	0.00

Horizontale grondkracht op de damwand [kN/Bm] :

	Links	Rechts
Korrel	1143.03	1241.85
Water	2832.20	2881.20
Totaal	3975.23	4123.05

Als passieve zijde wordt beschouwd : Links
 Maximale passieve korrelweerstand : 4661.35 [kN/Bm]
 Gemobiliseerde passieve korrelweerstand : 1143.03 [kN/Bm]
 Percentage gemobiliseerde weerstand : 24.5 [%]

Positie enkelvoudige ondersteuning op : -1.00 [m] tov Peil.
 Maximale passieve moment : -89718.86 [kNm/Bm]
 Gemobiliseerde passieve moment : -18976.16 [kNm/Bm]
 Percentage gemobiliseerde moment : 21.2 [%]

 ***** B O U W F A S E 3 : Uitvoer voor alle knopen ! *****

Overzicht ingevoerde gegevens voor bouwfase 3
 =====

Maaiveld LINKS : (Maaiveldnr. 2)			Maaiveld RECHTS : (Maaiveldnr 3)		
Punt	X-coördinaat	Y-coördinaat	Punt	X-coördinaat	Y-coördinaat
nr.	[m] tov DAMWAND	[m] tov.PEIL	nr.	[m] tov DAMWAND	[m] tov.PEIL
1	0.00	-18.60	1	0.00	0.00

Water Peil Links / Rechts : -0.70 / -0.50 [m]

Grondgegevens LINKS : (Grondtabel 1)

Laag nr	Grondsoort Naam	Peil bovenkant Grondlaag [m]	Wosp-B [kN/m2]	Wosp-O [kN/m2]
1	AANVULZAND	0.00	0.00	0.00
2	KLEI1A	-0.50	0.00	0.00
3	VEEN2	-2.60	0.00	0.00
4	KLEI3	-3.00	0.00	0.00
5	ZANDSB	-3.80	0.00	0.00
6	ZAND	-8.70	0.00	0.00
7	ZANDSA	-10.50	0.00	0.00
8	ZANDSB	-12.30	0.00	0.00
9	ZAND	-18.00	0.00	0.00

Grondgegevens RECHTS : (Grondtabel 4)

Laag nr	Grondsoort Naam	Peil bovenkant Grondlaag [m]	Wosp-B [kN/m2]	Wosp-O [kN/m2]
1	AANVULZAND	0.00	0.00	0.00
2	KLEI1A	-0.50	0.00	0.05
3	KLEI1A	-0.70	0.05	0.05
4	VEEN2	-2.60	0.05	0.05
5	KLEI3	-3.00	0.05	0.05
6	ZANDSB	-3.80	0.05	0.05
7	ZAND	-8.70	0.05	0.05
8	ZANDSA	-10.50	0.05	0.05
9	ZANDSB	-12.30	0.05	0.05
10	ZAND	-18.00	0.05	0.05

Waarschuwing : Aan de onderkant van de damwand (RECHTER-zijde) is de waterover(onder)spanning gelijk aan 0.05

Gebruikte methode aan LINKER-zijde van de damwand : LAMBDA
 Gebruikte methode aan RECHTER-zijde van de damwand : LAMBDA

Star steunpunt 1 op -1.00 [m] tov Peil.

Verhinderende van Translatie.

Star steunpunt 3 op -9.00 [m] tov Peil.
 Verhinderende van Translatie.

Gelijkmatig verdeelde bovenbelasting 1 op rechter maaiveld : 20.00 [kN/m2]

Resultaten van de berekening van bouwfase 3
 =====

Aantal iteraties : 5

Kn nr	Peil m	Verpl mm	Moment kNm/Bm	DwarsK kN/Bm	KorSpL kN/m2	Stat %	KorSpr kN/m2	Stat %	WatSpL kN/m2	WatSpr kN/m2
1	0.00	-24.6	-0.0	0.0	0.00		8.08	*	0.00	0.00
2	-0.50	-25.1	1.2	4.9	0.00		11.40	*	0.00	0.00
2	-0.50	-25.1	1.2	4.9	0.00		14.23	*	0.00	0.00
3	-0.70	-25.4	2.4	7.8	0.00		13.05	*	0.00	2.05
3	-0.70	-25.4	2.4	7.8	0.00		13.05	*	0.00	2.05
4	-1.00	-25.7	5.4	12.1	0.00		11.19	*	3.00	5.05
4	-1.00	-25.7	5.4	-59.4	0.00		11.19	*	3.00	5.05
5	-1.50	-26.2	-22.5	-52.0	0.00		14.46	*	8.00	10.05
5	-1.50	-26.2	-22.5	-52.0	0.00		14.46	*	8.00	10.05
6	-2.00	-26.7	-46.3	-42.9	0.00		17.78	*	13.00	15.05
6	-2.00	-26.7	-46.3	-42.9	0.00		17.78	*	13.00	15.05
7	-2.60	-27.3	-68.3	-29.9	0.00		21.66	*	19.00	21.05
7	-2.60	-27.3	-68.3	-29.9	0.00		18.45	*	19.00	21.05
8	-3.00	-27.6	-78.6	-21.5	0.00		19.18	*	23.00	25.05
8	-3.00	-27.6	-78.6	-21.5	0.00		25.09	*	23.00	25.05
9	-3.80	-28.2	-86.5	2.5	0.00		30.74	*	31.00	33.05
9	-3.80	-28.2	-86.5	2.4	0.00		39.81	29	31.00	33.05
10	-5.02	-28.9	-49.4	60.1	0.00		49.86	29	43.25	45.30
10	-5.02	-28.9	-49.4	60.1	0.00		49.86	29	43.25	45.30
11	-6.25	-29.4	65.1	128.4	0.00		57.06	27	55.50	57.55
11	-6.25	-29.4	65.1	128.5	0.00		57.06	27	55.50	57.55
12	-7.47	-30.2	267.9	203.2	0.00		59.98	25	67.75	69.80
12	-7.47	-30.2	267.9	203.2	0.00		59.98	25	67.75	69.80
13	-8.70	-32.0	562.9	277.2	0.00		50.81	*	80.00	82.05
13	-8.70	-32.0	562.9	277.6	0.00		54.91	11	80.00	82.05
14	-9.00	-32.7	648.5	291.9	0.00		26.11	A	83.00	85.05
14	-9.00	-32.7	648.5	-362.0	0.00		26.11	A	83.00	85.05
15	-9.50	-34.1	471.1	-347.6	0.00		27.46	A	88.00	90.05
15	-9.50	-34.1	471.1	-347.5	0.00		27.46	A	88.00	90.05
16	-10.50	-37.8	138.8	-316.7	0.00		30.16	A	98.00	100.05
16	-10.50	-37.8	138.8	-316.7	0.00		53.62	A	98.00	100.05
17	-11.40	-41.4	-123.2	-265.0	0.00		57.07	A	107.00	109.05
17	-11.40	-41.4	-123.2	-265.0	0.00		57.07	A	107.00	109.05
18	-12.30	-44.7	-337.3	-210.3	0.00		60.53	A	116.00	118.05
18	-12.30	-44.7	-337.3	-210.3	0.00		49.18	A	116.00	118.05
19	-13.30	-47.7	-521.4	-157.2	0.00		52.88	A	126.00	128.05
19	-13.30	-47.7	-521.4	-157.2	0.00		52.88	A	126.00	128.05
20	-14.30	-49.4	-650.5	-100.5	0.00		56.59	A	136.00	138.05
20	-14.30	-49.4	-650.5	-100.5	0.00		56.59	A	136.00	138.05
21	-15.30	-49.6	-721.0	-40.0	0.00		60.29	A	146.00	148.05
21	-15.30	-49.6	-721.0	-40.0	0.00		60.29	A	146.00	148.05
22	-16.30	-48.1	-729.3	24.2	0.00		64.00	A	156.00	158.05
22	-16.30	-48.1	-729.2	24.1	0.00		64.00	A	156.00	158.05
23	-17.30	-44.8	-671.5	92.0	0.00		67.70	A	166.00	168.05
23	-17.30	-44.8	-671.5	92.0	0.00		67.70	A	166.00	168.05
24	-18.00	-41.6	-589.8	141.8	0.00		70.30	A	173.00	175.05
24	-18.00	-41.6	-589.8	141.8	0.00		48.67	A	173.00	175.05
25	-18.30	-40.0	-544.9	157.1	0.00		49.48	A	176.00	178.05
25	-18.30	-40.0	-544.9	157.1	0.00		49.48	A	176.00	178.05
26	-18.60	-38.3	-495.5	172.7	0.00		50.29	A	179.00	181.05
26	-18.60	-38.3	-495.5	172.6	0.00	P	50.29	A	179.00	181.05
27	-19.78	-30.6	-268.6	200.6	60.42	P	53.47	A	190.80	192.85
27	-19.78	-30.6	-268.6	200.6	60.42	P	53.47	A	190.80	192.85

28-20.96	-22.1	-48.6	161.1	120.83 P	56.66 A	202.60	204.65
28-20.96	-22.1	-48.6	161.1	120.83 P	56.66 A	202.60	204.65
29-22.14	-13.3	85.0	54.1	181.25 P	59.85 A	214.40	216.45
29-22.14	-13.3	85.0	53.4	181.25 P	59.85 A	214.40	216.45
30-23.32	-4.8	69.0	-67.1	128.95 53	63.03 A	226.20	228.25
30-23.32	-4.8	69.1	-68.2	128.95 53	63.03 A	226.20	228.25
31-24.50	3.5	-0.2	-1.0	15.93 A	161.05 13	238.00	240.05

Maxima : -49.6 -729.3 -362.0

Oplegreacties

Knoop	Peil [m]	Kracht [kN/Bm]	Moment [kNm/Bm]
4	-1.00	71.51	0.00
14	-9.00	653.80	-0.00

Horizontale grondkracht op de damwand [kN/Bm] :

	Links	Rechts
Korrel	581.78	1258.60
Water	2832.20	2881.20
Totaal	3413.98	4139.79

Als passieve zijde wordt beschouwd : Links
 Maximale passieve korrelweerstand : 891.14 [kN/Bm]
 Gemobiliseerde passieve korrelweerstand : 581.78 [kN/Bm]
 Percentage gemobiliseerde weerstand : 65.3 [%]

***** B O U W F A S E 4 : Uitvoer voor alle knopen ! *****

Overzicht ingevoerde gegevens voor bouwfase 4

Maaiveld LINKS : (Maaiveldnr. 2) Maaiveld RECHTS : (Maaiveldnr 3)

Punt	X-coördinaat [m]	Y-coördinaat [m]	Punt	X-coördinaat [m]	Y-coördinaat [m]
nr.	[m] tov DAMWAND	[m] tov.PEIL	nr.	[m] tov DAMWAND	[m] tov.PEIL
1	0.00	-18.60	1	0.00	0.00

Water Peil Links / Rechts : -18.60 / -0.50 [m]

Grondgegevens LINKS : (Grondtabel 2)

Laag nr	Grondsoort Naam	Peil bovenkant Grondlaag [m]	Wosp-B [kN/m2]	Wosp-O [kN/m2]
1	AANVULZAND	0.00	0.00	0.00
2	KLEI1A	-0.50	0.00	0.00
3	VEEN2	-2.60	0.00	0.00
4	KLEI3	-3.00	0.00	0.00
5	ZAND5B	-3.80	0.00	0.00
6	ZAND	-8.70	0.00	0.00
7	ZAND5A	-10.50	0.00	0.00
8	ZAND5B	-12.30	0.00	0.00
9	ZAND	-18.00	0.00	0.00
10	ZAND	-18.30	180.40	180.40

Grondgegevens RECHTS : (Grondtabel 3)

Laag	Grondsoort	Peil bovenkant	Wosp-B	Wosp-O
			180.40	180.40

nr	Naam	Grondlaag [m]	[kN/m2]	[kN/m2]
1	AANVULZAND	0.00	0.00	0.00
2	KLEI1A	-0.50	0.00	0.52
3	VEEN2	-2.60	0.52	0.62
4	KLEI3	-3.00	0.62	0.82
5	ZAND5B	-3.80	0.82	2.05
6	ZAND	-8.70	2.05	2.50
7	ZAND5A	-10.50	2.50	2.95
8	ZAND5B	-12.30	2.95	4.37
9	ZAND	-18.00	4.37	6.00

Waarschuwing : Aan LINKER-zijde van de damwand is boven het waterpeil een waterover(onder)spanning gedefinieerd !

Waarschuwing : Aan LINKER-zijde van de damwand is t.p.v het maaiveld een waterover(onder)spanning gedefinieerd !

Waarschuwing : Aan de onderkant van de damwand (LINKER-zijde) is de waterover(onder)spanning gelijk aan 180.40

Waarschuwing : Aan de onderkant van de damwand (RECHTER-zijde) is de waterover(onder)spanning gelijk aan 6.00

Gebruikte methode aan LINKER-zijde van de damwand : LAMBDA
 Gebruikte methode aan RECHTER-zijde van de damwand : LAMBDA

Star steunpunt 1 op -1.00 [m] tov Peil.
 Verhinderling van Translatie.

Star steunpunt 2 op -17.30 [m] tov Peil.
 Verhinderling van Translatie.

Star steunpunt 3 op -9.00 [m] tov Peil.
 Verhinderling van Translatie.

Gelijkmatig verdeelde bovenbelasting 1 op rechter maaiveld : 20.00 [kN/m2]
 Gelijkmatig verdeelde bovenbelasting 2 op linker maaiveld : 183.48 [kN/m2]

Resultaten van de berekening van bouwfase 4

Aantal iteraties : 4

Kn nr	Peil m	Verpl mm	Moment kNm/Bm	DwarsK kN/Bm	KorSpL Stat kN/m2	Stat %	KorSpR Stat kN/m2	Stat %	WatSpL kN/m2	WatSpR kN/m2
1	0.00	-24.4	-0.0	0.0	0.00		9.99 * 8		0.00	0.00
2	-0.50	-25.0	1.4	5.9	0.00		13.32 * 7		0.00	0.00
2	-0.50	-25.0	1.4	5.9	0.00		14.49 *		0.00	0.00
3	-0.70	-25.3	2.9	8.9	0.00		13.20 *		0.00	2.05
3	-0.70	-25.3	2.9	8.9	0.00		13.20 *		0.00	2.05
4	-1.00	-25.7	6.3	13.6	0.00		11.14 *		0.00	5.12
4	-1.00	-25.7	6.3	-106.9	0.00		11.14 *		0.00	5.12
5	-1.50	-26.3	-44.8	-96.8	0.00		14.08 *		0.00	10.25
5	-1.50	-26.3	-44.8	-96.8	0.00		14.08 *		0.00	10.25
6	-2.00	-26.9	-89.8	-82.6	0.00		17.09 *		0.00	15.37
6	-2.00	-26.9	-89.8	-82.6	0.00		17.09 *		0.00	15.37
7	-2.60	-27.6	-132.9	-60.2	0.00		20.67 *		0.00	21.52
7	-2.60	-27.6	-132.9	-60.2	0.00		17.80 *		0.00	21.52
8	-3.00	-28.0	-153.7	-43.5	0.00		18.42 *		0.00	25.62
8	-3.00	-28.0	-153.7	-43.5	0.00		23.77 *		0.00	25.62
9	-3.80	-28.6	-171.2	1.5	0.00		29.32 *		0.00	33.82

9	-3.80	-28.6	-171.2	1.5	0.00	35.71	* 26	0.00	33.82
10	-5.02	-29.0	-111.0	101.9	0.00	48.20	* 28	0.00	46.38
10	-5.02	-29.0	-111.0	102.0	0.00	48.20	* 28	0.00	46.38
11	-6.25	-29.1	90.9	232.1	0.00	57.76	28	0.00	58.94
11	-6.25	-29.1	90.9	232.2	0.00	57.76	28	0.00	58.94
12	-7.47	-29.5	467.3	385.7	0.00	61.50	26	0.00	71.49
12	-7.47	-29.5	467.3	385.7	0.00	61.50	26	0.00	71.49
13	-8.70	-31.7	1042.3	554.2	0.00	52.72	*	0.00	84.05
13	-8.70	-31.7	1042.3	554.6	0.00	57.83	12	0.00	84.05
14	-9.00	-32.7	1214.9	594.5	0.00	25.55	A	0.00	87.13
14	-9.00	-32.7	1214.9	-822.2	0.00	25.55	A	0.00	87.13
15	-9.50	-34.9	818.1	-764.3	0.00	26.87	A	0.00	92.25
15	-9.50	-34.9	818.1	-764.3	0.00	26.87	A	0.00	92.25
16-10.50	-40.6	115.5	-638.7	0.00	29.50	A	0.00	102.50	
16-10.50	-40.6	115.5	-638.7	0.00	52.44	A	0.00	102.50	
17-11.40	-46.0	-394.9	-493.6	0.00	55.79	A	0.00	111.72	
17-11.40	-46.0	-394.9	-493.6	0.00	55.79	A	0.00	111.72	
18-12.30	-50.7	-769.6	-337.2	0.00	59.14	A	0.00	120.95	
18-12.30	-50.7	-769.6	-337.2	0.00	48.05	A	0.00	120.95	
19-13.30	-54.1	-1020.0	-161.3	0.00	51.66	A	0.00	131.20	
19-13.30	-54.1	-1020.0	-161.3	0.00	51.66	A	0.00	131.20	
20-14.30	-55.2	-1087.5	28.5	0.00	55.26	A	0.00	141.45	
20-14.30	-55.2	-1087.5	28.5	0.00	55.26	A	0.00	141.45	
21-15.30	-53.7	-958.4	232.1	0.00	58.87	A	0.00	151.70	
21-15.30	-53.7	-958.4	232.1	0.00	58.87	A	0.00	151.70	
22-16.30	-50.0	-618.8	449.6	0.00	62.48	A	0.00	161.95	
22-16.30	-50.0	-618.8	449.5	0.00	62.48	A	0.00	161.95	
23-17.30	-44.8	-54.7	680.8	0.00	66.09	A	0.00	172.20	
23-17.30	-44.8	-54.7	-326.3	0.00	66.09	A	0.00	172.20	
24-18.00	-40.9	-223.3	-153.5	0.00	75.34	*	0.00	179.37	
24-18.00	-40.9	-223.3	-153.5	0.00	74.40	*	0.00	179.37	
25-18.30	-39.2	-257.8	-75.8	0.00	80.85	*	0.00	182.45	
25-18.30	-39.2	-257.8	-75.8	0.00	80.85	*	0.00	182.45	
26-18.60	-37.4	-268.6	4.3	0.00	84.82	*	0.00	185.52	
26-18.60	-37.4	-268.6	4.3	0.83	84.82	*	180.40	185.52	
27-19.78	-29.8	-201.9	104.0	28.85	* 38	85.26	*	192.20	
27-19.78	-29.8	-201.9	104.1	28.85	* 38	85.26	*	192.20	
28-20.96	-21.6	-54.6	129.3	101.78	* 75	75.85	*	204.00	
28-20.96	-21.6	-54.6	129.4	101.78	* 75	75.85	*	204.00	
29-22.14	-13.1	64.7	56.9	174.56	* 89	66.60	*	215.80	
29-22.14	-13.1	64.8	56.2	174.56	* 89	66.60	*	215.80	
30-23.32	-4.9	59.4	-55.4	130.90	51	61.50	A	227.60	
30-23.32	-4.9	59.4	-56.5	130.90	51	61.50	A	227.60	
31-24.50	3.2	-0.3	-1.1	27.84	* 12	147.73	* 12	239.40	
								246.00	
								S	
Maxima :	-55.2	1214.9	-822.2						

Oplegreacties

Knoop	Peil [m]	Kracht [kN/Bm]	Moment [kNm/Bm]
4	-1.00	120.50	-0.00
14	-9.00	1416.68	0.00
23	-17.30	1007.14	0.00

Horizontale grondkracht op de damwand [kN/Bm] :

	Links	Rechts
Korrel	515.73	1346.84
Water	1238.41	2951.95
Totaal	1754.14	4298.79

Als passieve zijde wordt beschouwd : Links
 Maximale passieve korrelweerstand : 984.18 [kN/Bm]
 Gemobiliseerde passieve korrelweerstand : 515.73 [kN/Bm]

Percentage gemobiliseerde weerstand : 52.4 [%]

Maxima over de alle bouwfases :

Verplaatsing : -55.2 [mm]
 Moment : 1214.9 [kNm/Bm]
 Dwarskracht : -822.2 [kN/Bm]

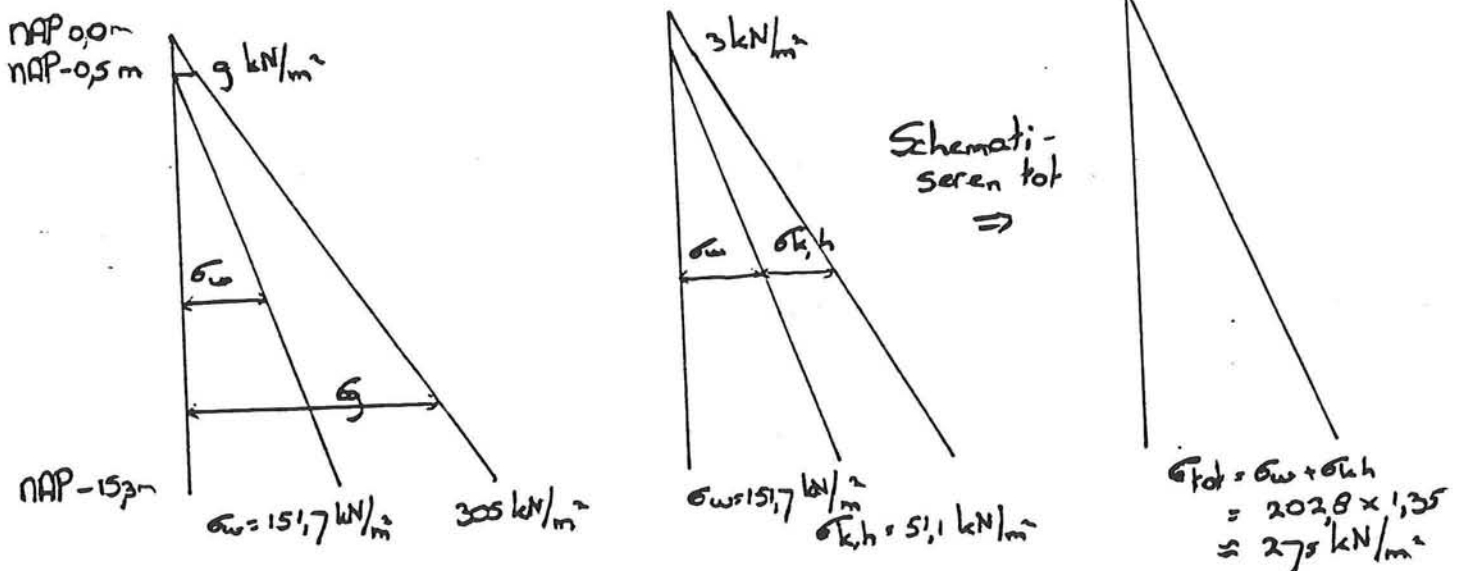
EINDE MSHEET UITVOERFILE

Bijlage VII Dimensionering Ontvangtschacht

VII.1 Uitgangspunten/aannamen

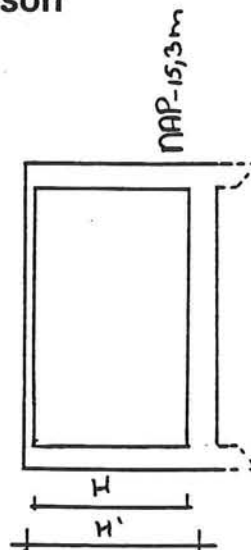
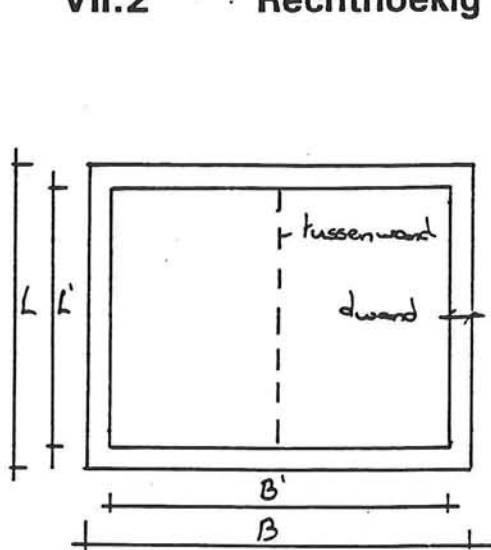
- Waterspanning verloopt lineair
Max. stijghoogte NAP -0.5 m. $\gamma_w = 10.25 \text{ kN/m}^3$
- Bodem bestaat uit zand: $\gamma_n = 20 \text{ kN/m}^3$ $\gamma_d = 18 \text{ kN/m}^3$
 $\lambda_a = 1/3$
- Bovenkant vloer NAP - 15.3 m.
- Grondophoging van 0.5 m. tot NAP
- Alleen permanente belasting
- Toepassing van een verjonging; Alleen actieve korrelspanningen
- In de berekening is geen rekening gehouden met de openingen voor de TBM's en voor de doorvoer van de weg.
- Alle wanden worden berekend als een ligger. Om plaat werking te schematiseren wordt de belasting gehalveerd.
- Betonkwaliteit B35: $f_b = 1,4 \text{ N/mm}^2$
- Opneembare schuifspanning: $\tau_1 = 0,4 * 1,4 = 0,56 \text{ N/mm}^2$

Belasting door grond- en waterdruk:



Plaat $\sigma_{\text{tot}} = 275 * 0.5 \approx 140 \text{ kN/m}^2$

VII.2 Rechthoekig caisson



$$L = 25 \text{ m.}$$

$$\text{Schat } L' = 22 \text{ m.}$$

$$B = 31,3 + 2 d^{\text{wand}}$$

$$B' = 31,3 \text{ m.}$$

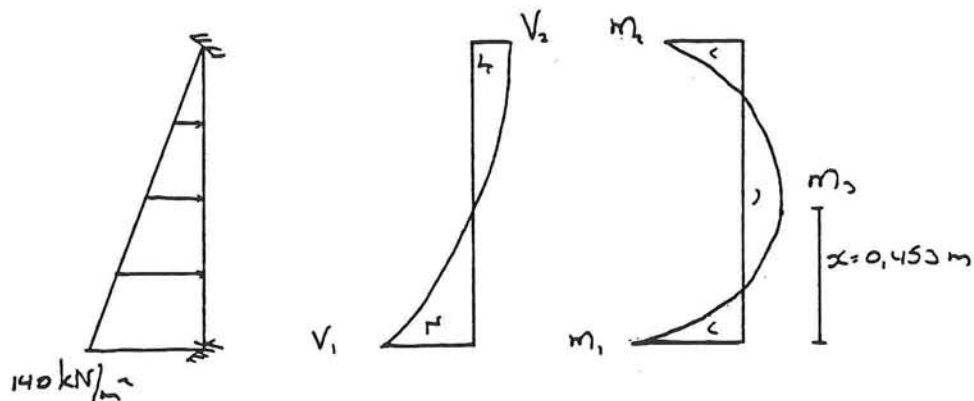
$$H = D_{\text{TBM}} + \text{marge}$$

$$H = 11,30 + 1,1 + 1,5$$

$$H = 13,9 \text{ m.}$$

$$H' = 15 \text{ m.}$$

Wand vertikaal



$$V_1 = 7/20 ql = 7/20 * 140 * 15 = 735 \text{ kN}$$

$$V_2 = 3/20 ql = 315 \text{ kN}$$

$$M_1 = 1/20 ql^2 = 1/20 * 140 * 15^2 = 1575 \text{ kNm.}$$

$$M_2 = 1/30 ql^2 = 1050 \text{ kNm}$$

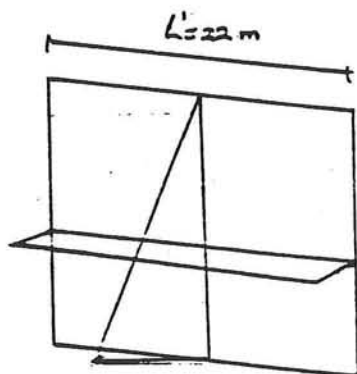
$$M_3 < M_2$$

$$\tau = V/bd = 735 / (1 * d)$$

$$\Rightarrow \tau = 560 \text{ N/mm}^2$$

$$d_{\text{wand}} = 1,35 \text{ m.}$$

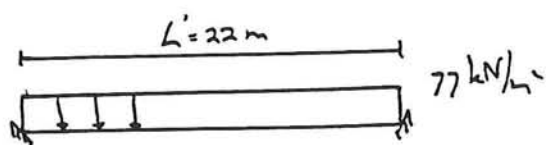
Wand horizontaal



Bereken het moment in langsrichting op de plaats waar het moment in het verticale vlak maximaal is.

$$x = 0,45 * 1,5 = 6,80 \text{ m.}$$

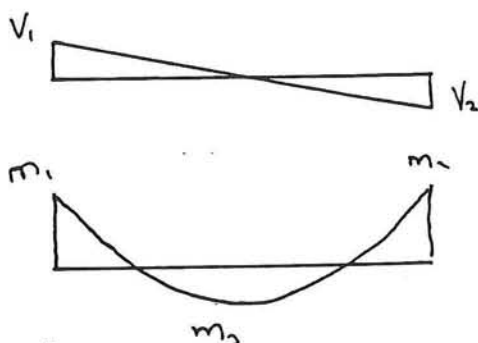
6,80 meter boven onderzijde wand.



Belasting:

$$140/15 * (15 - 6,8) = 76,7 \text{ kN/m}^2$$

Stel belasting = 77 kN/m²



$$\begin{aligned} V_1 = V_2 &= 1/2 ql \\ &= 1/2 * 77 * 22 \\ &= 847 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_1 = M_2 &= 1/12 ql^2 \\ &= 1/12 * 77 * 22^2 \\ &= 3110 \text{ kNm.} \end{aligned}$$

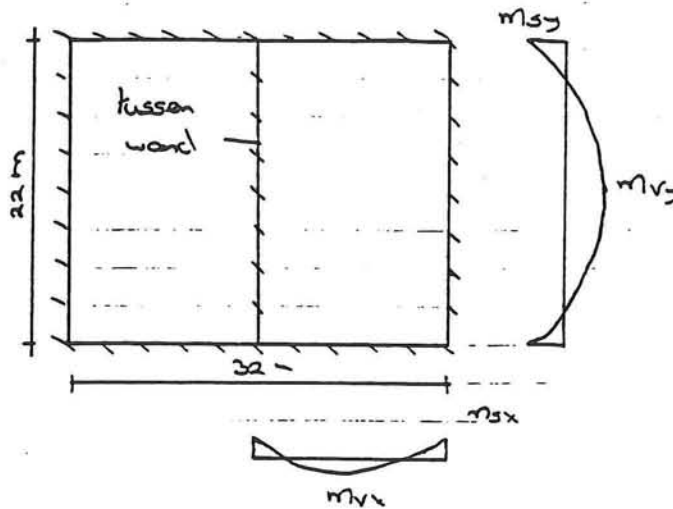
$$M_3 = 1/2 M_2 = 1555 \text{ kNm.}$$

$$d_{\text{wand}} = V/\tau b = 847 / (560 * 1) = 1,55 \text{ m. Maatgevend}$$

$$W = 1/6 bh^2 = 1/6 * 1 * 1,55^2 = 0,4 \text{ m}^3$$

$$\sigma = M/W = 7,8 \text{ N/mm}^2 \text{ Toelaatbaar}$$

Vloer



Momenten berekend volgens
Tabel 18 NEN 6720; VBC
[Lit.12]

$$L_y / L_x = 22/16 = 1,4$$

$$M_{vx} = 0,032 qL_x^2$$

$$M_{sx} = -0,072 qL_x^2$$

$$M_{vy} = 0,012 qL_x^2$$

$$M_{sy} = -0,055 qL_x^2$$

Schat vloerdikte = 2,5 m.

Belasting: $F_{opw} = (15,3 + 2,5 - 0,5) * 10,25 * 1,35 = 239,4 \text{ kN/m}^2$
 $F_{neer} = 0,9 * 2,5 * 24 = 54,0 \text{ kN/m}^2$
 $F_{res} = \text{=====}$
 $= 186 \text{ kN/m}^2$

$$M_{vx} = 0,032 * 186 * 16^2 = 1525 \text{ kNm.} \quad d = 1,85 \text{ m.} \quad \sigma = 2,7 \text{ N/mm}^2$$

$$M_{sx} = -0,072 * 186 * 16^2 = 3430 \text{ kNm.} \quad \sigma = 6,0 \text{ N/mm}^2$$

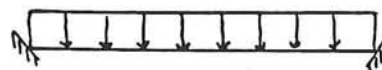
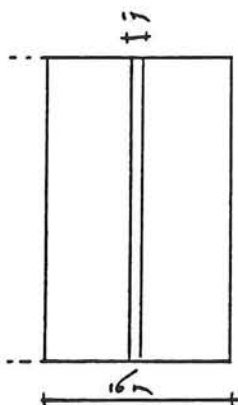
$$M_{vy} = 0,012 * 186 * 16^2 = 575 \text{ kNm.} \quad \sigma = 1,0 \text{ N/mm}^2$$

$$M_{sy} = -0,055 * 186 * 16^2 = 2620 \text{ kNm.} \quad \sigma = 4,6 \text{ N/mm}^2$$

Dwarkracht wordt bepaald door een middenstrook te beschouwen.

$$q = 0,5 * 186 = 93 \text{ kN/m}^2$$

(plaat)



$$V = 1/2 q l = 1/2 * 93 * 22 = 1023 \text{ kN}$$

$$d = V/bt = 1023 / (1 * 560) = 1,85 \text{ m.}$$

Stel geen tussen wand: $V = 1/2 * 93 * 32 = 1490 \text{ kN}$ $d = 2.70 \text{ m.}$

Vloer bijna een meter dikker

Opdrijven

$$\gamma * F_{opw} = L * B * Z * \gamma_w * \gamma$$

$$L = 25 \text{ m.} \quad \gamma * F_{opw} = 161500 \text{ kN}$$

$$B = 31,3 + 1,55 * 2 = 34,4 \text{ m.}$$

$$Z = 15,3 - 0,5 + 1,85 = 16,65 \text{ m.}$$

$$\gamma_w = 10,25 \text{ kN/m}^2$$

$$\gamma = 1,1$$

$$F_{neer} = > \text{Vloer:} \quad 1,85 * 25 * 34,4 * 24 = 38184 \text{ kN}$$

$$\text{Wand:} \quad 1,55 * 13,9 * (2 * (25 + 34,4)) * 24 = 61430 \text{ kN}$$

$$\text{Stel } d_{dak} = 1,0 \text{ m. ; } d_{tussenwand} = 1,0 \text{ m.}$$

$$\text{Dak:} \quad 1,0 * 25 * 34,4 * 24 = 20640 \text{ kN}$$

$$\text{Tussenwand:} \quad 1 * 13,9 * (25 - 1,55 - 2) * 24 = 7306 \text{ kN}$$

$$= = = = =$$

$$F_{neer,tot} = 127560 \text{ kN}$$

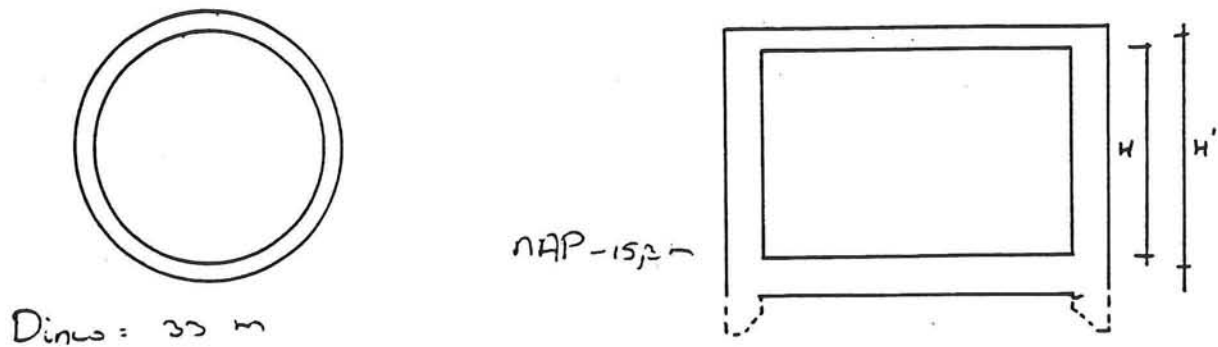
$$F_{res,opw} = 33940 \text{ kN} \quad \approx 1500 \text{ m}^3 \text{ beton}$$

Dit is een laag van twee meter dikte over de hele caisson vloer

De hoeveelheid ballast beton kan verminderd worden door dikkere wanden en een dikkere vloer toe te passen.

Extra ballast zal nog moeten worden toegevoegd om de openingen het dak en de wanden voor de TBM's en de toerit te compenseren. Dit zal nog een fors aantal extra m³ beton inhouden.

VII.3 Rond caisson

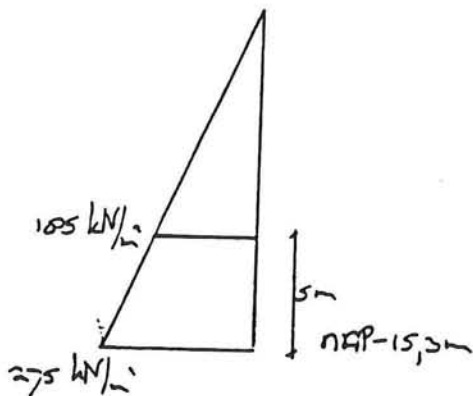


Schat $D_{uitw} = 35$ m. $H = 13,9$ m. $H' = 15$ m.

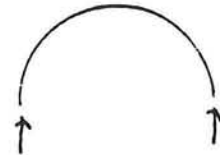
Wand

Berekend met de Ketelformule

Max. ringspanning aanhouden op $2/3 H \Rightarrow 5$ meter boven de vloer



Ketelformule



$$F = 1/2 qD = 1/2 * 185 * 34 \\ = 3145 \text{ kN Normalkracht}$$

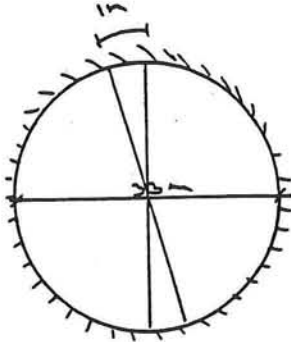
$$B 35: f'_b = 27 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Stel } h = 1 \text{ m. } \Rightarrow d = 120 \text{ mm.}$$

Door de aanwezigheid van de vloer en het dak zal er in het verticale vlak een moment op de wand ontstaan. Dit is niet in de beschouwing op genomen. Het moment in de wand zal lager zijn dan bij een rechthoekige constructie.

In eerste instantie wordt gesteld $d_{wand} = 0,75$ m.

Vloer



Stel vloer = 3 m.

$F_{res} = 182 \text{ kN/m}^2$
(berekend zoals bij rechthoekig caisson)

$$V = 1/2 * 182 * 33/2 = 1502 \text{ kN}$$

$$d = V/b\tau = 2,7 \text{ m.}$$

Max moment in cirkelvormige plaat volgens vloeilijnen theorie :

$$M = 1/25 qL^2 = 1/25 * 185 * 33^2 = 8060 \text{ kNm.}$$

$$W = 1/6 bh^2 = 1/6 * 1 * 2,7^2 = 1,22 \text{ m}^2 \quad \sigma = 6.7 \text{ N/mm}^2$$

Toelaatbaar

Opdrijven

$$\gamma * F_{opw} = H * opp * \gamma_w * \gamma$$

$$H = 15,3 - 0,5 + 2,7 = 17,5 \text{ m.}$$

$$Opp = 1/4 \pi D^2 = 1/4 * \pi * 34,5^2 = 935 \text{ m}^2$$

$$\gamma * F_{opw} = 17,5 * 935 * 10,25 * 1,1 = 185000 \text{ kN}$$

$$F_{neer,vloer} = 2,7 * 34,5^2 * 24 = 77130 \text{ kN}$$

$$F_{neer,wand} = 13,9 * 0,75 * \pi * 34,5 * 24 = 27118 \text{ kN}$$

$$\text{Stel } d_{dak} = 1,0 \text{ m.}$$

$$F_{neer,dak} = 34,5^2/4 * \pi * 24 = 22450 \text{ kN}$$

$$F_{res,opw} = 58300 \text{ kN} \quad \Rightarrow 2430 \text{ m}^3 \text{ beton}$$

Dit is een laag van 3,25 m. over de hele caissonvloer

Ook hier geldt dat de hoeveelheid ballast verminderd kan worden door dikkere wanden en een dikkere vloer toe te passen.

Extra ballast zal nog moeten worden toegevoegd om de openingen in dak en wanden voor de TBM's en toerit te compenseren.

Westerschelde Oever Verbinding

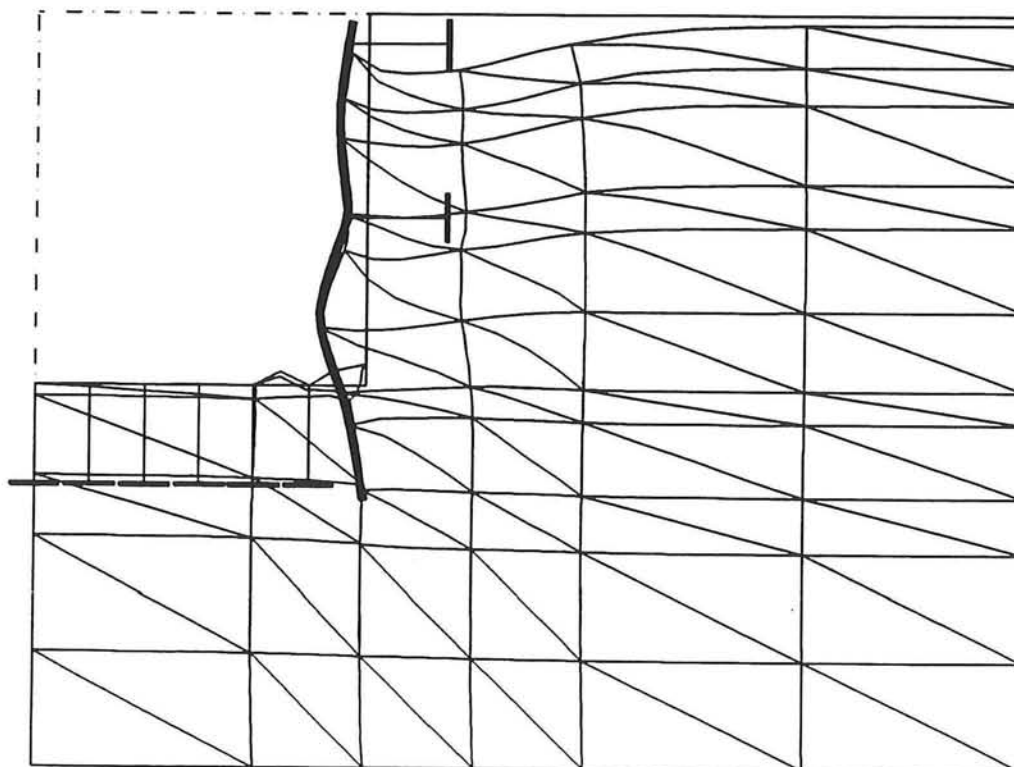
Ontwerp van de Toerit Zuid-Beveland

augustus 1995

B.M. Berkhout

Plastische scharnieren in damwandconstructies

Uitwerking van een casestudie



Westerschelde Oever Verbinding
Ontwerp van de Toerit Zuid-Beveland

**Plastische scharnieren in
damwandconstructies**

Uitwerking van een casestudie

B.M. Berkhout

augustus 1995

Technische Universiteit Delft
faculteit Civiele Techniek
sectie Geotechniek

Afstudeercommissie:

Prof. ir. A.F. van Tol	TU Delft
ir. K.G. Bezuijen	TU Delft
ir. T.T. Jonker	Raadgevend Ingenieursbureau Lievense B.V.
ir. D.A. Kort	TU Delft
ir. J.P. Oostveen	TU Delft
ir. B. Polen	TU Delft

Voorwoord

Dit rapport is een deel van mijn afstudeerwerk "Westerschelde Oever Verbinding; Ontwerp van de noordelijke toerit". In dit deel, "Plastische scharnieren in damwandconstructies", wordt onderzocht welke voordelen het toelaten van plastische scharnieren in een damwand oplevert.

Voor een specifieke toepassing, namelijk de damwanden berekend voor het diepste gedeelte van de bouwkuij van de noordelijke toerit van de Westerschelde Oever Verbinding, is een damwand die elastisch vervormt vergeleken met een damwand waarin plastische scharnieren worden toegelaten. Hierbij is gebruik gemaakt van een drietal computerprogramma's; MSHEET, PLAXIS en SPOOKS. Van de lezer wordt verwacht dat hij enigszins bekend is met MSHEET en PLAXIS. Voor begrip van het programma SPOOKS wordt verwacht dat bij de lezer enige kennis van de plasticiteitsleer aanwezig is.

Mijn dank gaat vooral uit naar meneer Oostveen. Wanneer hij onverwacht maar de Universiteit kwam vond hij zijn bureau en computer bezet door deze student. (Gelukkig vond hij dat niet erg). Ook Arjen Kort, waarbij ik met al mijn vragen terecht kon, is een grote hulp geweest. Verder dank ik mijn afstudeer-commissie voor hun begeleiding. Ik heb het erg prettig gevonden dat ik dit deel van mijn afstudeerverslag bij de sectie geotechniek heb kunnen uitvoeren en gebruik heb kunnen maken van alle voorzieningen.

Delft, 29 augustus 1995

Brenda Berkhout

BIJLAGEN

Bijlage I MSHEET Berekening

In deze bijlage is de gehele in- en uitvoer van MSHEET toegevoegd.

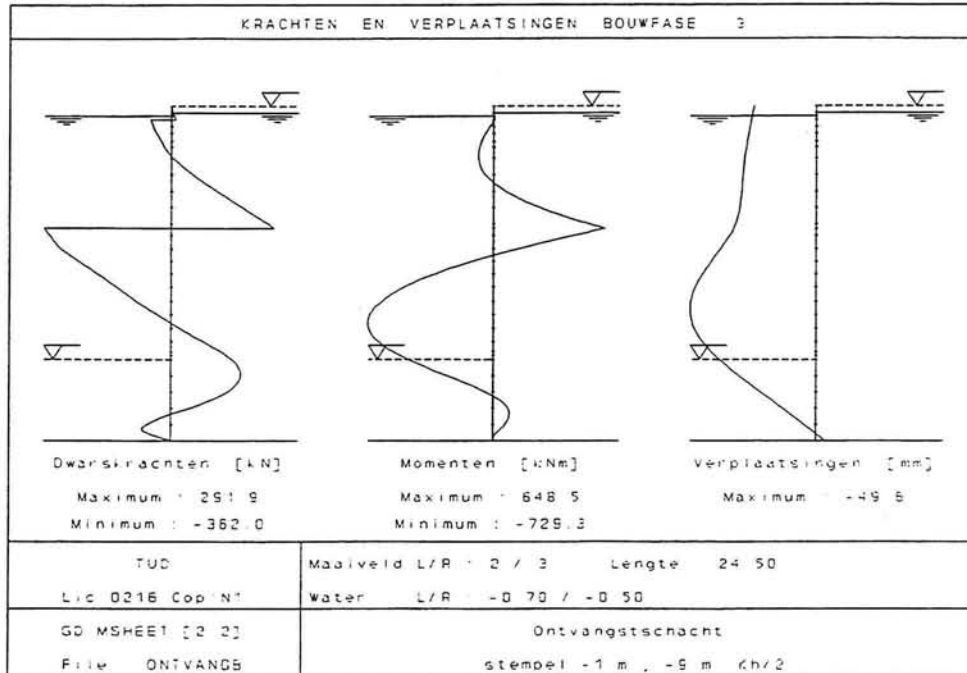
Berekening I is de uitvoer van de berekening waarbij geldt :

$$K_{h,\mu}/2$$

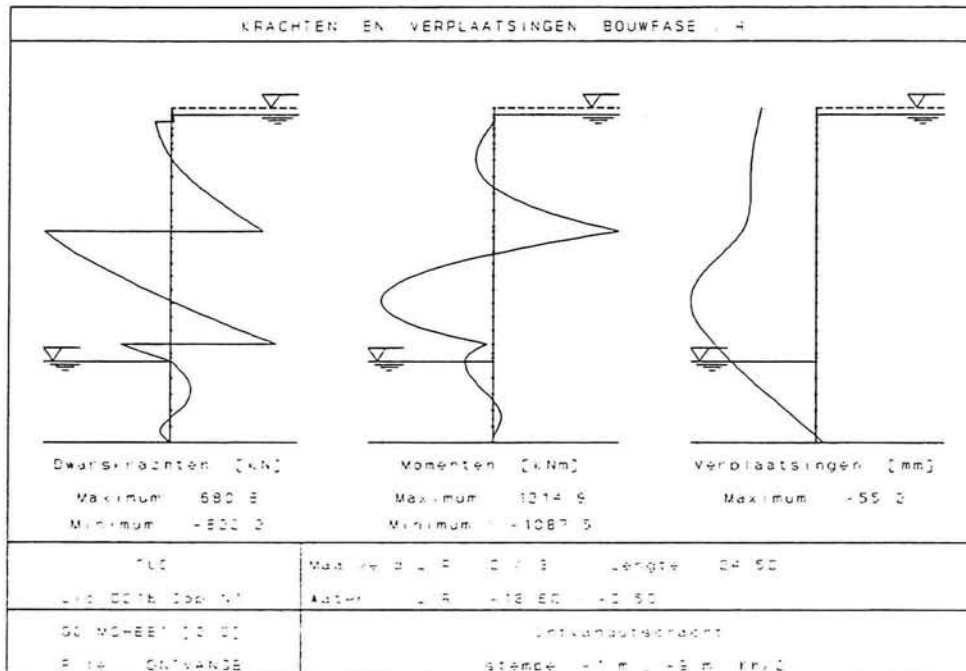
Berekening II is de uitvoer van de berekening waarbij geldt :

$$K_{h,\mu} * 1.5$$

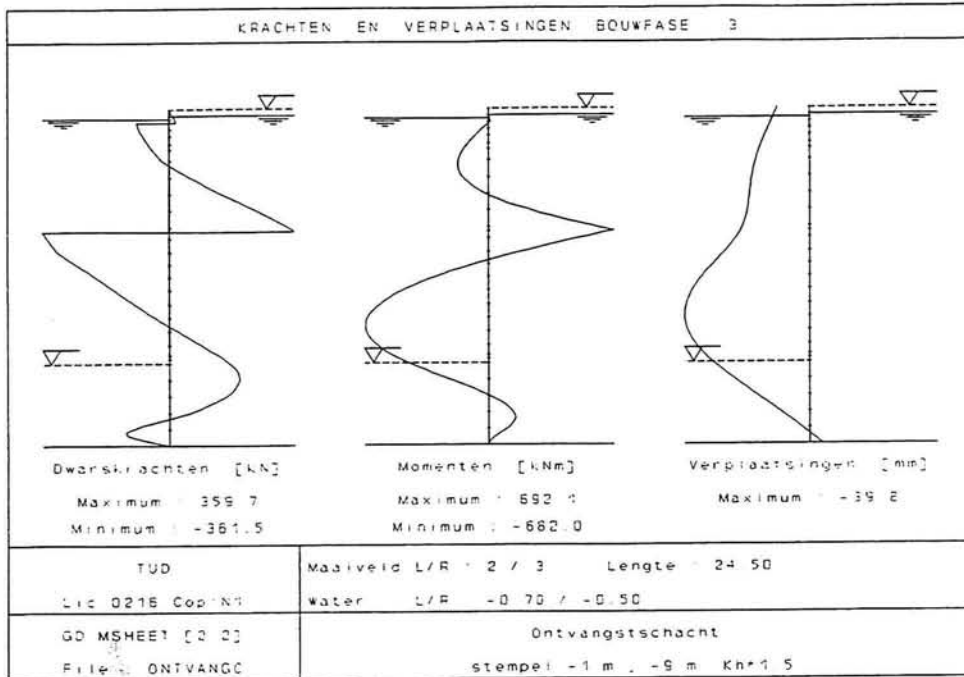
De momentenlijnen behorend bij bouwfase III en IV van berekening I zijn afgebeeld in figuur I.1 (bouwfase III) en figuur I.2 (bouwfase IV), die van berekening II in figuur I.3 en I.4.



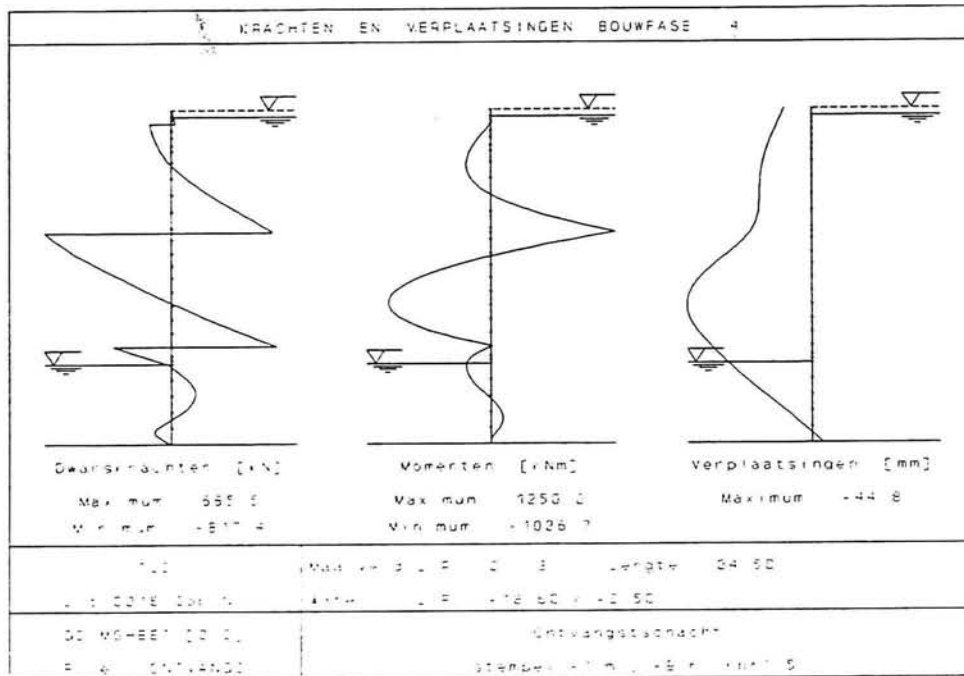
Figuur I.1



Figuur I.2



Figuur I.3



Figuur I.4

Berekening I

```

MM   MM   SSSSSS  HH  HH  EEEEE  EEEEE  TTTTTT
MMM  MMM  SS      HH  HH  EE      EE      T
MM  MM  MM   SSSSS  HHHHHH  EEEE  EEEE  T
MM  M  MM      SS  HH  HH  EE      EE      T
MM   MM  SSSSSS  HH  HH  EEEEE  EEEEE  T

```

Versie : 2.2
 Update : 941205
 Licentie : 0216
 Bedrijf : TUD

Probleem titels : Damwand berekening Ontvangtschacht
 ontgraven tot NAP -18.3 m stempel -1 m.
 Datum : 1995-07-06
 Tijd : 14:03:03

Naam uitvoerfile : C:\BRENDA\MSHEET\ONTVANGB.SHO
 Naam invoerfile : C:\BRENDA\MSHEET\ONTVANGB.SHI
 Naam dumpfile : C:\BRENDA\MSHEET\ONTVANGB.SH

OVERZICHT VAN ALGEMENE INVOER GEGEVENS :

Aantal takken in veer karakteristiek : 1
 Ontlastingsstak voor veer karakteristiek : Ja
 Aantal bouwfasen : 4

Damwand gegevens :

Lengte : 24.50 [m]
 Peil bovenkant : 0.00 [m]
 Aantal stukken : 1

Stuk nr	[m] Van	[m] tot	Stijfheid EI [kNm ² /Bm]	W-breed. [m]
1	0.00	-24.50	4.200E+0005	1.00

Gegevens grondsoort : KLE11A

Volumieke massa droog	: 16.00 [kN/m ³]	Lambda actief	: 0.43
nat	: 16.00 [kN/m ³]	Lambda neutraal	: 0.67
Cohesie	: 2.00 [kN/m ²]	Lambda passief	: 2.61
Wandwrijving delta	: 17.07 [graden]		
Phi	: 19.57 [graden]		
Beddingskonstanten [kN/m ³]	Nr	Boven	Onder
	K [0]	2000.00	2000.00
	K [1]	500.00	500.00
			Ontlastingsstak

Gegevens grondsoort : VEEN2

Volumieke massa droog	: 10.00 [kN/m ³]	Lambda actief	: 0.43
nat	: 10.00 [kN/m ³]	Lambda neutraal	: 0.67
Cohesie	: 2.00 [kN/m ²]	Lambda passief	: 2.61
Wandwrijving delta	: 17.07 [graden]		
Phi	: 19.57 [graden]		
Beddingskonstanten [kN/m ³]	Nr	Boven	Onder
	K [0]	1000.00	1000.00
	K [1]	250.00	250.00
			Ontlastingsstak

Gegevens grondsoort : KLE13

Volumieke massa droog	: 17.00 [kN/m ³]	Lambda actief	: 0.43
nat	: 17.00 [kN/m ³]	Lambda neutraal	: 0.67

Cohesie	:	2.00	[kN/m2]	Lambda passief	:	2.61
Wandrijving delta	:	17.07	[graden]			
Phi	:	19.57	[graden]			
Beddingskonstanten	:	Nr	Boven	Onder		
[kN/m3]		K[0]	2500.00	2500.00		Ontlastingstak
		K[1]	750.00	750.00		

Gegevens grondsoort : ZAND5A

Volumieke massa droog	:	17.00	[kN/m3]	Lambda actief	:	0.48
nat	:	18.00	[kN/m3]	Lambda neutraal	:	0.70
Cohesie	:	0.00	[kN/m2]	Lambda passief	:	2.31
Wandrijving delta	:	14.89	[graden]			
Phi	:	17.39	[graden]			
Beddingskonstanten	:	Nr	Boven	Onder		
[kN/m3]		K[0]	10000.00	10000.00		Ontlastingstak
		K[1]	2500.00	2500.00		

Gegevens grondsoort : ZAND5B

Volumieke massa droog	:	17.00	[kN/m3]	Lambda actief	:	0.39
nat	:	19.50	[kN/m3]	Lambda neutraal	:	0.63
Cohesie	:	0.00	[kN/m2]	Lambda passief	:	2.96
Wandrijving delta	:	19.24	[graden]			
Phi	:	21.74	[graden]			
Beddingskonstanten	:	Nr	Boven	Onder		
[kN/m3]		K[0]	10000.00	10000.00		Ontlastingstak
		K[1]	2500.00	2500.00		

Gegevens grondsoort : ZAND

Volumieke massa droog	:	17.00	[kN/m3]	Lambda actief	:	0.27
nat	:	20.00	[kN/m3]	Lambda neutraal	:	0.49
Cohesie	:	0.00	[kN/m2]	Lambda passief	:	5.12
Wandrijving delta	:	27.50	[graden]			
Phi	:	30.43	[graden]			
Beddingskonstanten	:	Nr	Boven	Onder		
[kN/m3]		K[0]	40000.00	40000.00		Ontlastingstak
		K[1]	10000.00	10000.00		

Gegevens grondsoort : AANVULZAND

Volumieke massa droog	:	18.00	[kN/m3]	Lambda actief	:	0.23
nat	:	20.00	[kN/m3]	Lambda neutraal	:	0.44
Cohesie	:	0.00	[kN/m2]	Lambda passief	:	6.40
Wandrijving delta	:	27.50	[graden]			
Phi	:	33.91	[graden]			
Beddingskonstanten	:	Nr	Boven	Onder		
[kN/m3]		K[0]	7500.00	15000.00		Ontlastingstak
		K[1]	2500.00	5000.00		

=====
 De invoer is gecontroleerd en goed bevonden.
 Aantal knopen op de damwand : 31
 =====

 ***** B O U W F A S E 1 : Uitvoer voor alle knopen ! *****

Overzicht ingevoerde gegevens voor bouwfase 1
 =====

Maaiveld LINKS : (Maaiveldnr. 4) Maaiveld RECHTS : (Maaiveldnr 3)

Punt nr.	X-coördinaat [m] tov DAMWAND	Y-coördinaat [m] tov.PEIL	Punt nr.	X-coördinaat [m] tov DAMWAND	Y-coördinaat [m] tov.PEIL
1	0.00	-1.50	1	0.00	0.00

Water Peil Links / Rechts : -2.00 / -0.50 [m]

Grondgegevens LINKS : (Grondtabel 1)

Laag nr	Grondsoort Naam	Peil bovenkant Grondlaag [m]	Wosp-B [kN/m2]	Wosp-O [kN/m2]
1	AANVULZAND	0.00	0.00	0.00
2	KLEI1A	-0.50	0.00	0.00
3	VEEN2	-2.60	0.00	0.00
4	KLEI3	-3.00	0.00	0.00
5	ZAND5B	-3.80	0.00	0.00
6	ZAND	-8.70	0.00	0.00
7	ZAND5A	-10.50	0.00	0.00
8	ZAND5B	-12.30	0.00	0.00
9	ZAND	-18.00	0.00	0.00

Grondgegevens RECHTS : (Grondtabel 5)

Laag nr	Grondsoort Naam	Peil bovenkant Grondlaag [m]	Wosp-B [kN/m2]	Wosp-O [kN/m2]
1	AANVULZAND	0.00	0.00	0.00
2	KLEI1A	-0.50	0.00	0.37
3	KLEI1A	-0.70	0.37	0.37
4	VEEN2	-2.60	0.37	0.37
5	KLEI3	-3.00	0.37	0.37
6	ZAND5B	-3.80	0.37	0.37
7	ZAND	-8.70	0.37	0.37
8	ZAND5A	-10.50	0.37	0.37
9	ZAND5B	-12.30	0.37	0.37
10	ZAND	-18.00	0.37	0.37

Waarschuwing : Aan de onderkant van de damwand (RECHTER-zijde) is de waterover(onder)spanning gelijk aan 0.37

Gebruikte methode aan LINKER-zijde van de damwand : LAMBDA
Gebruikte methode aan RECHTER-zijde van de damwand : LAMBDA

Gelijkmatig verdeelde bovenbelasting 1 op rechter maaiveld : 20.00 [kN/m2]

Resultaten van de berekening van bouwphase 1

Aantal iteraties : 4

Kn nr	Peil m	Verpl mm	Moment kNm/Bm	DwarsK kN/Bm	KorSpL kN/m2	Stat %	KorSpr kN/m2	Stat %	WatSpL kN/m2	WatSpr kN/m2
1	0.00	-29.0	-0.0	0.0	0.00		4.60 A		0.00	0.00
2	-0.50	-27.3	0.7	2.8	0.00		6.67 A		0.00	0.00
2	-0.50	-27.3	0.7	2.8	0.00		9.85 A		0.00	0.00
3	-0.70	-26.7	1.4	5.1	0.00		10.20 A		0.00	2.37
3	-0.70	-26.7	1.4	5.1	0.00		10.20 A		0.00	2.37
4	-1.00	-25.7	3.6	9.4	0.00		10.98 A		0.00	5.37
4	-1.00	-25.7	3.6	9.4	0.00		10.98 A		0.00	5.37
5	-1.50	-24.0	10.6	19.1	0.00		12.27 A		0.00	10.37
5	-1.50	-24.0	10.6	19.1	6.46 P		12.27 A		0.00	10.37
6	-2.00	-22.3	21.8	25.4	16.52	60	13.56 A		0.00	15.37
6	-2.00	-22.3	21.8	25.4	16.52	60	13.56 A		0.00	15.37
7	-2.60	-20.3	39.3	32.9	17.94	49	15.11 A		6.00	21.37
7	-2.60	-20.3	39.3	32.9	12.86	35	15.11 A		6.00	21.37
8	-3.00	-19.0	53.8	40.0	12.53	34	15.11 A		10.00	25.37
8	-3.00	-19.0	53.8	40.0	22.05	60	15.11 A		10.00	25.37
9	-3.80	-16.5	88.6	47.0	23.90	47	17.51 A		18.00	33.37
9	-3.80	-16.5	88.6	46.9	50.91 P		18.26 A		18.00	33.37
10	-5.02	-12.9	134.0	28.3	50.41	59	22.80 A		30.25	45.62
10	-5.02	-12.9	134.0	28.3	50.41	59	22.80 A		30.25	45.62
11	-6.25	-9.8	160.9	16.6	49.90	42	27.34 A		42.50	57.87
11	-6.25	-9.8	160.9	16.6	49.90	42	27.34 A		42.50	57.87
12	-7.47	-7.2	176.8	10.1	50.82	33	31.88 A		54.75	70.12

Samenvatting

In het kader van de Europese eenwording wordt gewerkt aan een Europese norm; de Eurocode. Eurocode 3 behandelt het ontwerp van stalen constructies. Deel 5 van deze code bevat specifiek het ontwerp van stalen palen en damwanden. Dit deel is momenteel in ontwikkeling. De Eurocode staat plastische scharnieren in de damwanden toe. Door herverdeling in het staal en de grond reduceren de maatgevende momenten. De damwand moet echter wel voldoende rotatiecapaciteit bezitten, om de rotaties die in de plastische scharnieren ontstaan te ondergaan.

In dit tweede gedeelte van het afstudeerrapport is de rekenwijze, waarbij de damwand wordt berekend volgens de methode uit het CUR-handboek [Lit.3], vergeleken met de rekenwijze waarbij plastische scharnieren in de damwand worden toegelaten. Dit onderzoek is uitgevoerd voor het diepste gedeelte van de noordelijke toerit van de Westerschelde Oever Verbinding. Één van de mogelijke bouwwijzen voor dit deel is de aanleg van een bouwkuip met tijdelijke damwanden waarbinnen dit deel van de toerit wordt gerealiseerd. De bouwkuipdiepte bedraagt ongeveer 18 meter.

Om een goede vergelijking mogelijk te maken is voor deze bouwkuip zowel een berekening gemaakt waarbij geen plastische scharnieren in de damwand worden toegelaten als een berekening waarbij dit wel is toegestaan. Met MSHEET is in deel 1 van het afstudeerrapport de lengte van de damwand en de positie van de stempels bepaald. De belangrijkste punten en resultaten zijn in dit rapport opgenomen. Met het Deense computerprogramma SPOOKS is het mogelijk een damwand, waarin plastische scharnieren ontstaan te berekenen. Uitgaande van de zelfde stempelposities is met dit programma de damwandlengte bepaald. Om een goede vergelijking tussen beide methoden mogelijk te maken is de geometrie van zowel de elastische berekende damwand als de plastisch berekende damwand ingevoerd in PLAXIS. Op basis van deze berekening is voor beide methoden bepaald welk type damwand toegepast moet worden.

Uit de elastische berekening volgt dat een combiwand bestaande uit buispalen en 3 tussenplanken toegepast moet worden. Uitgaande van de plastische berekening is zowel een combiwand als een wand bestaande uit losse damwandplanken toepasbaar.

Vergelijking van beide methoden laat zien dat wanneer op basis van de plastische berekening een damwandplank toegepast wordt dat dit een materiaal besparing van circa 32 % oplevert. Wanneer echter een combiwand toegepast wordt is plastisch rekenen minder aantrekkelijk. Omdat een buispaal gekozen moet worden met voldoende rotatiecapaciteit, moet overgegaan worden op

buispalen met een relatief kleine diameter en een relatief dikke wand. Dit levert slechts een materiaal besparing van circa 14 % op. Het grootste voordeel van een combiwand, grote dunwandige buizen die met weinig materiaal een groot moment op kunnen nemen, gaat verloren. Het plastisch berekenen van een combiwand levert dus minder voordeel op.

Door het toelaten van plastische scharnieren in een damwand zullen de verplaatsingen van de damwand en daardoor de zakkingen van het maaiveld toenemen. Wanneer echter in de directe omgeving van de bouwput geen (zettingsgevoelige) objecten aanwezig zijn, kunnen deze zakkingen toelaatbaar zijn.

Inhoudsopgave

Voorwoord	v
Samenvatting	vii
Inhoudsopgave	ix
Hoofdstuk 1 Inleiding	1
Hoofdstuk 2 Situatiebeschrijving	3
2.1 Bestaande situatie	3
2.2 Bouwfasen	5
2.3 Grondopbouw	5
Hoofdstuk 3 Gebruikte rekenmodellen	7
3.1 MSHEET	7
3.2 SPOOKS	9
3.3 PLAXIS	11
3.3.1 Type elementen	11
3.3.2 Grondmodellering	13
Hoofdstuk 4 Elastische berekening	15
4.1 Berekening met MSHEET	15
4.2 Berekening met PLAXIS	18
4.2.1 Bepaling van de grondparameters	18
4.2.2 Profielkeuze	19
Hoofdstuk 5 Plastische berekening	23
5.1 Damwand(planken)	23
5.1.1 Berekening in SPOOKS	23
5.1.2 berekening in PLAXIS	25
5.1.3 Keuze van het profiel	28
5.2 Combiwand	31
5.2.1 Berekening in SPOOKS	31
5.2.2 Berekening in PLAXIS	32
5.2.3 Keuze van een combiwandprofiel	34
Hoofdstuk 6 Vergelijking van de berekeningen	39
6.1 Hoeveelheid staal	39
6.2 Heikbaarheid	41
6.3 Verplaatsingen	41
6.3.1 Verplaatsing van de damwand	41
6.3.2 Zakkingen van het maaiveld	43

Hoofdstuk 7 Conclusies	47
Hoofdstuk 8 Aanbevelingen	49
Literatuurlijst	51

Bijlagen

Bijlage I	MSHEET Berekening	B 3
Bijlage II	PLAXIS Berekening	B 29
Bijlage III	SPOOKS Berekening	B 37
Bijlage IV	Berekening rotatiecapaciteit	B 69
Bijlage V	Combiwand profiel	B 73
Bijlage VI	Trillen van damwandelementen	B 75

Hoofdstuk 1 Inleiding

In dit rapport is onderzocht wat de voordelen zijn van het toelaten van plastische scharnieren in de damwand. Bij damwandberekeningen volgens de Nederlandse Normen (NEN) worden geen plastische scharnieren in de damwand toegelaten. In het kader van de Europese eenwording wordt een Europese Norm ontwikkeld : De Eurocode. Enkele delen van deze Eurocode worden reeds toegepast. Eurocode 3 omvat het ontwerp van stalen constructies. Deel 5 hiervan behandelt het ontwerp van stalen palen en damwanden en is nog in ontwikkeling. Wanneer dit deel van de Eurocode van kracht wordt is het toegestaan te rekenen met plastische scharnieren in de damwand, mits de damwand voldoende rotatiecapaciteit bezit.

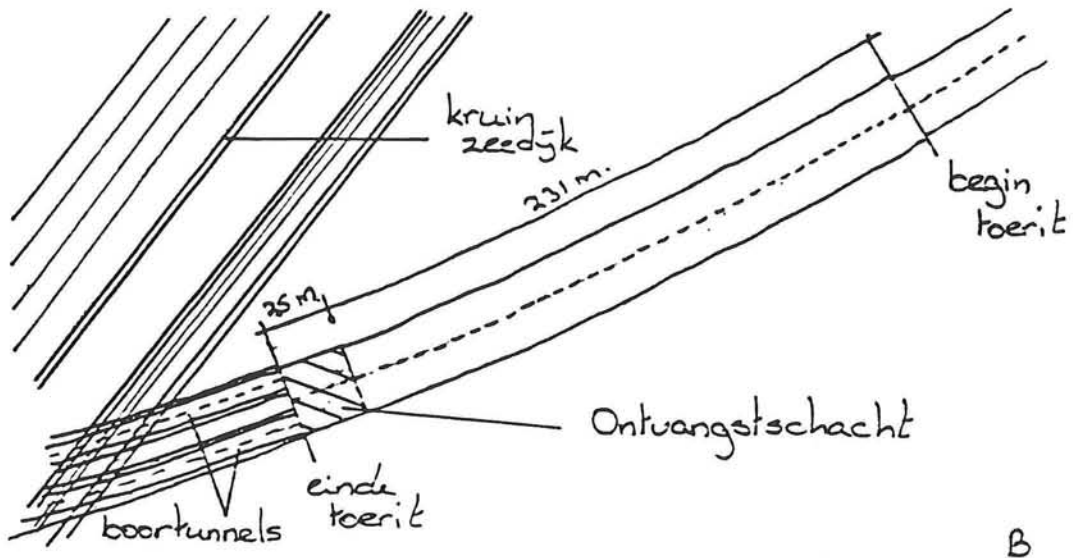
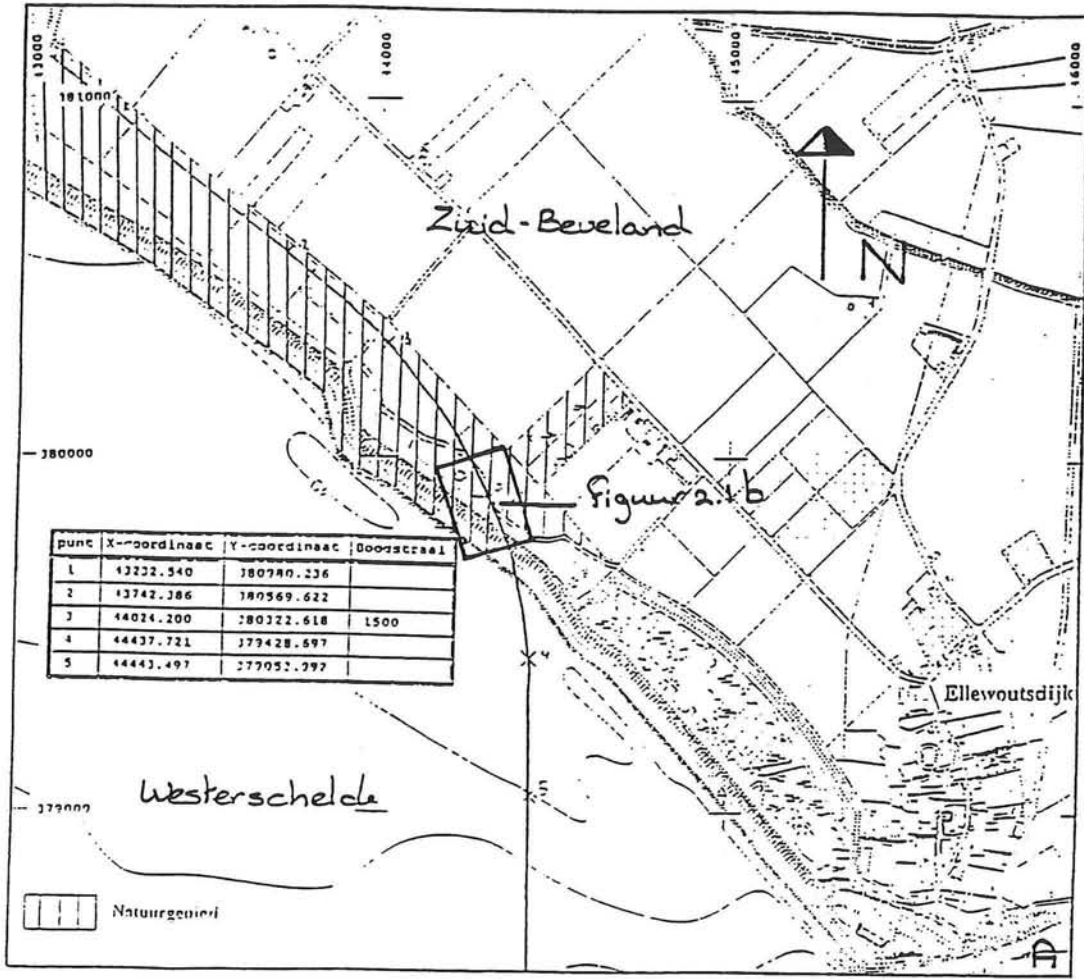
Voor een praktijksituatie, in dit geval de diepste sectie van de noordelijke toerit van de Westerschelde Oever Verbinding, wordt in dit rapport bestudeerd welke voordelen het toelaten van plastische scharnieren in de damwand biedt.

Voor het begrip wordt allereerst vermeld dat, wanneer in het rapport gesproken wordt over een plastische berekening, een berekening bedoeld wordt, waarbij plastische scharnieren in de damwand worden toegelaten. Bij een elastische berekening is het niet toegestaan. Bij berekening van het grondgedrag wordt natuurlijk wel plasticiteit toegelaten.

De vergelijking vindt plaats voor een damwand die in deel I van dit afstudeerrapport is uitgewerkt. In hoofdstuk 2 is kort de situatie, de bouwwijze en de grondopbouw behandeld. In paragraaf 1 van hoofdstuk 4 is de elastische berekening met MSHEET, zoals deze ook in deel 1 is uitgevoerd, toegevoegd. Om vergelijking van de elastische en plastische rekenwijze op basis van een zelfde rekenprogramma mogelijk te maken is de elastische berekening in PLAXIS ingevoerd.(paragraaf 4.2)

In hoofdstuk 5 is de plastische berekening uitgevoerd. Hierbij is gebruik gemaakt van het Deense computerprogramma SPOOKS. Dit programma is vergelijkbaar met het in Nederland beter bekende programma BLUM. De gronddruk wordt onafhankelijk van de verplaatsingen berekend. SPOOKS laat in tegenstelling tot BLUM wel plastische scharnieren in de damwand toe. Met SPOOKS is de geometrie van de damwand bepaald. Deze geometrie is vervolgens ingevoerd in PLAXIS. Bij de plastische berekening is zowel een damwandplank, in paragraaf 5.1, als een combiwand, paragraaf 5.2, onderzocht.

In hoofdstuk 6 zijn de resultaten van de elastisch en plastische rekenmethode met elkaar vergeleken. In hoofdstuk 7 tenslotte worden conclusies getrokken en in hoofdstuk 8 worden enkele aanbevelingen gedaan.



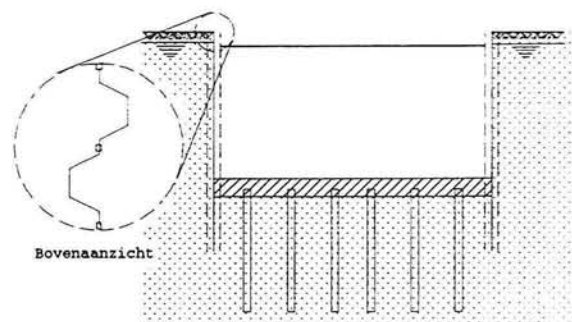
Figuur 2.1 Locatie van de bouwput

Hoofdstuk 2 Situatiebeschrijving

2.1 Bestaande situatie

In dit rapport wordt het diepste gedeelte van de bouwkuip van de Noordelijke toerit van de Westerschelde Oever Verbinding bestudeerd. De toerit is gelegen op Zuid-Beveland 1.5 km ten noord-westen van Ellewoutsdijk en 5 km ten zuid-oosten van Borsele. Het tracé van de Westerschelde Oever Verbinding is in figuur 2.1A afgebeeld. In figuur 2.1B is de positie van de toerit afgebeeld.

Voor de bouw van deze sectie zijn verschillende mogelijkheden beschikbaar. In dit onderzoek wordt uitgegaan van een bouwmethode waarbij tijdens de bouw van de toerit de wanden van de bouwkuip worden gevormd door damwanden. Deze wanden zijn zowel grond- als waterkerend. De bodem van de bouwkuip wordt gevormd door een laag onderwaterbeton. Deze laag vormt de horizontale waterscheiding. Om opdrijven van het onderwaterbeton te voorkomen wordt een verankering met trekpalen toegepast. (figuur 2.2)

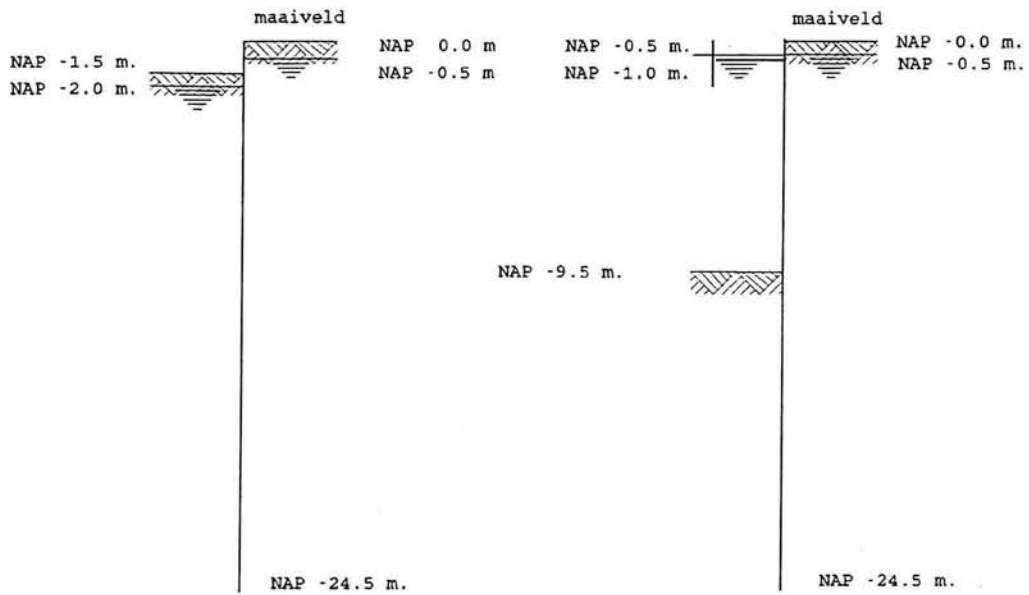


Figuur 2.2 Bouwkuipconstructie

De diepste sectie van de bouwput is tevens ontvangtschacht voor de boortunnel. Het doorbreken van de Tunnel Boor Machine (TBM) door de kopwand vereist speciale aanpassingen aan de damwand. Daarom is besloten in dit onderzoek slechts de zijwanden te bestuderen.

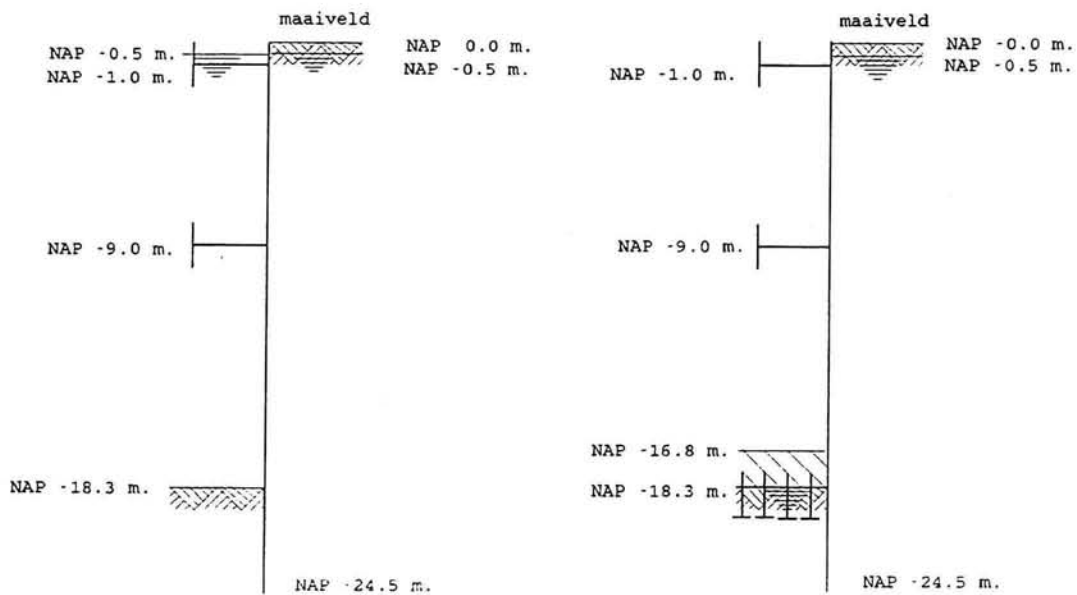
In de directe omgeving van de bouwkuip bevinden zich geen zettingsgevoelige constructies, zoals boerderijen en/of huizen. Zettingen van het maaiveld leiden daarom niet tot directe schade. Dit maakt deze bouwkuip geschikt voor een onderzoek naar de mogelijkheid om plastische scharnieren in de damwand toe te laten. Door het ontstaan van plastische scharnieren zal de damwand verder uitbuigen dan bij een elastische berekening. Aangenomen wordt dat uitbuigingen tot ongeveer 25 cm. toelaatbaar zijn. (Minder dan 1.5 % van de maximale ontgravingsdiepte.) De grotere uitbuiging van de damwand zal ook leiden tot grotere deformaties van de grond achter de damwand.

Wat betreft de aanwezigheid van de zeedijk wordt aangenomen dat eventueel optredende zettingen vooraf gecompenseerd worden door het aanbrengen van een ophoging op de dijk.



Bouwfase I

Bouwfase II



Bouwfase III

Bouwfase IV

Figuur 2.3 Bouwfasen

2.2 Bouwfasen

In deel 1 van dit afstudeerrapport zijn de afmetingen van de bouwkuip bepaald. Tevens zijn in dit deel de bouwfasen, de damwandlengte en de positie van de stempels bepaald. Besloten is deze stempelpositie niet te variëren. De maximale ontgravingsdiepte bedraagt NAP -18.3 m. Stempels zijn gepositioneerd op NAP -1.0 m. en NAP -9.0 m. De aangehouden bouwfasen zijn afgebeeld in figuur 2.3. en worden hieronder kort beschreven:

- Bouwfase I
Verlagen grondwaterstand van NAP -0.5 m. tot NAP -2.0 m.
Ontgraven tot NAP -1.5 m.
- Bouwfase II
Aanbrengen stempel op NAP -1.0 m. Bemaling stopzetten. In den natte ontgraven tot NAP -9.5 m.
- Bouwfase III
Stempel onder water aanbrengen op NAP -9.0 m. Vervolgens nat ontgraven tot NAP -18.3 m.
- Bouwfase IV
Heien trekpalen en aanbrengen laag onder water beton van 1,5 meter. Na verharden beton bouwkuip leeg pompen.

2.3 Grondopbouw

Uitgegaan wordt van een grondopbouw zoals aangegeven in figuur 2.4. In deze figuur zijn tevens de aangehouden grondparameters afgebeeld. De max. stijghoogte van het grondwater bedraagt NAP -0.5 m.

De parameters γ_d , γ_n , c , φ , $K_{h,\mu}$ zijn ontleent uit een rapport opgesteld door Grondmechanica Delft (lit. 1). Aangenomen is dat de eerste vier parameters (γ_d , γ_n , c , φ) de representatieve waarden van de grondlaag betreffen, terwijl voor $K_{h,\mu}$ aangenomen is dat dit de verwachtingswaarde betreft. De parameters E en ν zijn bepaald aan de hand van tabel I uit NEN 6740; Geotechniek, basiseisen en belastingen. (lit.2)



	Soort	γ_d (kN/m ³)	γ_n (kN/m ³)	c (kN/m ²)	φ °	$K_{h,\mu}$ (MN/m ³)	E (kN/m ²)	v
NAP 0.0 m.	AANVULZAND	18	20	0	35	5 ¹⁾	20	0.3
NAP - 0.5 m.	KLEI (1a)	16	16	2	22.5	1.0	2.0	0.3
NAP - 2.6 m.	VEEN (2)	10	10	2	22.5	0.5	0,2	0.35
NAP - 3.0 m.	KLEI (3)	17	17	2	22.5	1.5	2.0	0.3
NAP - 3.8 m.	ZAND + LEEMLENZEN (5b)	17	19.5	0	25	5	20	0.3
NAP - 8.7 m.	STERK LEEMIG ZAND (5a)	17	18	0	20	5	10	0.3
NAP - 10.5 m.	ZAND + LEEMLENZEN (5b)	17	19.5	0	25	5	20	0.3
NAP - 12.3 m.	ZAND	17	20	0	35	20	25	0.3

1) $K_{h,\mu, \text{boven}} = 5 \text{ MN/m}^3$
 $K_{h,\mu, \text{onder}} = 10 \text{ MN/m}^3$

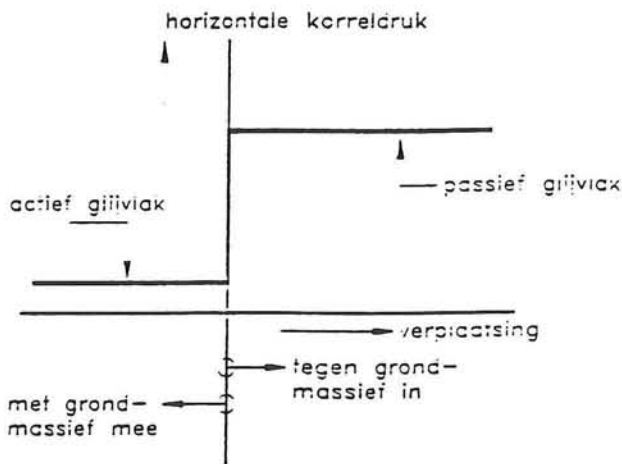
- γ_d = volume gewicht boven freatischvlak
 γ_n = volume gewicht onder freatischvlak
c = cohesie
 φ = hoek van inwendige wrijving bij gedraineerde (geconsolideerde) toestand
 $K_{h,\mu}$ = horizontale beddingsconstante
E = elasticiteits modulus
v = Poisson ratio

Figuur 2.4 Grondparameters

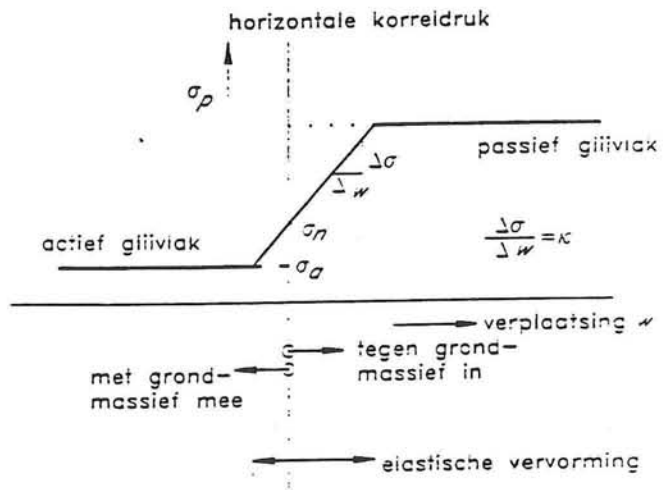
Hoofdstuk 3 Gebruikte rekenmodellen

3.1 MSHEET

MSHEET is een één-dimensionaal verenmodel voor het berekenen van momenten, dwarskrachten en verplaatsingen van een verticale grondkerende wand. De rekenmethode is gebaseerd op het zogenaamde verenmodel. De druk op de wand hangt af van de verplaatsingen van de wand. Klassieke methoden voor het berekenen van damwanden gaan er vanuit dat de korreldrukken die op de wand worden uitgeoefend dan wel actief dan wel passief zijn (fig. 3.1). Er is echter ook een gebied waarbij de verplaatsingen niet groot genoeg zijn om actieve of passieve gronddruk te veroorzaken. MSHEET hanteert een elasto-plastisch grondmodel dat ook het elastische gedrag van de grond modelleert (fig.3.2). De korreldrukken op de wand zijn nu afhankelijk van de verplaatsing.



Figuur 3.1 Klassiek grondmodel (Lit.3)



Figuur 3.2 Grondmodel MSHEET (Lit.3)

De damwand wordt opgevat als een op buiging belaste ligger die wordt ondersteund door ongekoppelde veren. Elk gronddeeltje over de hoogte van de damwand reageert als een loodrecht op de damwand geplaatste veer met een veer karakteristiek zoals is afgebeeld in figuur 3.2. Wanneer nog geen horizontale verplaatsing is opgetreden heerst in de veer een beginspanning, σ_n . De helling van de veer karakteristiek en dus de stijfheid van de grond wordt weergegeven door de horizontale beddingsconstante K , met $K = \Delta\sigma/\Delta w$. De grootte van σ_a en σ_p worden bepaald m.b.v. de verticale korreldruk, de cohesie en de gronddrukcoëfficiënten, λ_a en λ_p . Deze gronddrukcoëfficiënten zijn weer afhankelijk van met name de hoek van inwendige wrijving ϕ van de grond en de ruwheid van de wand, (uitgedrukt in de wandwrijvingshoek δ) [lit.4]

MSHEET modelleert de grond dus als ongekoppelde veren zowel in horizontale als verticale richting. Hiermee wordt het werkelijke grondgedrag sterk gesimplificeerd. Uitgaande van deze schematisering wordt, op basis van ervaringsgegevens, de beddingsconstante bepaald. Deze beddingsconstante, die zowel afhankelijk is van de grondsoort als van de toegepaste rekenmethode (verenprogramma), zal een goede benadering van de verplaatsingen opleveren.

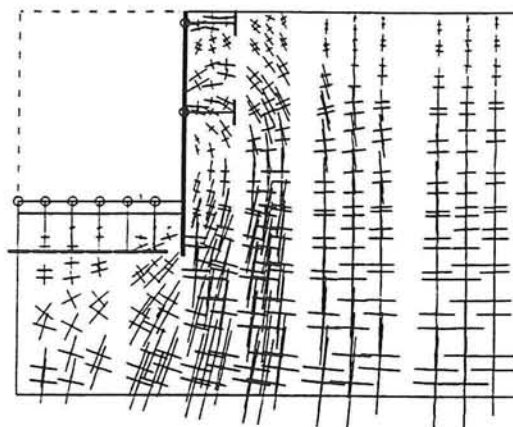
Wanneer een puntlast op de damwand werkt wordt deze alleen overgedragen naar de andere veren door de buigstijfheid van de damwand (figuur 3.3).



Figuur 3.3 ongekoppelde veren (Lit.3)

Doordat de veren niet gekoppeld zijn, kan de schuifspanning, waardoor spreiding van de belastingen over het grondmassief achter de wand plaatsvindt, niet worden gemodelleerd. De damwand zal dus een te groot deel van de belasting dragen. Er kan dan ook verwacht worden dat MSHEET hogere momenten in de wand berekent dan in werkelijkheid zullen optreden.

Door het ontbreken van de schuifspanning tussen de veren kan ook geen boogwerking optreden. Wanneer wel boogwerking op zou treden zou de belasting op de (stijve) stempels toenemen. De belasting op de wandzone tussen de stempels, relatief grote verplaatsingen, reduceert.



Figuur 3.4 Boogwerking

Een betere benadering van het kracht-verplaatsingsgedrag van de grond zou weergegeven kunnen worden door een meertakkige veer karakteristiek. Echter in

dit rapport wordt, omdat van de grond slechts globale gegevens beschikbaar zijn, uitgegaan van een lineaire veer karakteristiek.

Als verdere beperkingen van MSHEET kunnen nog worden genoemd:

- Slechts de stabiliteit van de damwand op zich wordt beschouwd. Het bezwijkmechanisme waarbij de totale constructie onderuit gaat (Bishop, Kranz stabiliteit) moeten apart gecontroleerd worden.
- Vervormingen van de grond worden niet berekend.

Tenslotte geldt nog dat, hoewel het grondgedrag elasto-plastisch gemodelleerd wordt, in de damwand zelf geen plastische scharnieren ontstaan. Er moet uitgegaan worden van het elastisch moment.

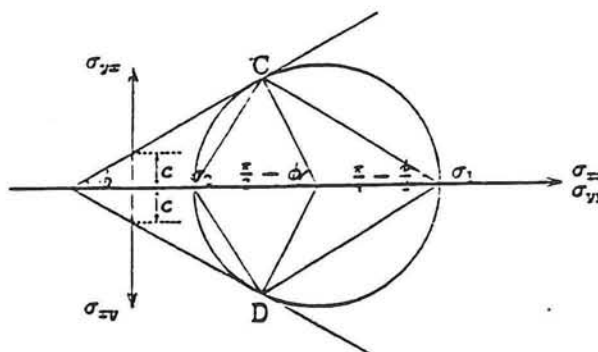
3.2 SPOOKS

SPOOKS is een computerprogramma dat ontwikkeld is door het Danish Geotechnical Institute. In tegenstelling tot MSHEET kunnen in dit programma wel plastische scharnieren in de damwand gevormd worden.

SPOOKS is gebaseerd op de gronddruk theorie van Brinch Hansen zoals deze door hem beschreven wordt in de dissertatie Earth Pressure Calculation (Lit.12). Deze theorie is een speciale toepassing van de algemene plasticiteitstheorie. Aangenomen wordt dat, afhankelijk van de vervormingen van de damwand, in de grond een bezwijkmechanisme ontstaat. Er ontstaan in deze zone schuifvlakken. De spanningen in deze vlakken zijn te berekenen volgens het bezwijkcriterium van Mohr-Coulomb:

$$\tau_f = c + \sigma' \tan \varphi$$

- τ_f = kritische schuifspanning
 σ' = normaalspanning
 c = cohesie
 φ = hoek van inwendige wrijving

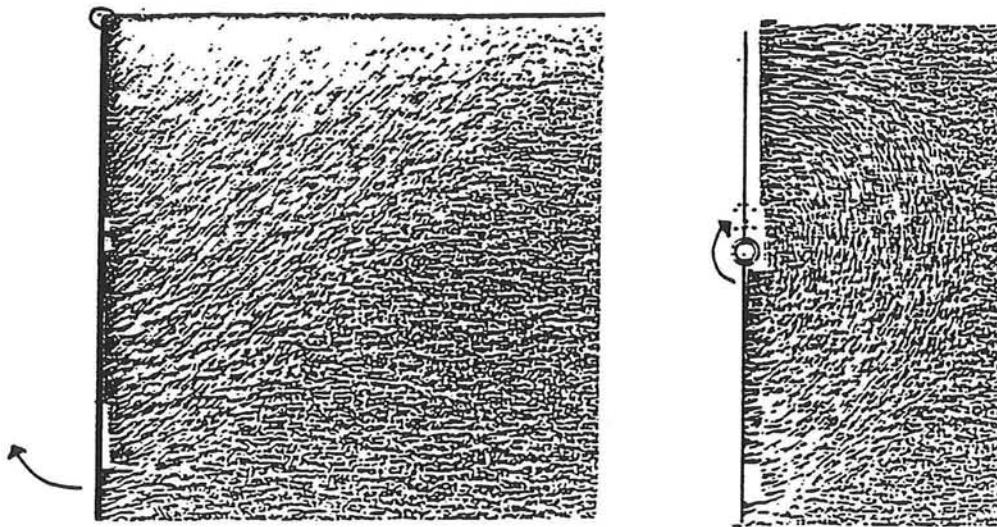


Figuur 3.5 Cirkel van Mohr (Lit.6)

In de punten C en D wordt voldaan aan het bezwijkcriterium; De schuifspanning is hier juist kritiek. σ_1 en σ_2 geven de hoofdspansingen op het kritische

schuifvlak weer. De kritische schuifvlakken maken een hoek van $45^\circ - \frac{1}{2}\varphi$ met de richting van de grootste hoofdspanning

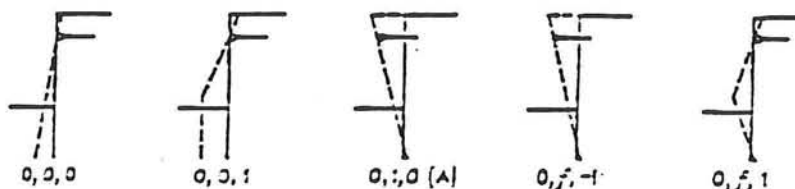
Aangenomen wordt dat in de bezwijktoestand de elastische vervormingen van de damwand verwaarloosd kunnen worden t.o.v. de plastische vervormingen. Een damwand wordt opgevat als een stijve wand. Wanneer vloeischarnieren ontstaan wordt de wand opgevat als een aantal stijve moten die alleen ter plaatse van de vloeischarnieren kunnen roteren.



Figuur 3.6 Verplaatsingsveld van de grond (vrij naar Lit.5)

Figuur 3.6 toont de verplaatsingen van de grond; A voor een damwand die, met de klok mee, roteert om zijn top en B voor een damwand die, in de zelfde richting om zijn middelpunt roteert.

Het is in SPOOKS mogelijk een vijftal bezwijkmechanismen te beschouwen. De mogelijke bezwijkmechanismen zijn afgebeeld in figuur 3.7.



figuur 3.7 Mogelijke bezwijkmechanismen (Lit.7)

Wanneer een damwand ontworpen wordt om volgens één van deze mechanismen te bezwijken zal dit volgens de theorie van Brinch Hansen ook daadwerkelijk zo plaatsvinden. Wanneer de damwand in eerste instantie op een ander punt vloeit, veroorzaakt de verplaatsing van de wand een reductie van de korrelspanningen op dit punt. Tegelijkertijd zal de korrelspanning in de andere gebieden toenemen waardoor het gekozen bezwijkmechanisme zal optreden.

Voorwaarde is natuurlijk wel dat het gekozen bezwijkmechanisme kinematisch en statisch mogelijk is. Ook het optreden van bezwijkmechanisme waarbij de hele damwand onderuit gaat moet apart gecontroleerd worden. Hoewel de theorie van Brinch-Hansen toegepast wordt, is niet bekend of de werkelijke bezwijkbelasting wordt over -of onderschat (lit.9)

Voor het bepalen van het geometrisch profiel van de damwand is SPOOKS een praktisch programma. Op redelijk eenvoudige (en snelle) manier kan onderzocht worden wat de invloed is van een de keuze voor een ander bezwijkmechanisme. Ook kan met SPOOKS een gunstige positie van de stempels worden bepaald. De geometrie die volgt uit SPOOKS (damwandlengte, positie van de stempels) kan vervolgens ingevoerd worden in een eindig elementen programma. Direct modelleren van een damwand in een EEM-programma is vanwege de lange rekentijd van deze programma's minder handzaam

3.3 PLAXIS

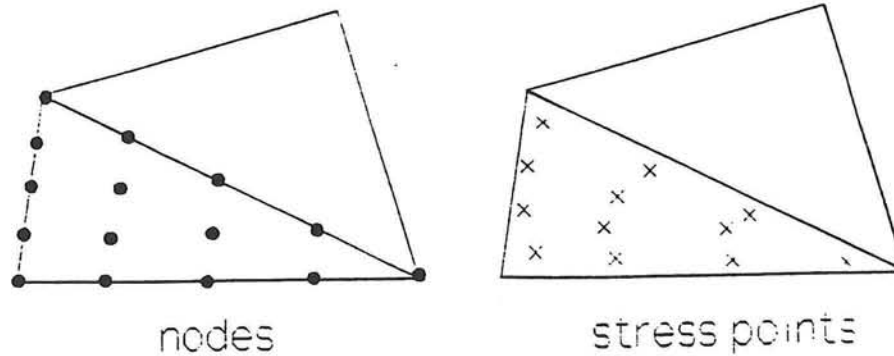
PLAXIS is een computerprogramma dat is gebaseerd op de eindige elementen methode. Het programma berekent de spanningen en vervormingen van het grondmassief en de zich daarin bevindende constructie-elementen. In deze paragraaf blijft de behandeling beperkt tot de situatie van een damwand in de grond.

3.3.1 Type elementen

Bij de berekening van een damwand in de grond wordt gebruik gemaakt van een viertal elementen :

- grondelementen
- balkelementen
- interface-elementen
- anker elementen

Het grondmassief wordt opgedeeld in driehoeken, de grondelementen. Elk element bevat 15 knopen (figuur 3.8a) en Gauss-punten (figuur 3.8b). In deze Gauss-punten worden de spanningen en verplaatsingen exact berekend. De spanningstoestand wordt bepaald als functie van de verplaatsingen van de



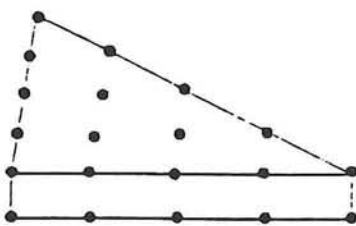
Figuur 3.8 Driehoekselement (Lit.8)

knopen van het element ten opzichte van elkaar. Als basis hiervoor geldt de interpolatie voor de verplaatsingen binnen het gebied van het element en de relatie tussen de spanningen en rekken van het materiaal waaruit het element is samengesteld (lit.2). Het krachten evenwicht tussen de elementen wordt gewaarborgd doordat aan elkaar grenzende elementen gemeenschappelijke knopen hebben.

De buigstijve damwand wordt opgedeeld in lijnstukjes, de balkelementen. Elk element bestaat uit 5 knopen (figuur 3.9). De berekening van de balkelementen is gebaseerd op de theorie van Mindlin. Verplaatsingen van de balk zijn mogelijk zowel ten gevolge van buiging als door afschuifkrachten. Terwijl ook rekken ten gevolge van normaalkrachten in rekening worden gebracht.



figuur 3.9 balkelement (Lit.8)



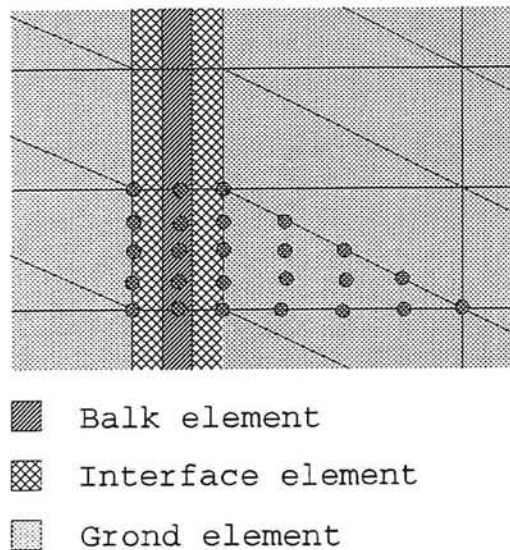
Figuur 3.11 Interface-element (Lit.8)

element in PLAXIS als oneindig dun beschouwd.

De krachtsoverdracht en het slipgedrag tussen de ligger-elementen en de grondelementen wordt door interface-elementen gemodelleerd. Interface-elementen bevatten knopen die aan de ene kant samen vallen met de knopen van het balk element en aan de andere kant met de knopen van het grondelement. In figuur 3.11 is een interface-element gekoppeld aan een grondelement afgebeeld. Hoewel het element een eindige dikte lijkt te hebben wordt dit

In figuur 3.10 wordt de koppeling tussen balk-, interface-, en grondelement weergegeven.

De ankers worden gemodelleerd als een elastoplastische veer. Het anker wordt gekoppeld aan een knoop op het balkelement



Figuur 3.10 Koppeling van de elementen

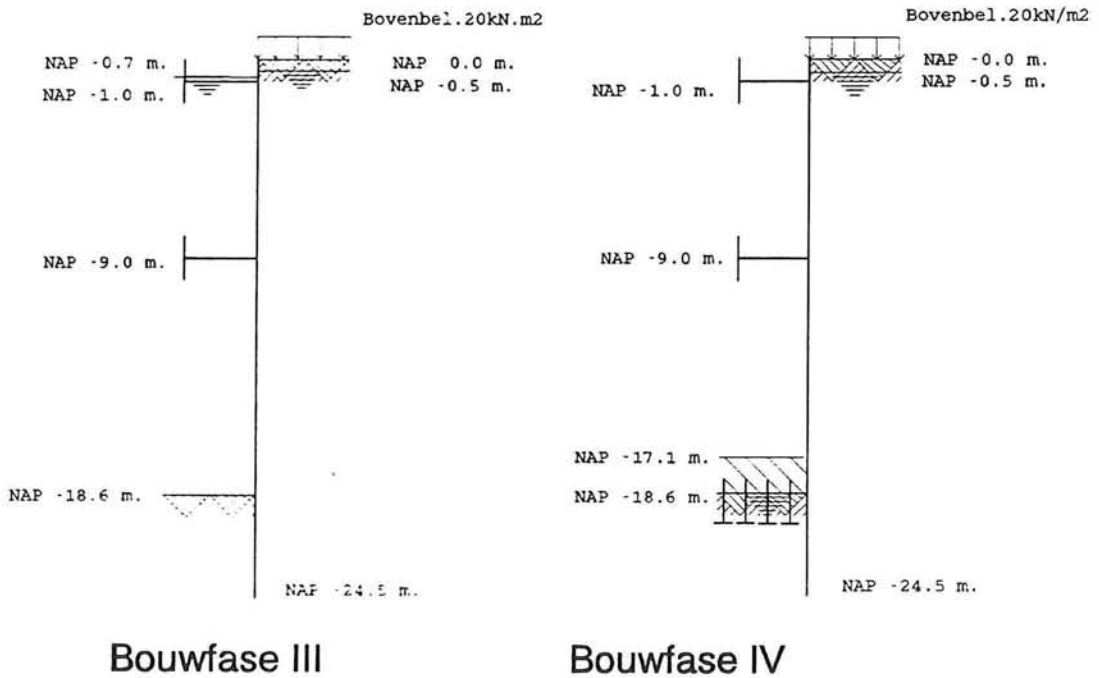
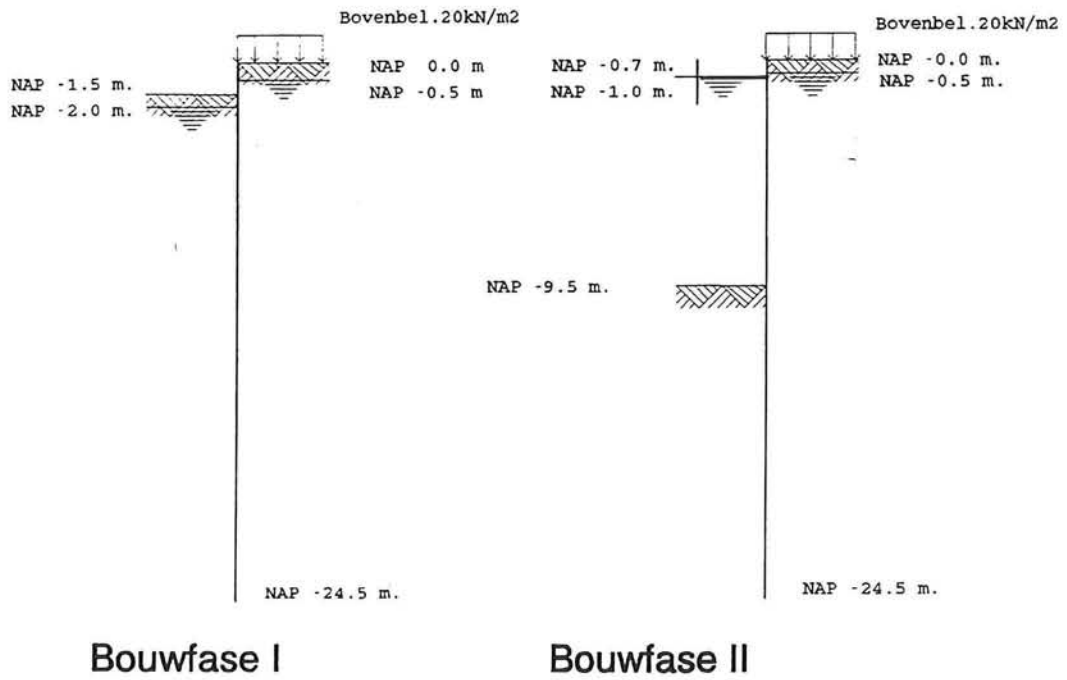
3.3.2 Grondmodellering

Het grote verschil tussen PLAXIS, een eindige elementenprogramma, en rekenmethodes zoals MSHEET, een verenprogramma, is dat in PLAXIS de onderlinge schuifkracht overdracht tussen de grondlagen wel in rekening wordt gebracht. Hierdoor is het ook mogelijk de boogwerking te modelleren. Bovendien is via de grafische presentatie van PLAXIS ook de totale stabiliteit van de damwand eenvoudige te controleren.

PLAXIS kent zes verschillende grondmodellen. In dit onderzoek wordt gebruik gemaakt van het elasto-plastische Mohr-Coulomb model. Dit model is in paragraaf 3.2 reeds besproken. Zolang de schuifspanningen kleiner zijn dan de schuifsterkte van de grond wordt er van uit gegaan dat het verband tussen de rekken en vervormingen lineair elastisch is. Bij het overschrijden van de maximale schuifsterkte treedt plastische vloeï op.

Voor het elastisch vervormingsgedrag van de grond wordt de glijdingsmodulus (G) in combinatie met de dwarscontractiecoëfficiënt (ν) gebruikt.

Daar slechts weinig gegevens bekend zijn over de grondopbouw ter plaatse en ook de gegevens over de verschillende grondsoorten beperkt zijn is besloten niet over te gaan op een meer geavanceerde benadering van het grondgedrag zoals bijvoorbeeld met Advanced Mohr-Coulomb en PLAXIS CAP mogelijk zou zijn.



Figuur 4.1 Bouwfasen (inclusief veiligheden)

Hoofdstuk 4 Elastische Berekening

4.1 Berekening met MSHEET

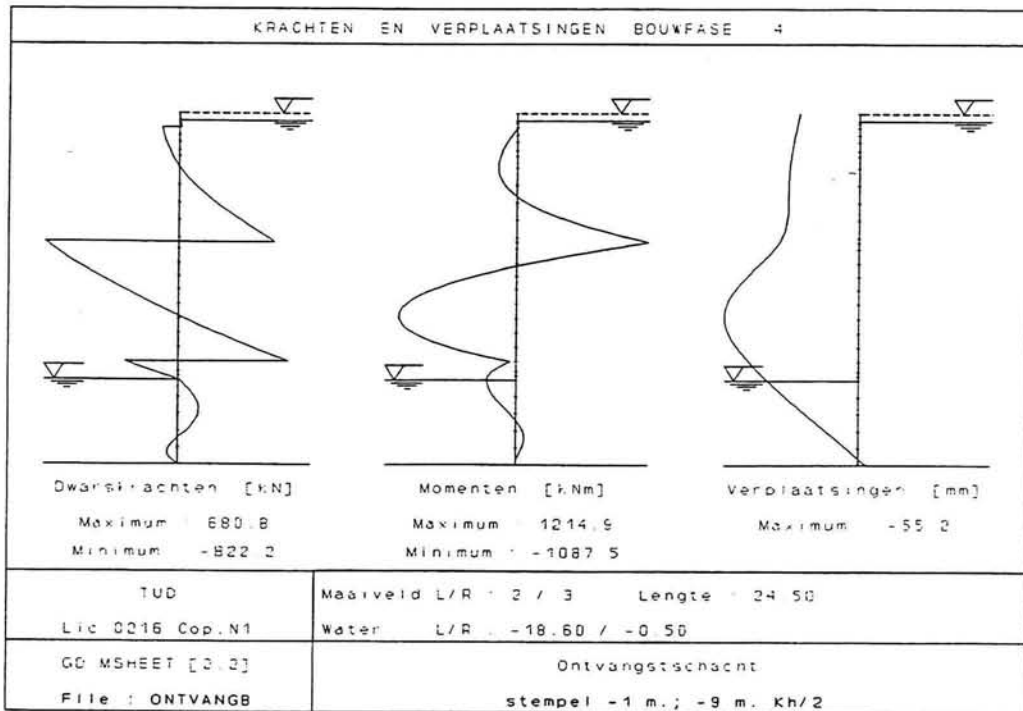
In deel I van dit afstudeerrapport is de modellering van de damwand in MSHEET uitgebreid beschreven. Voor het overzicht worden hier de belangrijkste punten en de resultaten kort beschreven. In bijlage I is de complete in- en uitvoer toegevoegd.

De berekening is uitgevoerd volgens het stappenplan uit het handboek damwandconstructies (lit. 3) In MSHEET zijn 4 bouwfasen gehanteerd. Deze bouwfasen zijn beschreven in paragraaf 2.2. De rekenwaarden van de parameters zijn bepaald volgens tabel 4.1. Daar de berekening uitgevoerd wordt voor een tijdelijke constructie is uitgegaan van klasse II. Voor de bovenbelasting is, volgens lit.3, een waarden van 20kN/m² aangehouden.

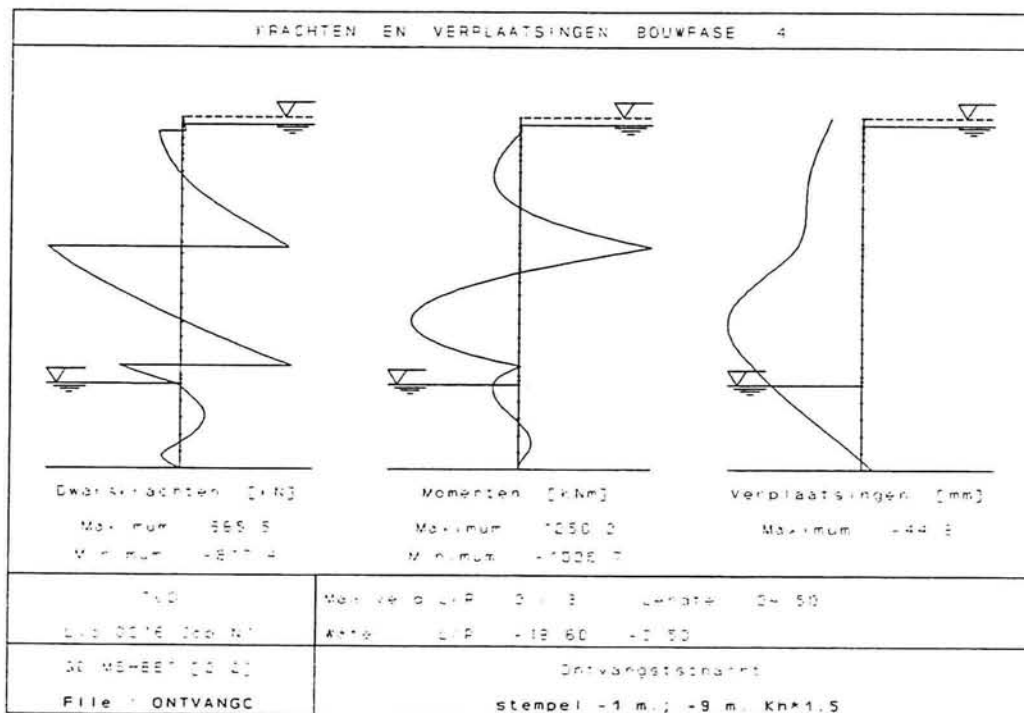
parameter	γ en Δ betrokken op X_{rep}						rekenwaarde
	klasse I		klasse II		klasse III		
	γ	Δ	γ	Δ	γ	Δ	
cohesie c'	0,90	-	1,00	-	1,10	-	X_{rep}/γ
inwendige wrijving ϕ	1,05	-	1,15	-	1,20	-	X_{rep}/γ
kerende hoogte (m) ¹⁾	1,60	0,20	2,20	0,30	2,60	0,35	$\max(\mu+\gamma\sigma; \mu+\Delta)$
gws lage zijde (NAP)	1,30	0,15	1,70	0,20	2,10	0,25	$\min(\mu-\gamma\sigma; \mu-\Delta)$
gws hoge zijde (NAP)	0,66	0,05	0,87	0,05	1,50	0,05	$\max(\mu+\gamma\sigma; \mu+\Delta)$

Tabel 4.1 Partiële factoren γ en Δ betrokken op X_{rep} [Lit.3]

In figuur 4.1 zijn de bouwfasen met de ontgravingsdiepte en grondwaterstanden volgens tabel 4.1 afgebeeld.

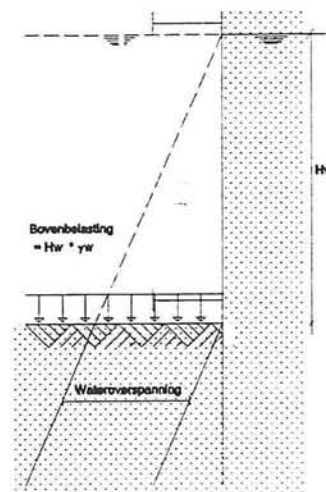


Figuur 4.3a Maatgevende verplaatsingen en dwarskrachten



Figuur 4.3b Maatgevende momenten

Aanbrengen van een laag onderwaterbeton met trekpalen is in MSHEET slechts indirect mogelijk. De stijfheid van de betonnen vloer is gemodelleerd door 0.5 m. onder de bovenzijde van de vloer een stijf stempel te plaatsen. De waterdruk tegen de onderzijde van de vloer wordt gemodelleerd door het aanbrengen van een wateroverspanning. Om de juiste korrelspanningen te realiseren in de grondlagen onder de vloer wordt op de ontgraving een bovenbelasting aangebracht ter grootte van de wateroverspanning. (zie figuur 4.2) Verder zijn de stempels op NAP -1.0 m. en NAP -9.0 m. als oneindig stijve stempels geschematiseerd.



Figuur 4.2 Schematisering onderwaterbeton

De berekening is, volgens het stappenplan uit het CUR-handboek, zowel uitgevoerd met een lage waarde voor de beddingsconstante ($K_{h,\mu}/2$), als met een hoge waarde ($K_{h,\mu} * 1.5$)

Bij de berekening is uitgegaan van een damwand met een lengte van 24.5 m. zoals bepaald in deel I. In figuur 4.3 zijn de maatgevende momenten-, dwarskrachten- en verplaatsingslijnen afgebeeld. De berekening met de hoge waarde voor de beddingsconstante is maatgevend voor de spanningen en terwijl de lage waarde van de beddingsconstante de maximale vervormingen bepaald.

Het maximale moment bedraagt 1250 kNm. Uitgaande van een staalkwaliteit met een vloeispanning van $\sigma_e = 355 \text{ N/mm}^2$ is gekozen voor het volgende profiel [Lit.9]:

Combiwand van ronde buispalen met drie tussenplanken (zie figuur 4.4)

$$W_{\text{sys}} = 3735 \text{ cm}^3/\text{m}'.$$

$$I_{\text{sys}} = 209171 \text{ cm}^4/\text{m}'$$

$$G_{\text{sys}} = 170.2 \text{ kg/m}'.$$

Buis :

$$\text{O.D.} = 1120.0 \text{ mm.}$$

$$t = 11 \text{ mm.}$$

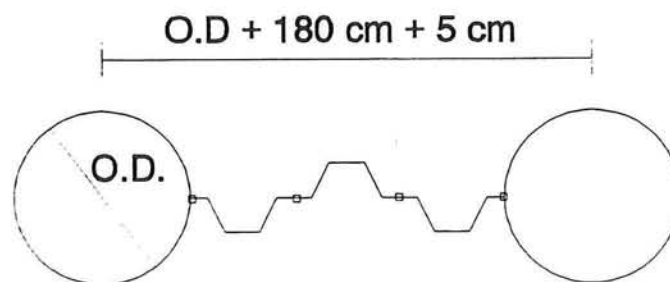
$$I_t = 589237 \text{ cm}^4.$$

Damwand :

$$b_{\text{tot}} = 180 \text{ cm.}$$

$$b_{\text{slot}} = 5 \text{ cm.}$$

$$I_s = 32000 \text{ cm}^4. \text{ (stijfheid van de drie damwandplanken samen)}$$



Figuur 4.4 Combiwand

4.2 Berekening met PLAXIS

4.2.1 Bepaling van de grondparameters

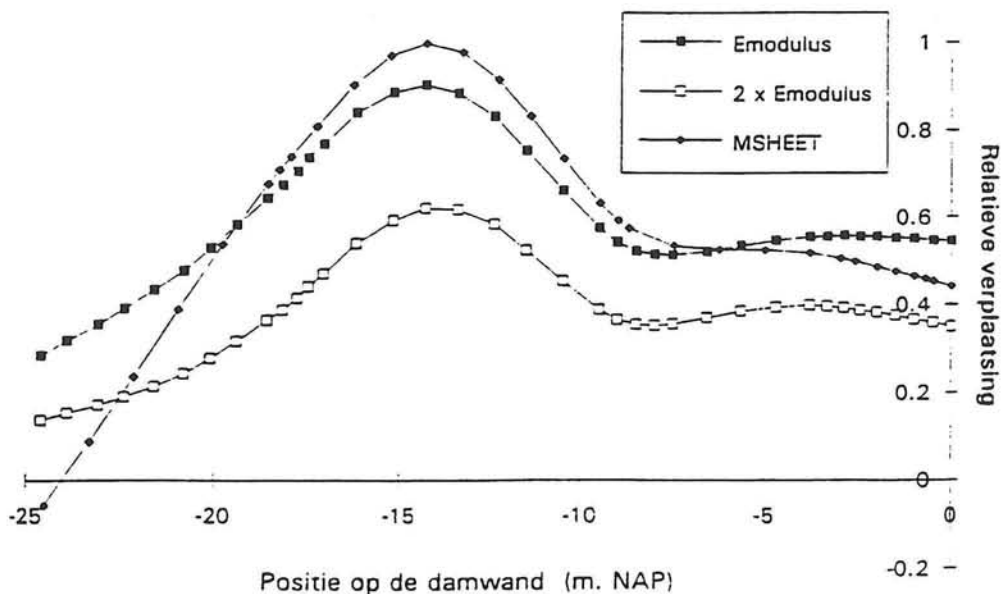
Om een goede vergelijking mogelijk te maken tussen een berekeningswijze waarbij de damwand plastisch vervormt en een waarbij alleen elastische vervormingen worden toegelaten worden beide berekeningen ingevoerd in PLAXIS. In deze paragraaf wordt de elastische berekening behandeld. Hierbij is in eerste instantie de combiwand ingevoerd die volgt uit de berekening met MSHEET. De parameters van deze wand staan vermeld op de vorige bladzijde.

In principe zijn in PLAXIS dezelfde stappen aangehouden als in MSHEET. In bijlage 2 zijn alle stappen beschreven en is tevens de invoer afgebeeld.

In eerste instantie is de berekening uitgevoerd met de grondparameters zoals deze staan vermeld in figuur 2.4. In PLAXIS wordt in plaats van de Elastisiteitsmodulus de Glijdingsmodulus gebruikt. Deze is bepaald volgens:

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

De waarden van E en ν uit deze tabel zijn geen gemeten waarden maar waarden, die op basis van de grondsoort, γ_n , γ_d , φ en c , afgeleid zijn uit tabel I van NEN 6740; Geotechniek, Basiseisen en belastingen.



Figuur 4.5 Verplaatsingslijnen (geschaald)

- 1) Deze verplaatsingen behoren bij de berekening uitgevoerd met $K_{b,u}/2$. Deze berekening is maatgevend voor de verplaatsingen.

Om te controleren of een redelijk schatting is gemaakt zijn in figuur 4.5 de verplaatsingen van de damwand berekend met MSHEET en PLAXIS vergeleken. De verplaatsingen zijn geschaald naar de grootste waarde. Naast de bovengenoemde verplaatsingen is ook de lijn voor de dubbele waarde van de E-modulus ingetekend.

Aan de waarde van de verplaatsingen v.d. damwand berekend met MSHEET wordt veel waarde gehecht. Vergelijkingen met de praktijk hebben aangetoond dat in het algemeen verplaatsingen berekend met MSHEET goed overeen komen met de werkelijke verplaatsingen.

In figuur 4.5 is duidelijk te zien dat in MSHEET de kromming van de damwand groter is. Dit kan verklaard worden uit het feit dat MSHEET rekent met ongekoppelde veren (zie paragraaf 3.1), waardoor de berekende momenten en dus de kromming waarschijnlijk te groot zijn.

De verplaatsingen, berekend op basis van de geschatte E-modulus, blijken redelijk overeen te komen met de verplaatsingen uit MSHEET. De vergelijking (in hoofdstuk 6) tussen een volkomen elastische damwand (berekend in dit hoofdstuk) en een damwand waarin plastische scharnieren worden toegestaan (berekend in hoofdstuk 5) vindt plaats met de zelfde waarden van de E-modulus zodat deze waarde verder niet geoptimaliseerd wordt.

De met PLAXIS berekende momenten en dwarskrachtenlijn in de maatgevende situatie (Bouwfase IV) zijn afgebeeld in figuur 4.6

4.2.2 Profielkeuze

PLAXIS is een geavanceerder computerprogramma dan MSHEET. In MSHEET wordt het grondgedrag benaderd door de damwand te ondersteunen door ongekoppelde veren. PLAXIS benadert het grondgedrag meer realistisch, zoals reeds in hoofdstuk 3 is aangegeven. In hoofdstuk 3 is eveneens geconcludeerd dat in MSHEET te grote momenten in de wand worden gevonden. De resultaten van de PLAXIS berekening tonen dan ook een duidelijke reductie van het maximale moment aan. Volgt uit MSHEET een maximaal moment van 1250 kNm, bij berekening met PLAXIS reduceert dit moment tot 1060 kNm.

Op basis van dit gereduceerde moment wordt een nieuw combiwandprofiel gekozen. Mogelijk zijn:

$$\sigma_e = 355 \text{ N/mm}^2$$

$$W_{\text{sys}} = 3232 \text{ cm}^3/\text{m}'.$$

$$I_{\text{sys}} = 164178 \text{ cm}^4/\text{m}'$$

$$G_{\text{sys}} = 166.5 \text{ kg/m}'.$$

Buis :

$$\text{O.D} = 1016.0 \text{ mm.}$$

$$t = 11 \text{ mm.}$$

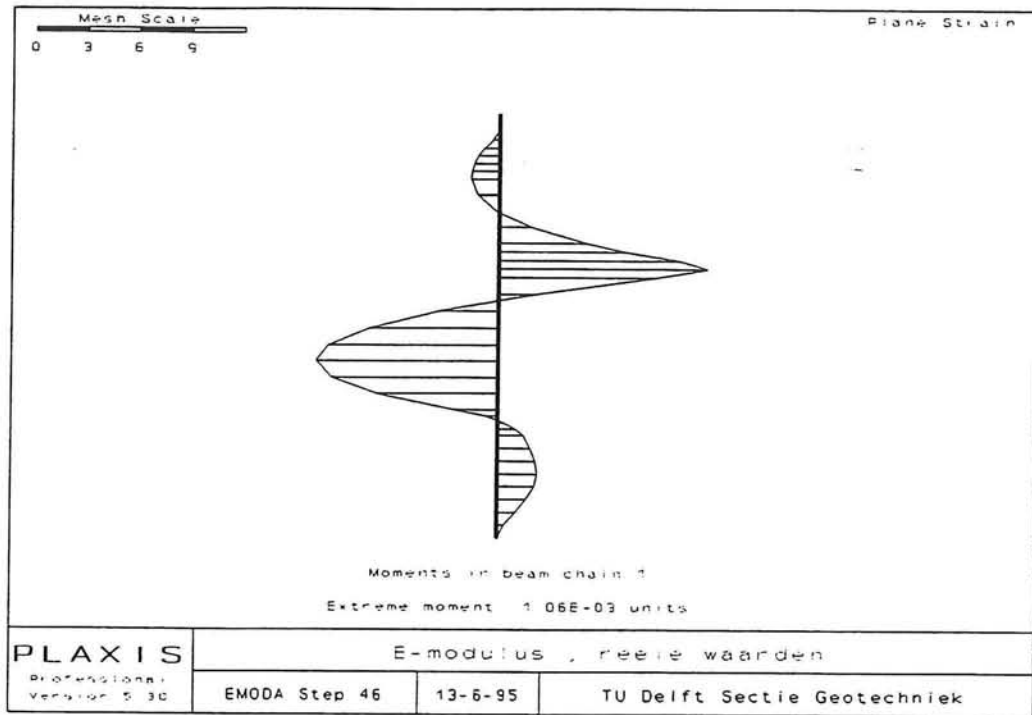
$$I_t = 438534 \text{ cm}^4.$$

Damwand :

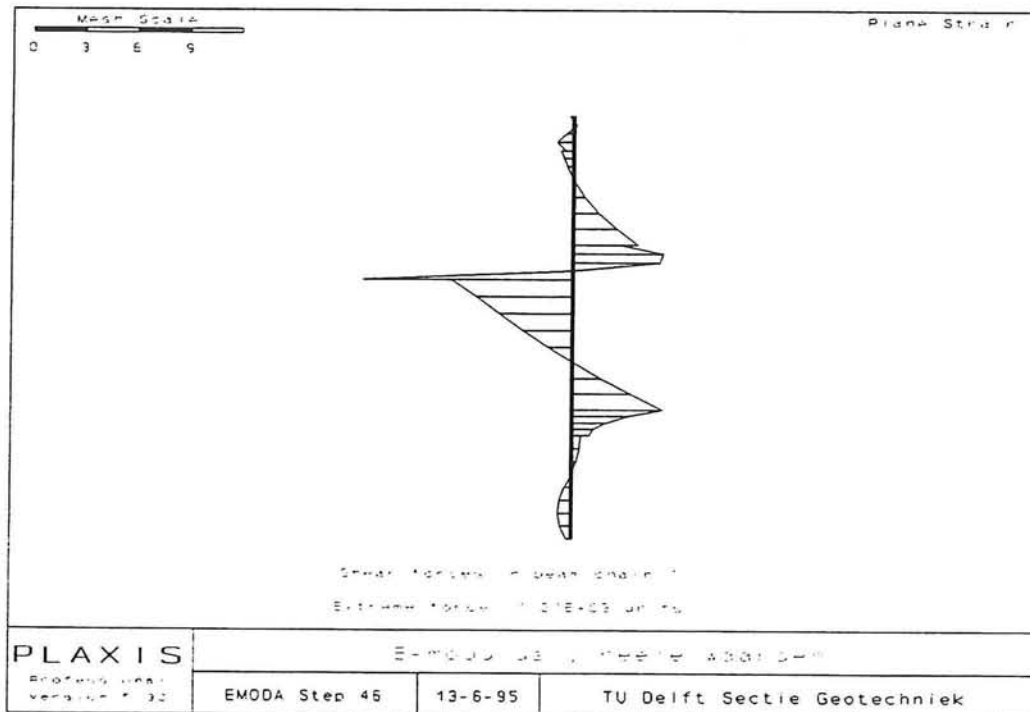
$$b_{\text{tot}} = 180 \text{ cm.}$$

$$b_{\text{slot}} = 5 \text{ cm.}$$

$$I_s = 32000 \text{ cm}^4.$$



Figuur 4.6a Maatgevende momenten



Figuur 4.6b Maatgevende dwarskrachten

$$\sigma_e = 235 \text{ N/mm}^2$$

$$W_{\text{sys}} = 4618 \text{ cm}^3/\text{m}'$$

$$I_{\text{sys}} = 281687 \text{ cm}^4/\text{m}'$$

$$G_{\text{sys}} = 187.1 \text{ kg/m}'$$

Buis :

$$\text{O.D} = 1220.0 \text{ mm.}$$

$$t = 12 \text{ mm.}$$

$$I_t = 830778 \text{ cm}^4.$$

Damwand :

$$b_{\text{tot}} = 180 \text{ cm.}$$

$$b_{\text{slot}} = 5 \text{ cm.}$$

$$I_s = 34000 \text{ cm}^4.$$

De optredende momenten en verplaatsingen zijn afhankelijk van de zwaarte van de damwand. Te verwachten is dat een stijver profiel iets grotere momenten op zal moeten nemen terwijl de verplaatsingen iets zullen reduceren. Omdat de PLAXIS berekening uitgevoerd is met de damwand, die vermeld is op blz. 17 zou, om de werkelijk optredende momenten en verplaatsingen te bepalen, voor elk profiel een aparte PLAXIS berekening gemaakt moeten worden, waarbij dit profiel vanaf de eerste stap in de berekening is opgenomen. De waarden van de momenten en de verplaatsingen zullen echter weinig verschillen omdat de voorgestelde profielen niet in grote mate afwijken van het eerder berekende profiel. Het wordt in dit stadium dan ook niet noodzakelijk geacht deze twee intensieve berekeningen uit te voeren.

Hoofdstuk 5 Plastische Berekening

5.1 Damwand (planken)

De plastische berekening wordt uitgevoerd voor twee type damwanden. In deze paragraaf wordt een damwand bestaande uit losse damwandplanken bestudeerd, in paragraaf 5.2 wordt een combiwand, bestaande uit buispalen besproken. Tussen twee buispalen bevinden zich drie tussenplanken. Allereerst wordt de benodigde damwandlengte bepaald met SPOOKS. Vervolgens wordt de geometrie die volgt uit SPOOKS ingevoerd in PLAXIS. Hierdoor is vergelijking met de elastische berekening uit paragraaf 4.2. mogelijk.

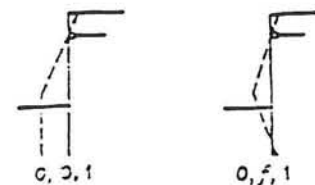
5.1.1 Berekening in SPOOKS

In SPOOKS zijn zowel bouwphase III als bouwphase IV bestudeerd. Uit MSHEET berekeningen is namelijk gebleken dat bij de aangehouden bouwfasen, bouwphase III maatgevend is voor de damwandlengte en bouwphase IV voor de optredende momenten. (zie rapport deel I).

Berekening van meervoudig gestempelde damwanden is mogelijk met SPOOKS. Hierbij moeten de stempelkrachten van het tweede stempel en in de laag onderwaterbeton door de gebruiker ingevoerd worden. Dit is ook een van de zwakke punten van SPOOKS. Afhankelijk van de aangegeven grootte van de stempelkracht kunnen verschillende bezwijkmechanismen optreden. Het invoeren van een goede benadering van de stempelkracht is dus van groot belang.

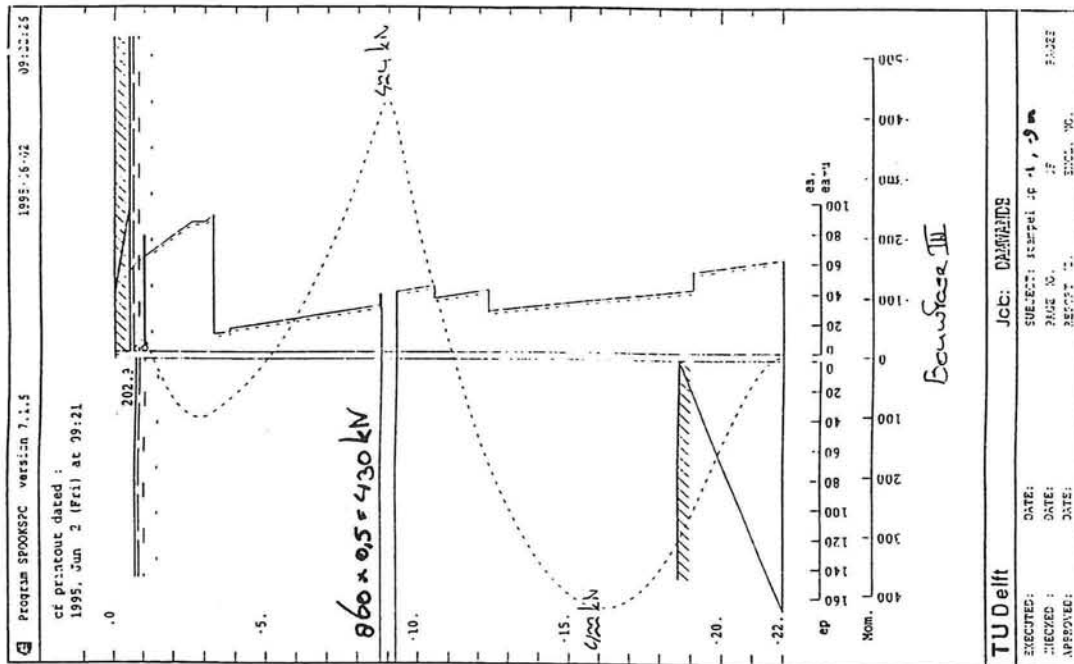
Wanneer uitgegaan wordt van een plastisch scharnier in de damwand zijn komen in SPOOKS twee bezwijkmechanismen in aanmerking. (zie figuur 5.1).

In bouwphase III waarin nog geen onderwaterbeton aangebracht is, is gekozen voor mechanisme 0,0,1. Dit mechanisme leidt tot een kortere damwandlengte van mechanisme 0,f,1 ($f \neq 0$).

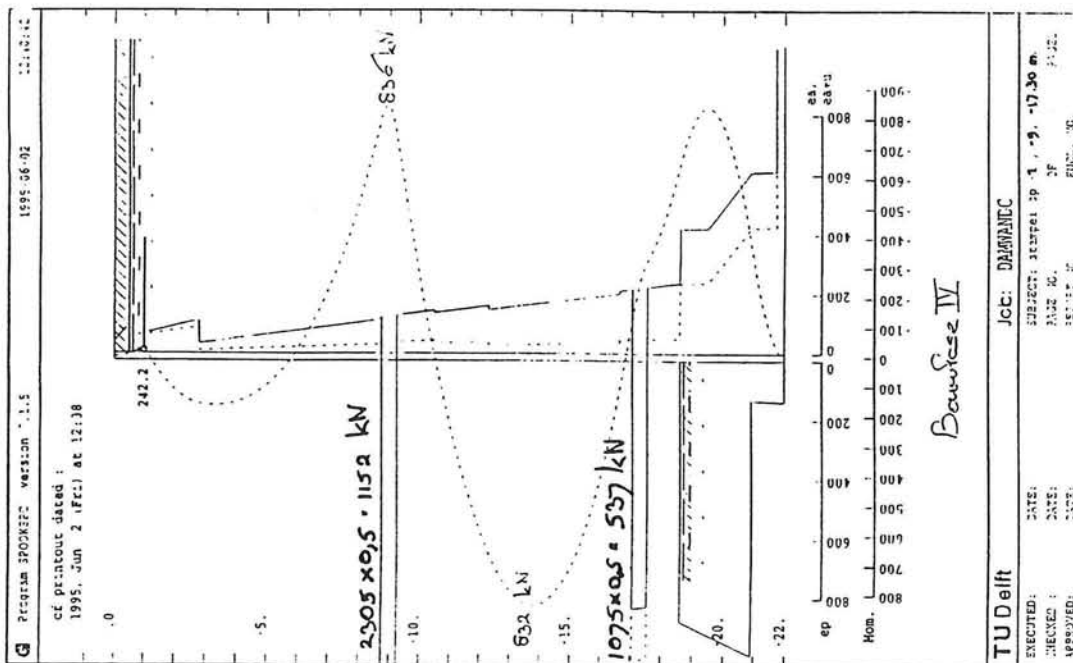


Figuur 5.1 bezwijkmechanismen.

Om de hoeveelheid staal in de wand optimaal te benutten is de stempelkracht in het tweede stempel op NAP -9.0 m. zodanig gekozen dat de maximale momenten ongeveer gelijk zijn. (zie figuur 5.2) Een lagere stempelkracht zou leiden tot een groter moment in de "buik" van de damwand waardoor een zwaarder profiel gekozen zou moeten worden.



Figuur 5.2 Momentenlijn bouwfase III



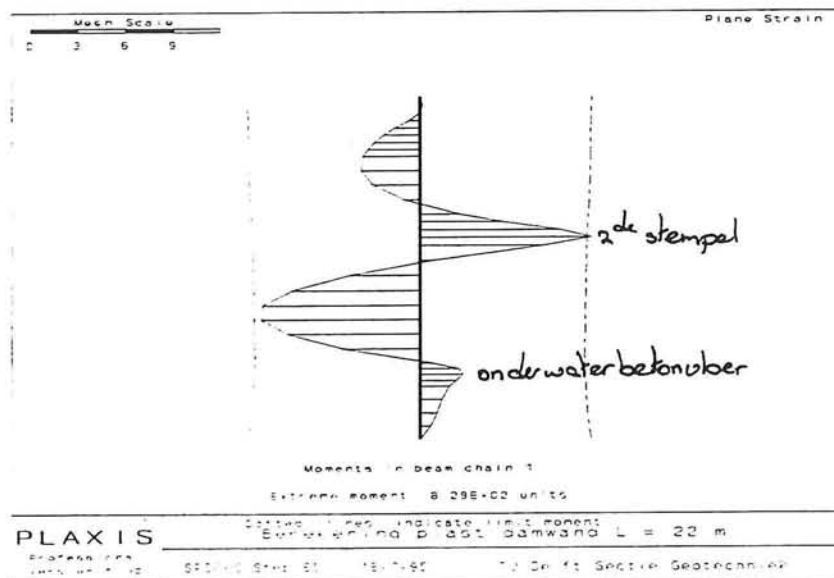
Figuur 5.3 Momentenlijn bouwfase IV

Uit de berekening volgt naast de momentenlijn ook een minimale damwandlengte van 22,0 meter. De volledige in- en uitvoer van bouwphase III is in bijlage III.1 bijgevoegd.

De maatgevende momenten volgen uit bouwphase IV. Bezwijken van de damwand treedt op wanneer in de damwand een bezwijkmechanisme ontstaat. Daar de stempels als stijve opleggingen aangehouden worden geldt dat dit mechanisme optreedt wanneer in de wand 3 vloeischarnieren zijn ontstaan. Dit is mogelijk voor een mechanisme 0,1,1. De stempelkrachten zijn zodanig bepaald dat de maximale momenten te gelijktijd optreden en dat bovendien een damwandlengte van 22,0 m. berekend wordt (zie figuur 5.3) De volledige in- en uitvoer is in bijlage III.2 bijgevoegd.

5.1.2 Berekening in PLAXIS

De geometrie volgend uit SPOOKS is ingevoerd in PLAXIS. Op deze wijze is, enerzijds, vergelijking van de elastische als plastische rekenwijze op basis van een zelfde programma mogelijk (zoals reeds aangegeven in paragraaf 4.2). Anderzijds blijkt uit het voorgaande dat het uitvoeren van alleen een SPOOKS-berekening, bij een meervoudig gestempelde damwand niet voldoende veiligheid garandeerd, omdat de stempelkrachten niet bekend zijn. Door de geometrie, die bepaald is met SPOOKS, in te voeren PLAXIS kan gecontroleerd worden of de damwand inderdaad volgens het aangenomen bezwijkmechanisme bezwijkt.



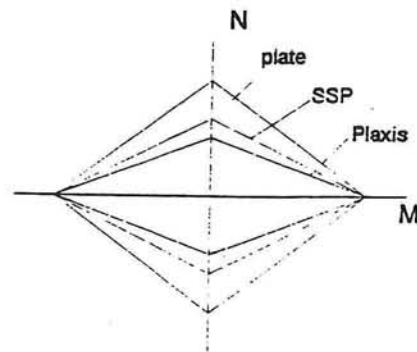
Figuur 5.4 Momentenlijn plastische berekening

De berekeningsmethode is geheel analoog aan de elastische berekening in paragraaf 4.2. Omdat uit de SPOOKS-berekening duidelijk blijkt dat voor een lichter damwand profiel gekozen kan worden is de berekening uitgevoerd voor een profiel met de volgende eigenschappen:

$$\begin{aligned} EI &= 1.13 \times 10^2 \text{ kNm}^2 \\ EA &= 4.35 \times 10^6 \text{ kN} \\ \nu &= 0 \\ w &= 1,57 \text{ kN/m}'\text{m}' \end{aligned} \quad \begin{aligned} \text{PU } 25 \\ L &= 22 \text{ m.} \end{aligned}$$

Het plastisch moment is in deze berekening gelijk gesteld aan het maximale optredende moment volgend uit SPOOKS berekeningen. ($M_p = 832 \text{ kNm}$). Uit figuur 5.4 blijkt dat, bij de PLAXIS berekening, in bouwphase IV slechts één plastisch scharnier ontstaat ter hoogte van het eerste stempel.

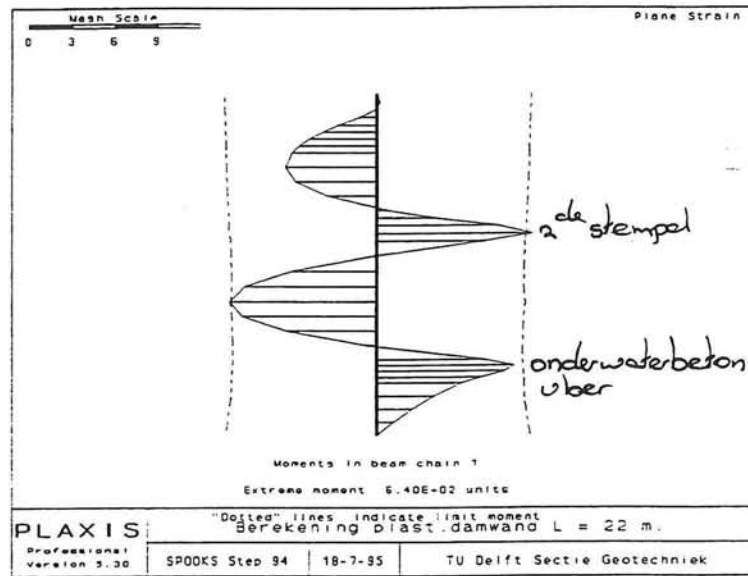
Uit figuur 5.4 blijkt dat dit plastisch scharnier niet ontstaat bij een moment van 832 kNm , maar bij een moment van 829 kNm . Dit is te verklaren uit het feit dat bij buiging van een damwand om zijn hoofdas het plastisch moment afneemt bij aanwezigheid van een normaalkracht. De normaalkracht ontstaat in dit geval door het eigengewicht van de wand en de wrijving van de grond langs de wand. In werkelijkheid zal het moment verder reduceren omdat PLAXIS het bovengenoemde effect met maximaal 25% onderschat wordt (figuur 5.5)



Figuur 5.5 Het effect van de normaalkracht op het plastisch moment (lit.10)

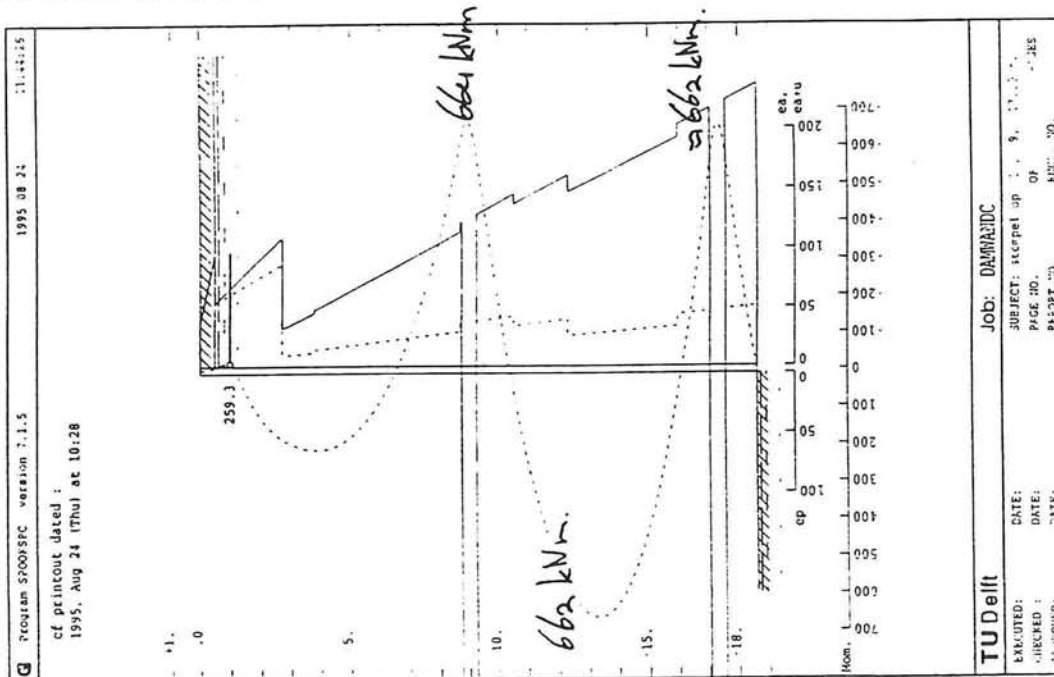
Voor bezwijken van de damwand is een mechanisme nodig dat in dit geval bestaat uit drie vloeischarnieren. Om dit te bereiken is aan de PLAXIS berekening een extra stap toegevoegd, de zogenaamde plastische nulstap. Het plastisch moment wordt in deze extra stap zoveel verlaagd dat in de damwand nog net geen drie vloeischarnieren optreden. Dit geldt voor een plastisch moment van 637 kNm . (figuur 5.6a).

Het blijkt dus dat in PLAXIS de waarde van M_p bij drie vloeischarnieren veel kleiner is dan in SPOOKS. Wanneer figuur 5.6 nader beschouwd wordt blijkt uit de vorm van het onderste gedeelte van de momentenlijn dat alleen de damwand ter plaatse van de onderwaterbeton plastisch bezwijkt (knik in de momentenlijn). Er treedt geen plastisch bezwijken van de grond op. Volgens mechanisme 0,1,1 (alle mechanismen staan vermeld in figuur 3.7) van SPOOKS moet zowel plastisch bezwijken in de grond als in de damwand optreden. Uit figuur 5.3 blijkt ook dat in SPOOKS het vloeischarnier onder de laag onderwaterbeton optreedt.



Figuur 5.6a Momentenlijn voor $M_p = 637 \text{ kNm}$.

Geconcludeerd kan dus worden dat gekozen moet worden voor mechanisme 0,0,1. Bij dit mechanisme wordt de stabiliteit ontleend aan in dit geval het onderwaterbeton. In bijlage III is de berekening volgens mechanisme 0,0,1 bijgevoegd. De maatgevende momenten staan afgebeeld in figuur 5.6b. Het moment reduceert tot ongeveer 660 kNm, wat goed overeenkomt met de waarden berekend met PLAXIS.



Figuur 5.6b Momentenlijn SPOOKS mechanisme 0,0,1.

SPOOKS berekend hierbij een damwandlengte van 18.6 m. (gelijk aan de ontgravingsdiepte.) Omdat uit Bouwfase III een langere damwand volgt is in praktijk dus een langere damwand aanwezig. Hierdoor kunnen de momenten verder reduceren.

Het blijkt dat SPOOKS bij een juiste keuze van het mechanisme een goede benadering van de momenten geeft. ($M_p = \pm 660$ kNm. Spooks tegen $M_p = 637$ kNm. PLAXIS) Wanneer direct voor het juiste mechanisme gekozen was had op basis van SPOOKS direct het juiste profiel in PLAXIS ingevoerd kunnen worden. De eerste berekening waarbij slechts een plastisch moment ontstaat en de plastische nulstap kunnen dan weggelaten worden. Hierdoor kunnen met één PLAXIS berekening de vervormingen van de damwand en de grond bepaald worden.

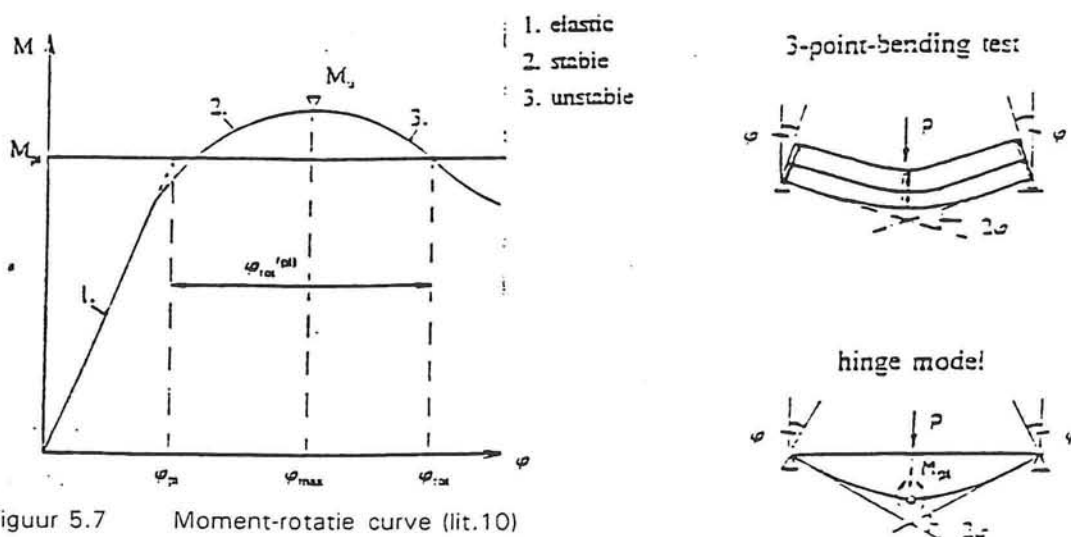
5.1.3 Keuze van het profiel

Op dit moment is wordt aan de Technische Universiteit Delft, in samenwerking met RWTH Aken, CRIF Luik, Ruhr Unversität Bochum, en het Imperial College Londen, onderzoek gedaan aan de rotatiecapaciteit van damwanden. Wanneer bij de aanleg van een bouwkuip een plastisch scharnier in een damwand ontstaat gaat de damwand om dit punt roteren. Bij een bepaalde rotatie zal in een ander punt een tweede en mogelijk derde scharnier ontstaan, mits de benodigde rotatie in het eerste scharnier kan optreden.

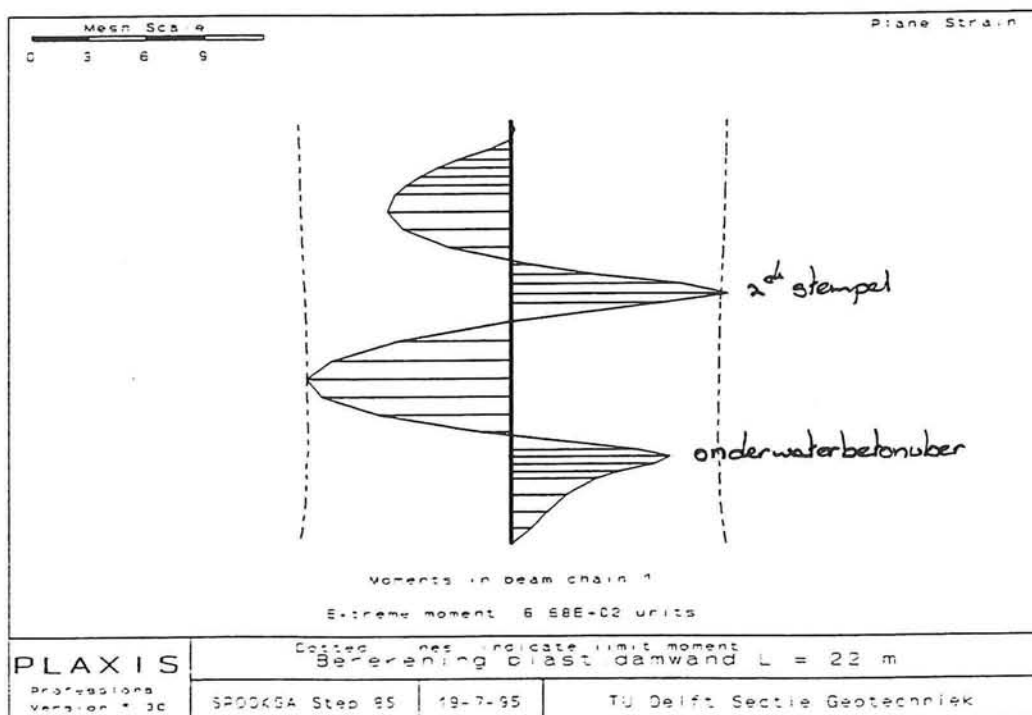
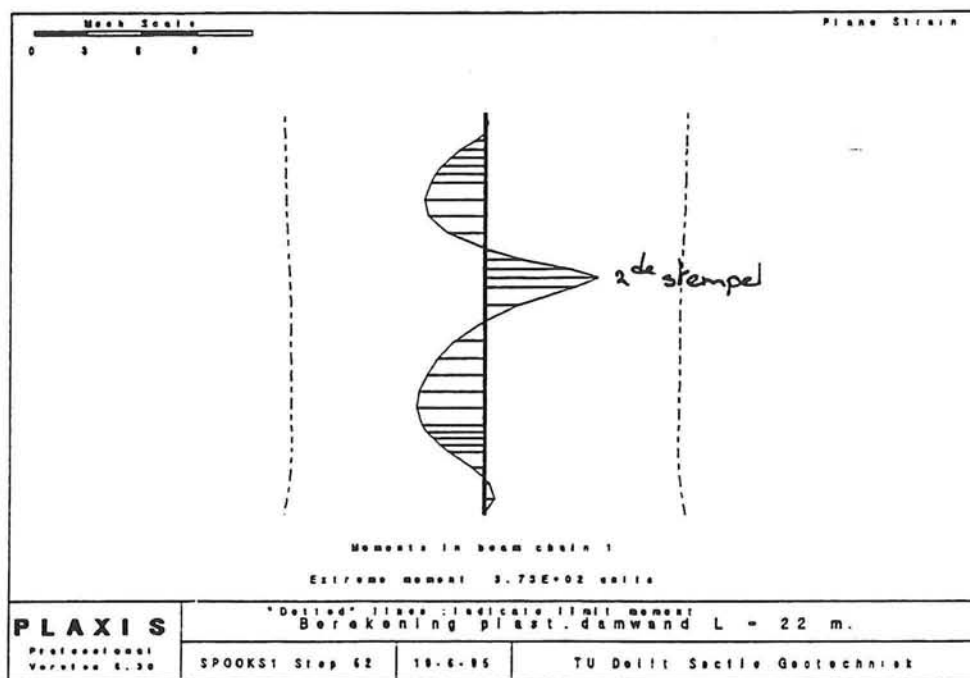
De rotatie dit een punt moet ondergaan wordt uitgedrukt in R:

$$R_{rep} = \varphi_{rot}^{(pl)} / \varphi_{pl}$$

Waarbij $\varphi_{rot}^{(pl)}$ en φ_{pl} zijn gedefinieerd volgens figuur 5.7



Figuur 5.7 Moment-rotatie curve (lit.10)



Figuur 5.8 Momentenlijn bouwphase III en IV

De gebogen lijn in deze figuur is de werkelijk optredende moment-rotatie curve, deze wordt geschematiseerd tot twee lineaire takken.

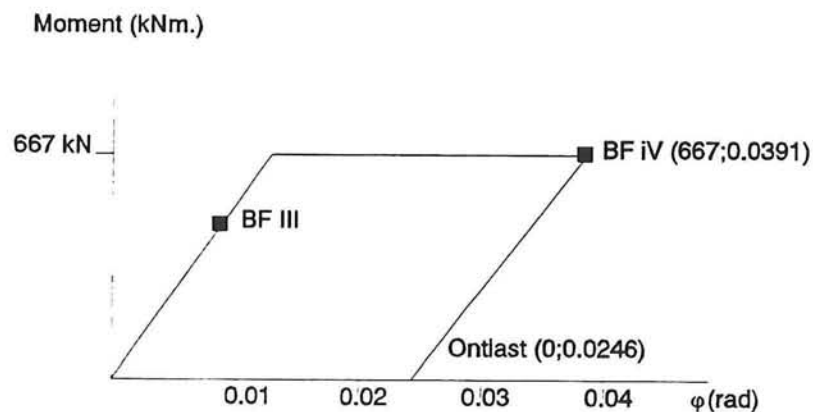
Hoewel van damwandplanken nog niet exact bekend is wat per profiel de waarde van de rotatiecapaciteit, R_{cap} , is zal deze toch worden bepaald. Op deze wijze kan een indicatie gegeven worden over de vereiste rotatiecapaciteit van een damwandplank.

De berekening wordt uitgevoerd met het volgende profiel:

PU 16	$\sigma_e = 355 \text{ N/mm}^2$	$M_p = 667 \text{ kNm/m'}$
	$W = 1600 \text{ cm}^3/\text{m'}$	$EI = 6.41 \cdot 10^4 \text{ kN/m}^2$
	$EA = 3.34 \cdot 10^6 \text{ kN}$	$w = 1,57 \text{ kN/m'm'}$
	$\nu = 0$	

Dit profiel is ingevoerd in PLAXIS waarna de berekening vanaf stap 1 is uitgevoerd. De momentenlijn uit bouwphase III en bouwphase IV zijn in figuur 5.8 afgebeeld. Duidelijk blijkt dat in bouwphase III de damwand zich nog geheel elastisch gedraaid. Om de plastische rotatie (φ_{pl}) te bepalen wordt de damwand na bouwphase IV ontlast. Hoe dit gesimuleerd is, is in bijlage II behandeld.

De verplaatsingen in bouwphase IV en na ontlasten zijn in bijlage IV afgebeeld. In deze bijlage is tevens de waarde van φ_{rot} bepaald. De resultaten zijn in figuur 5.9 weergegeven. Hoewel in de figuur uitgegaan wordt van rechte lijnen wordt niet verondersteld dat dit inderdaad zo is.



Figuur 5.9 M- φ diagram

Uit de grafiek volgt:

$$R = \frac{\varphi_{rot}^{(pl)}}{\varphi_{pl}} = \frac{\varphi(ontl)}{\varphi(BF4) - \varphi(ontl)}$$

$$R_{rep} = 1.68$$

Aangenomen wordt dat het gekozen PU 16 profiel aan deze rotatie vereiste voldoet. Wanneer de resultaten van het onderzoek bekend zijn kan aangetoond worden of dit profiel geschikt is. Ook kan de berekening dan uitgevoerd worden voor andere profielen. Mogelijk zijn bijvoorbeeld:

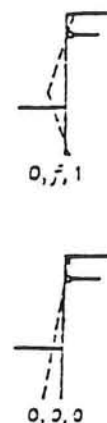
AZ 18	$\sigma_e = 355 \text{ N/mm}^2$	$M_p = 639 \text{ kNm}$.
PU 25	$\sigma_e = 235 \text{ N/mm}^2$	$M_p = 676 \text{ kNm}$.

Nu de Plaxis berekeningen uitgevoerd zijn blijkt dat in bouwfase III de damwand nog volkomen elastisch reageert. De modellering in SPOOKS waarbij twee vloeischarnieren werden verondersteld is dus niet geheel juist. Achteraf kan geconcludeerd worden dat gekozen had moeten worden voor een mechanisme waarbij de damwand niet vervormd. (Mechanisme 0,0,0 zie figuur 5.9). In bijlage III is de berekening volgens mechanisme 0,0,0 bijgevoegd. Uit deze berekening blijkt dat de damwand lengte met 30 centimeter verkort kan worden. Daar het hier slechts om een kleine verkorting gaat is de PLAXIS berekening niet nogmaals voor deze kortere lengte uitgevoerd. Wel bij de berekening van een combiwand direct uitgegaan van mechanisme 0,0,0.

5.2 Combiwand

5.2.1 Berekening in SPOOKS

De combiwand die uit de berekening van MSHEET volgt is ingevoerd in SPOOKS. Hierbij is gebruik gemaakt van de speciale combiwand module. Aangenomen is dat de damwandplan-ken doorlopen tot 2 meter onder de max. ontgravingsdiepte van NAP -18.6 m. Omdat uit eerdere berekeningen is gebleken dat in bouw-fase III in de wand nog geen plastische scharnieren optreden is in deze fase uitgegaan van bezwijk-mechanisme 0,0,0 (zie figuur 5.9). Bij een opgegeven stempelkracht van 930 kN zijn beide momenten ongeveer gelijk. Hieruit resulteert een damwandlengte van 22.33 meter.



Figuur 5.9
Bezwijkmech.

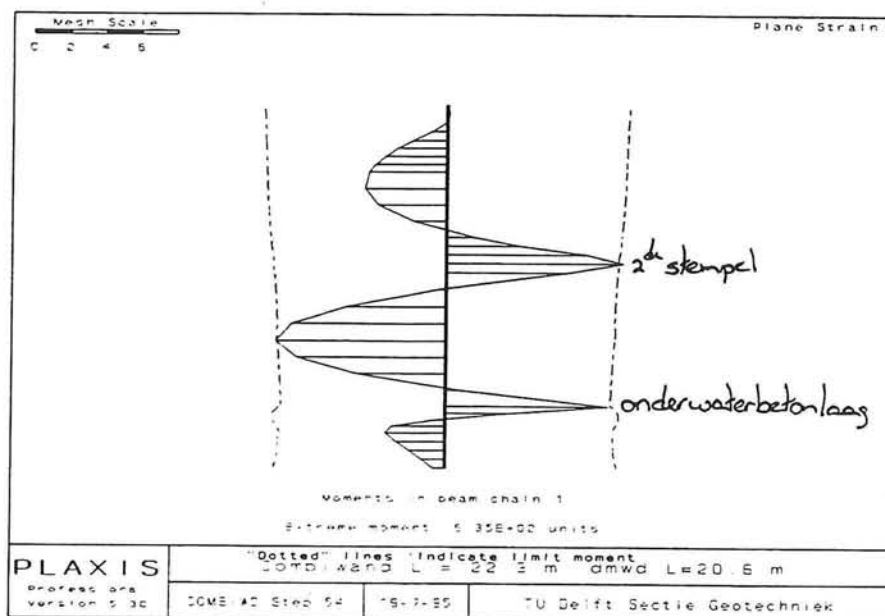
In bouwfase IV is bezwijkmechanisme 0,1,1 aangehouden. Achteraf kan geconcludeerd worden, volgens de zelfde redenatie als in paragraaf 5.1.2. dat ook hier voor mechanisme 0,0,1 gekozen moet worden. Het juiste profiel kan dan direct in PLAXIS ingevoerd worden. In paragraaf 5.2.2 is echter nog dezelfde (om)weg gevolgd als in eerste instantie ook bij de damwandplank is aangehouden. De optredende momenten bij een damwandlengte van 22.33 meter en stempelkrachten van 1097.5 kN en 782.5 kN, zijn in figuur 5.10 afgebeeld.

De volledige in- en uitvoer van SPOOKS is in bijlage III bijgevoegd.

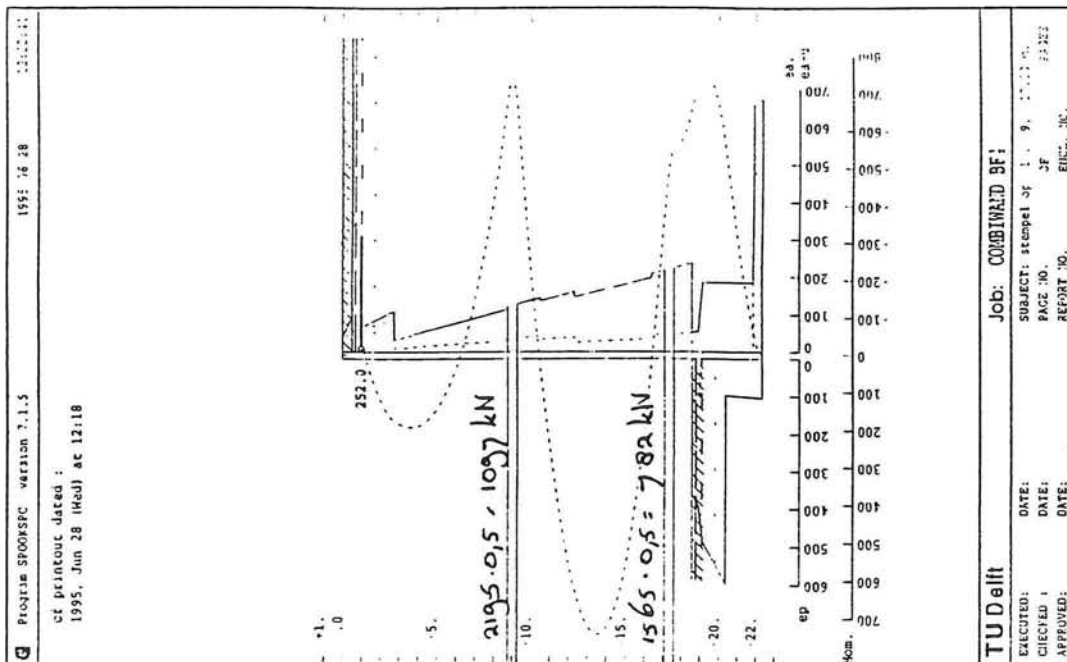
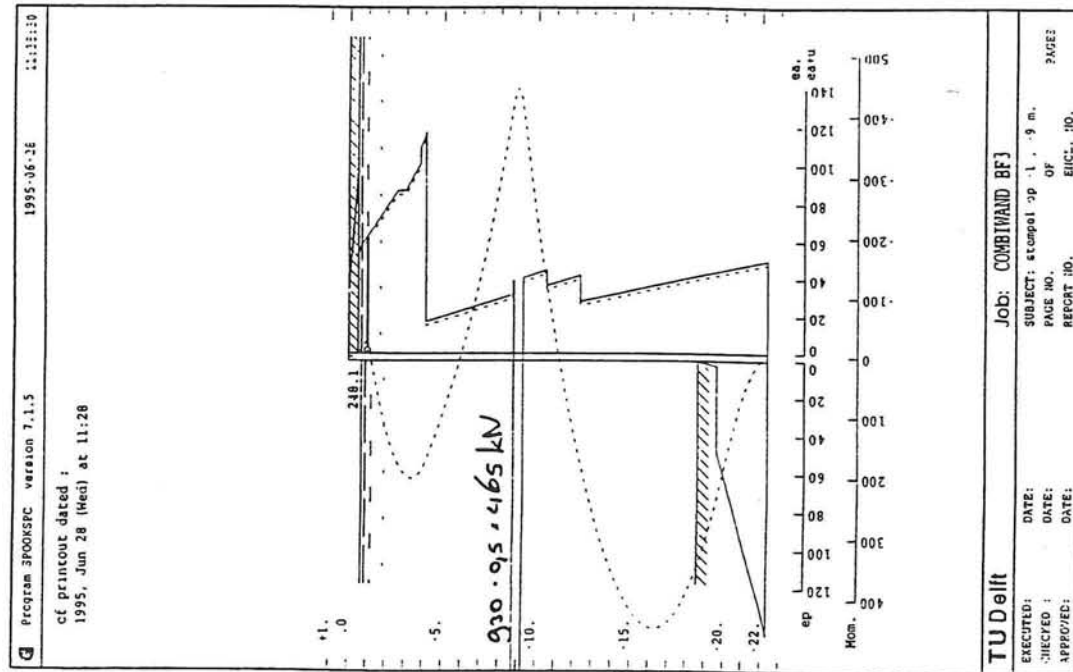
5.2.2 Berekening in PLAXIS

De combiwand is vervolgens ingevoerd in PLAXIS. De inbeddingsdiepte bedraagt 22.33 meter. In eerste instantie is uitgegaan van de damwand volgend uit de elastische MSHEET-berekening. Ook nu zijn dezelfde stappen aangehouden die in bijlage II zijn besproken. De combiwand is opgedeeld in twee balk-elementen. Het eerste element heeft de eigenschappen van de combiwand met buispalen en damwandplanken en heeft dus betrekking op de eerste -20.6 meter. Het tweede element heeft de eigenschappen van de buisprofielen en geldt voor het gedeelte van NAP -20.6 meter tot NAP -22.33 meter. De ingevoerde parameters zijn afgebeeld in bijlage II.

Omdat het gebruikte combiwandprofiel volgt uit een elastische berekening zullen geen plastische scharnieren ontstaan. Een schatting van het moment waarbij 3 plastische scharnieren ontstaan is gemaakt door het toevoegen van een extra stap, de plastische nulstap, waarbij het plastisch moment wordt bepaald. De momentenlijn behorend bij een plastisch moment van 655 kNm. is in figuur 5.11 afgebeeld.



Figuur 5.11 Momentenlijn $M_p = 655$ kNm.

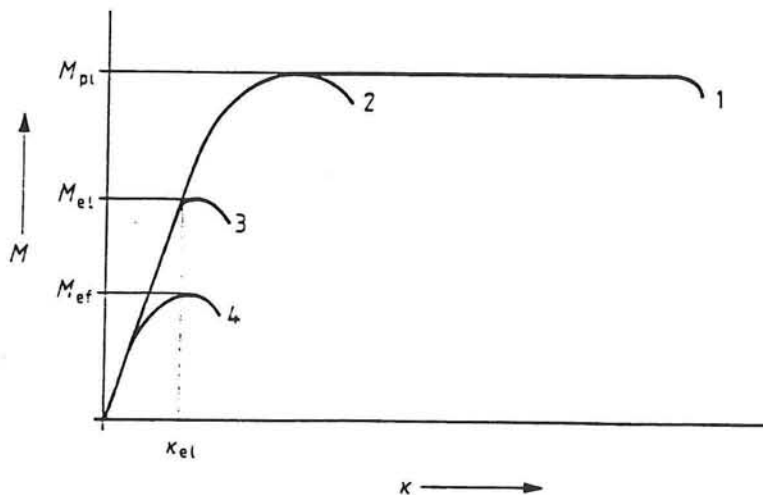


Figuur 5.10 Momentenlijn bouwfase III en IV

Bij dit moment treedt net geen bezwijkmechanisme op. Op basis van dit maximale plastisch moment zal een geschikt combiwand profiel worden gezocht. Met het gekozen profiel zal een gelijke PLAXIS berekening worden uitgevoerd om te controleren of het profiel voldoet.

5.2.3 Keuze van een combiwandprofiel

Waar bij damwandplanken nog volop onderzoek gedaan naar de beschikbare rotatiecapaciteit van een plank is bij buispalen deze indeling reeds gemaakt. In de NEN 6770 worden vier klassen gehanteerd zie ook figuur 5.12 (lit. 8):



Figuur 5.12 Rotatiecapaciteit buisprofielen [Lit.11]

Klasse 1 - Plastische doorsneden

In plastische doorsneden kan zich een plastisch scharnier vormen (met $M = M_{pl}$) en is de rotatiecapaciteit voldoende om herverdeling van momenten in de constructie mogelijk te maken.

Klasse 2 - Gedrongen doorsneden

In gedrongen doorsneden kan het plastische moment M_{pl} worden bereikt. Door het optreden van plooien is de rotatiecapaciteit bij M_{pl} beperkt.

Klasse 3 - Semi-gedrongen doorsneden

In semi-gedrongen doorsneden kan het elastische moment M_{el} worden bereikt. Plooien verhindert het ontstaan van een groter moment.

Klasse 4 - Slanke doorsneden

In slanke doorsneden kunnen plooiën optreden en wordt de momentcapaciteit bepaald door het gedrag van de effectieve doorsnede: M_{ef}

In welke klasse een profiel valt is afhankelijk van de verhouding d/t . De indeling is als volgt:

Klasse 1	$d/t \leq 50 \alpha_y^2$	$\alpha_y^2 = 235/f_{y;d}$
Klasse 2	$d/t \leq 70 \alpha_y^2$	
Klasse 3	$d/t \leq 90 \alpha_y^2$	
Klasse 4	$d/t \geq 90 \alpha_y^2$	

Na controle bleek dat alle buisprofielen die toegepast worden in de combiwand typen zoals deze opgegeven worden door de leveranciers in klasse 4 vallen. Hierbij is uitgegaan van een staal kwaliteit van Fe 235 ($f_{y;d} = 235 \text{ N/mm}^2$) of hoger. Om plastische rotaties mogelijk te maken moet worden uitgegaan van een klasse I profiel.

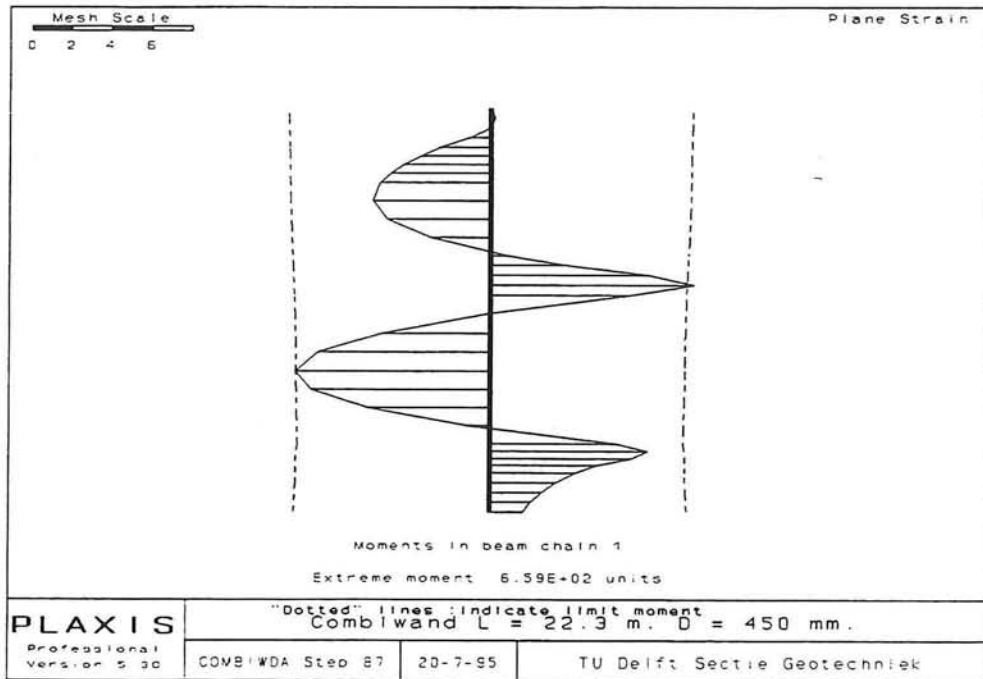
Een geschikte combiwand moet dus voldoen aan twee eisen:

- 1) De buispalen moeten in klasse 1 vallen. Alleen in deze klasse heeft de buis voldoende rotatiecapaciteit om na het ontstaan van het eerste plastische scharnier door te vloeien tot dat een tweede (en derde) vloeischarnier ontstaat.
- 2) De wand moet een minimaal plastisch moment van 655 kNm. op kunnen nemen voordat een mechanisme, drie vloeischarnieren, ontstaat.

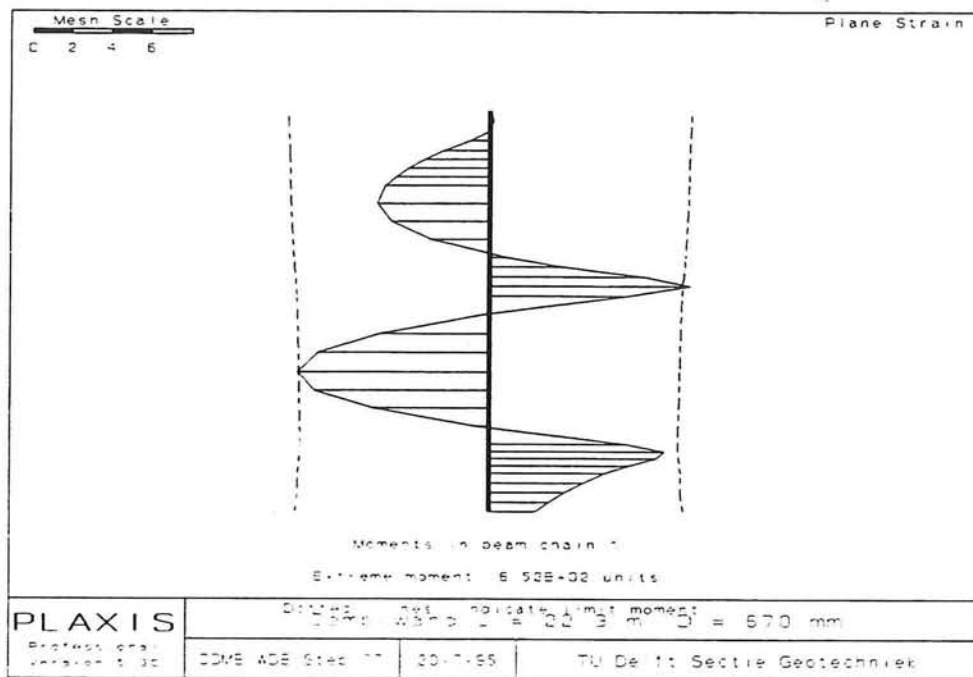
Het plastisch moment dat is berekend met PLAXIS is een moment per m' breedte. De eigenschappen van de buispalen en de tussenliggende damwandplanken worden gemiddeld over een strekkende meter. In de praktijk zullen de gronddrukken niet gelijkmatig over de combiwand worden gespreid. De waterdrukken worden gelijkmatig verdeeld over de buispalen en de damwandplanken. De korreldrukken zullen, door boogwerking, grotendeels door de stijve buispalen opgenomen zullen worden.

Wanneer de combiwand echter voldoende rotatiecapaciteit bezit kan volgens de theorie van Brinch Hansen [Lit.12] aangenomen worden dat in bezwijktoestand de korrel- als de gronddrukken wel gelijkmatig over de combiwand worden verdeeld. In elastische toestand zullen zoals hierboven aangegeven de buispalen het grootste gedeelte van de belasting dragen. Wanneer bij toenemende belasting de buispalen gaan vloeien zullen door de verplaatsing de korrelspanningen afnemen en zullen de korrelspanningen op de damwandplanken toenemen. In bezwijktoestand zal de combiwand dus als één geheel werken.

De waarden van de plastische vervormingen van de damwandplanken tussen de buispalen worden niet beschouwd. Doordat deze planken via de sloten aan de



Figuur 5.13 Momentenlijn Profiel I



Figuur 5.13 Momentenlijn Profiel II

buispalen bevestigd zijn, zijn grote verplaatsingen, ook al vloeit de damwand, niet mogelijk.

Bij de keuze van een type combiwand heeft de keuze plaats gevonden op basis van de buispaal. De tussenplaken zijn gelijk gehouden aan degene toegepast bij de combiwand in de elastische berekening. ($I_s = 32000 \text{ cm}^4$). Wanneer de resultaten van het onderzoek naar de rotatiecapaciteit van damwandplanken bekend zijn moet wel gecontroleerd worden of de damwandplank voldoende rotatiecapaciteit bezit.

In bijlage V zijn twee mogelijke buisprofielen bepaald:

Profiel I : Staalkwaliteit Fe 235 : $\sigma_e = 235 \text{ N/mm}^2$
Diameter : 670 mm.
Dikte : 14 mm.
 $M_{\text{opn,max}} = 657 \text{ kNm./m}' > 655 \text{ kNm./m}'$

Profiel II : Staalkwaliteit Fe 360 $\sigma_e = 355 \text{ N/mm}^2$
Diameter : 450 mm.
Dikte : 15 mm.
 $M_{\text{opn,max}} = 658 \text{ kNm./m}' > 655 \text{ kNm./m}'$

Daar beide profielen in klasse I vallen mag worden aangenomen dat de rotatiecapaciteit voldoende groot is om de vereiste rotatie te ondergaan.

Ter controle zijn beide profielen in gevoerd in PLAXIS. De maatgevende momentenlijnen (Bouwfase IV) zijn afgebeeld in figuur 5.13

Hoofdstuk 6 Vergelijking van de resultaten

In voorgaande hoofdstukken is onderzocht welke profielen toegepast kunnen worden wanneer in de damwand plastische scharnieren worden toegelaten. In dit hoofdstuk zal worden berekend met hoeveel procent het staalgebruik gereduceerd wordt. Bovendien zal de heikbaarheid van de verschillende profielen globaal worden beschouwd. Tenslotte zal een indicatie gegeven worden van de verplaatsingen van de damwand en de zettingen van het maaiveld direct naast de damwand. Hoewel de indruk kan bestaan dat bij het toelaten van plastische scharnieren de zettingen ontoelaatbaar groot worden, wordt in paragraaf 6.3 aangetoond dat in bepaalde gebieden de optredende verplaatsingen toelaatbaar zijn.

6.1 Vergelijking van de hoeveelheid staal

De vergelijking van de hoeveelheden staal zal plaatsvinden per strekkende meter breedte. Om een eerlijke vergelijking tussen de verschillende profielen mogelijk te maken worden alleen profielen met een zelfde staalkwaliteit vergeleken.

Vergelijking combiwand (elastisch) - damwandplank (plastisch)

Combiwand : \varnothing 1016 mm. Opp buis = 34730 mm²
 $\sigma_e = 355$ N/mm² t = 11 mm.

Planken stel Larssen 603 $I_s \approx 32000$ cm⁴
 Opp ≈ 25100 mm²

$L_{\text{slot + planken}} = 1850$ mm.

Opp. per m' = 20876 mm²/m'

L = 24.5 m. Hoeveelheid staal = 0.5115 m³/m' breedte

Damwandplanken: PU 16

$\sigma_e = 355$ N/mm²
 Opp per m' = 15900 mm²/m'

L = 22.0 m. Hoeveelheid staal = 0.3498 m³/m' breedte

Doordat in plaats van een combiwand overgegaan kan worden op damwandplanken en bovendien een kortere damwand toegepast kan worden, levert

plastisch rekenen in dit geval een grote materiaal besparing op. Besparing van 32 %.

Vergelijking combiwand (elastisch) - combiwand (plastisch)

De vergelijking zal plaatsvinden voor twee verschillende staalkwaliteiten.

- $\sigma_e = 355 \text{ N/mm}^2$

elastisch : $\varnothing 1016 \text{ mm.}$ Opp buis = 34730 mm^2
 $t = 11 \text{ mm.}$

Planken stel Larssen 603 $I_s \approx 32000 \text{ cm}^4$
 Opp $\approx 25100 \text{ mm}^2$

$L_{\text{slot} + \text{planken}} = 1850 \text{ mm.}$

Opp. per m' = $20876 \text{ mm}^2/\text{m}'$

$L = 24.5 \text{ m.}$ **Hoeveelheid staal = $0.5115 \text{ m}^3/\text{m}'$ breedte**

plastisch : $\varnothing 450 \text{ mm.}$ Opp buis = 20500 mm^2
 $t = 15 \text{ mm.}$

Planken stel Larssen 603 $I_s \approx 32000 \text{ cm}^4$
 Opp $\approx 25100 \text{ mm}^2$

$L_{\text{slot} + \text{planken}} = 1850 \text{ mm.}$

Opp. per m' = $19826 \text{ mm}^2/\text{m}'$

$L = 22.3 \text{ m.}$ **Hoeveelheid staal = $0.4421 \text{ m}^3/\text{m}'$ breedte**

Bij een combiwand met een staalkwaliteit $\sigma_e = 355 \text{ N/mm}^2$ geldt dat een materiaal besparing van 14 % wordt bereikt.

- $\sigma_e = 235 \text{ N/mm}^2$

elastisch : $\varnothing 1220 \text{ mm.}$ Opp buis = 45541 mm^2
 $t = 12 \text{ mm.}$

Planken stel Larssen 603 $I_s \approx 34000 \text{ cm}^4$
 Opp $\approx 25100 \text{ mm}^2$

$$L_{\text{slot + planken}} = 1850 \text{ mm.}$$

$$\text{Opp. per m}' = 23010 \text{ mm}^2/\text{m}'$$

$$L = 24.5 \text{ m.} \quad \text{Hoeveelheid staal} = 0.5637 \text{ m}^3/\text{m}' \text{ breedte}$$

$$\text{plastisch : } \begin{array}{l} \text{Ø 670 mm.} \\ t = 14 \text{ mm.} \end{array} \quad \text{Opp buis} = 28850 \text{ mm}^2$$

$$\text{Planken stel Larssen 603 } I_s \approx 34000 \text{ cm}^4$$

$$\text{Opp} \approx 25100 \text{ mm}^2$$

$$L_{\text{slot + planken}} = 1850 \text{ mm.}$$

$$\text{Opp. per m}' = 21410 \text{ mm}^2/\text{m}'$$

$$L = 22.3 \text{ m.} \quad \text{Hoeveelheid staal} = 0.5637 \text{ m}^3/\text{m}' \text{ breedte}$$

Bij een combiwand met een staalkwaliteit $\sigma_s = 235 \text{ N/mm}^2$ geldt dat een materiaal besparing van 15% wordt bereikt.

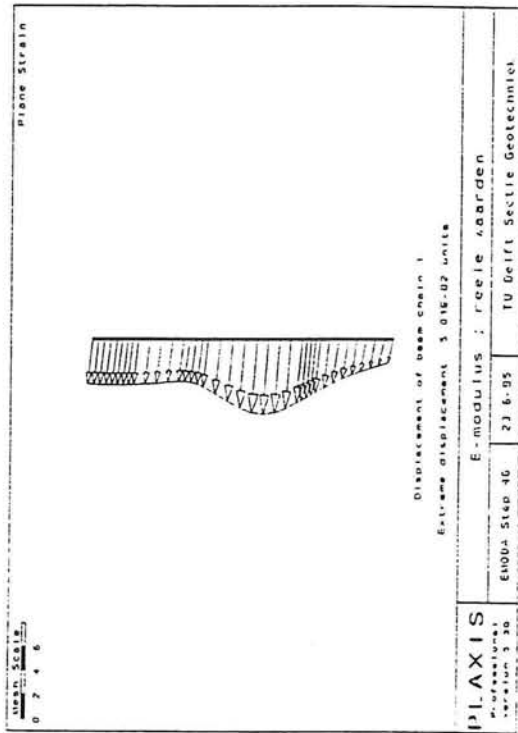
6.2 Heibaarheid

Wanneer plastische scharnieren in de damwand worden toegelaten is in de voorgaande hoofdstukken aangetoond dat met lichtere damwandprofielen kan worden volstaan. Over het algemeen worden damwandplanken en ook buispalen in damwandconstructies ingetrild. Om deze reden is in bijlage VI onderzocht welke trilblokken nodig zijn om de damwandplank en buispalen die in de vorige paragraaf zijn vermeld in te trillen. Het inheien van damwandplanken en buispalen is niet onderzocht.

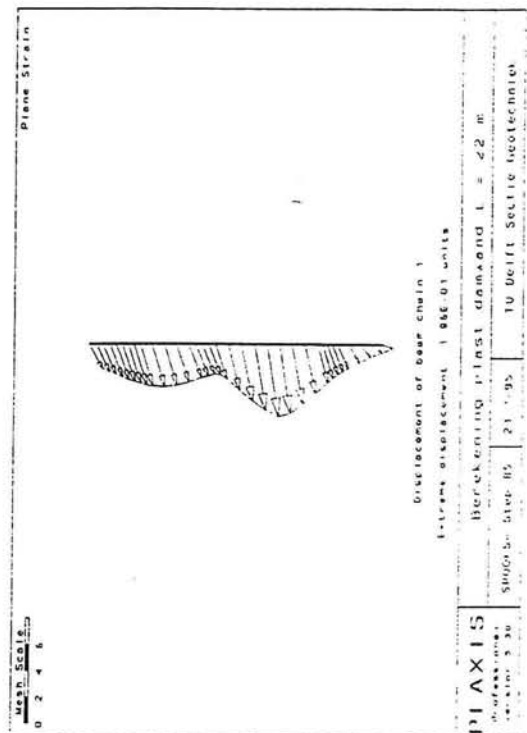
Uit bijlage VI blijkt dat de toegepaste profielen ingetrild kunnen worden wanneer een trilblok type ICE 5515 wordt toegepast. Alleen voor het intrillen van de buispaal met een diameter van 1220 mm. is een zwaarder trilblok nodig (ICE 8514)

6.3 Verplaatsingen

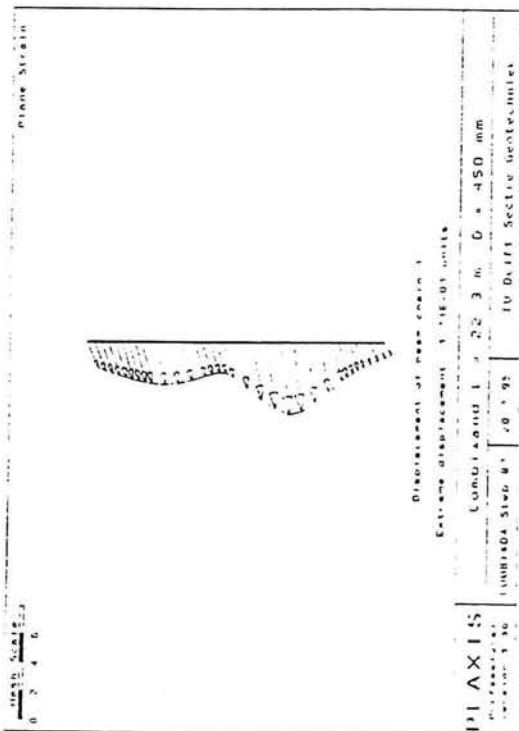
Wanneer plastische scharnieren in de damwand worden toegelaten kunnen lichtere en dus goedkopere damwand profielen worden toegepast. Doordat de damwand in het plastische scharnier roteert zullen de uitbuigingen van de damwand toenemen. Als gevolg hiervan zal het maaiveld een grotere zakking krijgen dan bij een elastisch berekende damwand. In deze paragraaf zal aangegeven worden hoeveel groter de verplaatsingen en zettingen zijn.



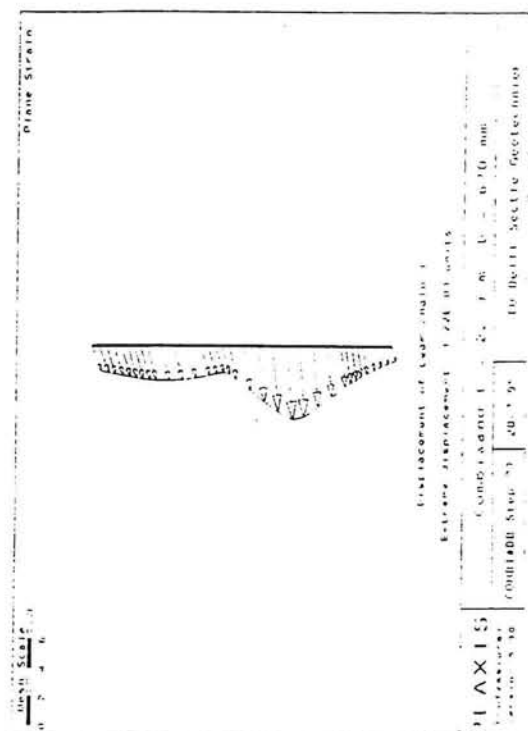
Figuur 6.1 Combiwand elastisch



Figuur 6.2 Pu 16



Figuur 6.3 Combiwand Ø 450 mm.



Figuur 6.4 Combiwand Ø 670 mm.

6.3.1 Verplaatsingen van de damwand

In figuur 6.1 t/m 6.4 zijn de verplaatsingen van de damwand die volgen uit PLAXIS grafisch afgebeeld. In figuur 6.1 vervormt de damwand nog volkomen elastisch. Het profiel in deze figuur is niet één van de twee toegepaste profielen maar het profiel dat volgt uit de MSHEET berekening. De verplaatsingen van dit profiel zullen de verplaatsingen van de gekozen profielen benaderen (zie paragraaf 4.2.2) In figuur 6.2 t/m 6.3 ontstaan plastische scharnieren in de wand.

Bij elke figuur is tevens de lengte van de grootste verplaatsingsvector aangegeven. Deze vector is afgeleid uit zowel de horizontale als verticale verplaatsingscomponent. Daar de verticale verplaatsingen t.o.v. de horizontale verplaatsingen gering zijn wordt de horizontale verplaatsing gelijk gesteld aan de lengte van de verplaatsingsvector.

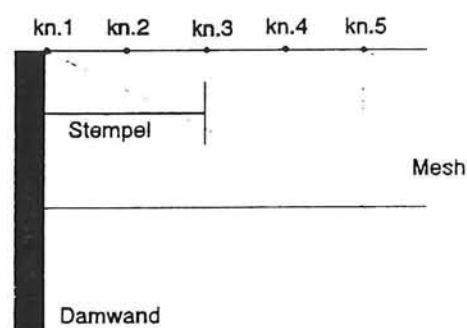
Hoewel duidelijk blijkt dat de verplaatsingen toenemen bij een damwand die plastisch vervormt, zijn alle verplaatsingen kleiner dan 19 cm. De maximale ontgravingsdiepte bedraagt 18.3 m. De verplaatsingen bedragen slechts 1 % van de ontgravingsdiepte.

Niet alleen de maximale uitbuiging van de damwand neemt toe. Door het ontstaan van plastische scharnieren zal de totale verplaatsing van de damwand toenemen. Door het na zakken van de grond achter de damwand zullen dus grotere maaiveld zakkingen ontstaan.

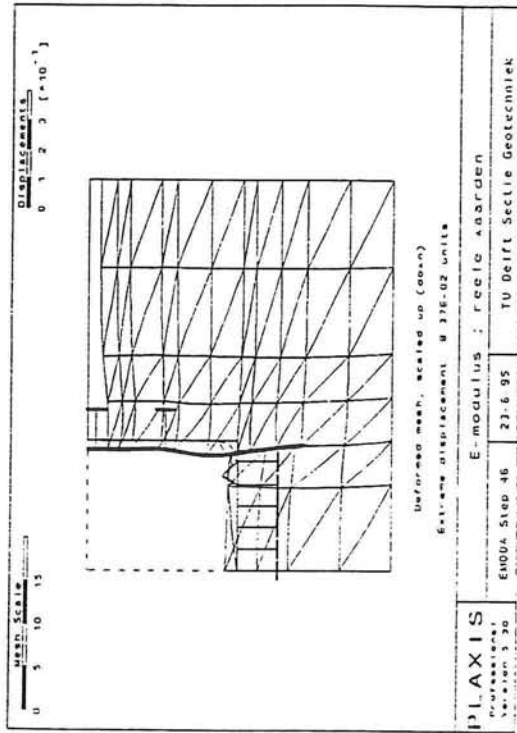
6.3.2 Verplaatsingen van het maaiveld

De verplaatsingen van het maaiveld zijn uit de PLAXIS berekeningen ontleend. De geschaalde verplaatsingen zijn in figuur 6.5 t/m 6.6 afgebeeld. In alle plaatsjes vindt over de hele zone achter de damwand een zetting plaats. De oorzaak van deze zetting is de bovenbelasting van 20 kN/m^2 . Deze belasting moet volgens de veiligheidsfilosofie uit het CUR-rapport[Lit.3] aangebracht worden. Deze belasting geeft een zetting van 3.75 cm.

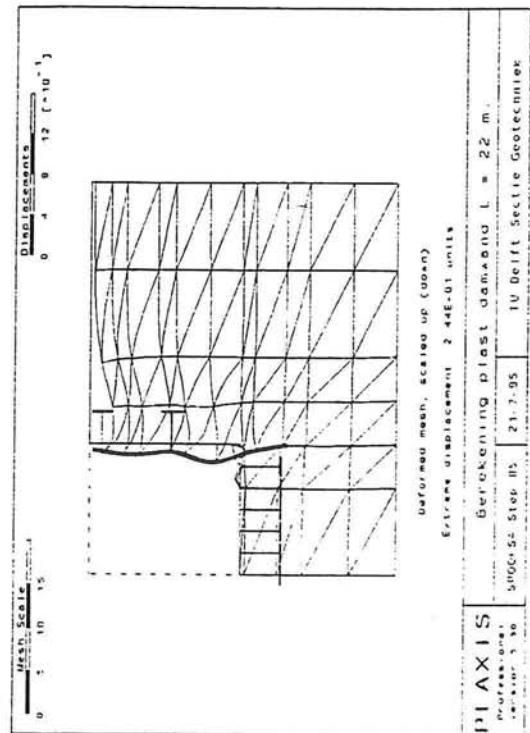
Uit de figuren blijkt duidelijk dat de maaiveld zettingen bij de plastisch berekende damwanden fors toenemen. De maximale maaiveld zettingen treden op direct achter de damwand. De verticale verplaatsingen van de bovenste rij knopen van bovenste grondelement achter de damwand zijn in tabel 6.1 afgebeeld.



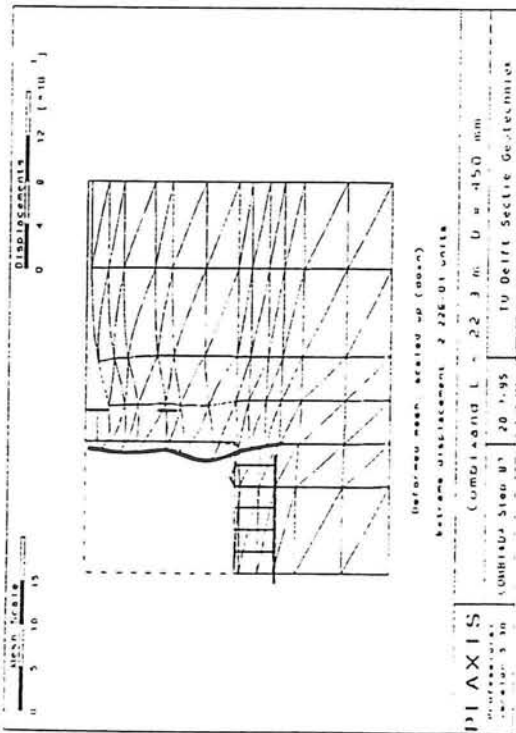
Figuur 6.9 Knoopnummering



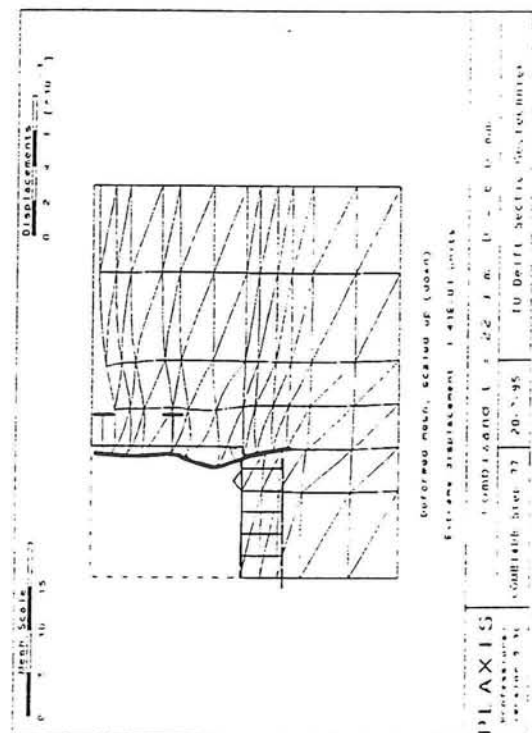
Figuur 6.6 Combiwand elastisch



Figuur 6.7 Pu 16



Figuur 6.8 Combiwand Ø 450 mm.



Figuur 6.9 Combiwand Ø 670 mm.

Type damwand	kn. 1	kn. 2	kn. 3	kn. 4	kn. 5
Combiwand O 1120 mm. (elastisch)	6.39	6.52	6.38	6.43	6.29
PU 16	15.8	22.4	23.2	23.2	22.2
Combiwand O 450 mm. (plastisch)	12.6	14.9	20.5	21.1	21.0
Combiwand O 670 mm. (plastisch)	10.5	11.6	13.5	13.5	13.5

Tabel 6.1 Maaiveldzakkingen

De maaiveld zettingen kunnen dus toenemen van zo'n 6,5 cm in de elastische berekening tot 21 cm in de plastische berekening. De maaiveld zettingen nemen dus naar verhouding sterk toe. Wanneer de verplaatsing t.g.v. de bovenbelasting buiten beschouwing wordt gelaten wordt de verplaatsing ongeveer 6 x zo groot. Uit de figuren blijkt verder dat na 20 meter de verplaatsingen ten gevolge van de vervormingen van de damwand verwaarloosbaar zijn.

Wanneer plastische scharnieren in de damwand toegelaten worden blijkt dat de verplaatsingen van de damwand sterk toenemen. De damwand heeft echter alleen een tijdelijke functie. Wanneer bij de bepaling van de afmetingen van de bouwkuip rekening wordt gehouden met de optredende uitbuigingen van de damwand is een uitbuiging van 19 cm toelaatbaar.

Ook de zettingen van het maaiveld nemen toe. In een dicht bebouwde omgeving zullen maaiveld zettingen van 21 cm niet toelaatbaar zijn. Echter bij de bestudeerde bouwkuip van de Westerschelde Oever Verbinding is in de nabije omgeving geen bebouwing aanwezig. Ook de afstand van de damwand tot de zeedijk bedraagt meer dan 20 meter. De maaiveldzettingen kunnen nadat de toerit is voltooid aangevuld worden.

Hoofdstuk 7 Conclusies

Vergelijking van een damwand die elastisch vervormt met een damwand waarin plastische scharnieren worden toegelaten resulteert in de volgende conclusies:

- Het toelaten van plastische scharnieren in de damwand kan de maatgevende momenten tot ongeveer 50 % reduceren. Hierdoor kunnen lichtere profielen worden toegepast. Voorwaarde is wel, om het optreden van meerdere plastische scharnieren mogelijk te maken, dat de toegepaste profielen voldoende rotatie-capaciteit bezitten.

Bij een elastische berekening treedt, in de uiterste grenstoestand, afhankelijk van welke type damwand wordt toegepast, een maximaal moment op van ongeveer 1200 kNm. Wanneer uitgegaan wordt van een damwand met 2 stempellagen en een laag onderwaterbeton geldt dat bezwijken optreedt wanneer 3 vloeischarnieren ontstaan. Door het toelaten van deze vloeischarnieren reduceert het maximale moment tot ongeveer 650 kNm.



Figuur 7.1 Mechanisme met 3 vloeischarnieren

- De verplaatsingen van de damwand en de zettingen van het maaiveld nemen toe. Wanneer in de directe omgeving geen zettingsgevoelige constructies aanwezig zijn, zijn tamelijk grote zettingen en verplaatsingen acceptabel. Voor toepassing in dicht bebouwde omgeving is de plastische rekenwijze minder geschikt.

De berekende maaiveldzakkingen bedragen ongeveer 20 cm. bij een enkele damwandplank. De zakkingen bij een combiwand zijn geringer. De uitbuiging van de damwandplank bedraagt ongeveer 19 cm. Deze grote verplaatsingen leveren in de omgeving van de noordelijk toerit van de Westerschelde Oever Verbinding weinig problemen op.

- Een berekening uitgevoerd volgens de regels van het CUR-handboek [Lit.3] resulteert in een zware combiwand. Door het toelaten van plastische scharnieren in de wand kan overgegaan worden op een lichtere en kortere damwandplank. Voorwaarde is wel deze damwandplank voldoende rotatiecapaciteit bezit. Toepassing van de berekende damwandplank levert een materiaal besparing op van ongeveer 32 %.

Naar de rotatiecapaciteit van damwandplanken is momenteel een onderzoek gaande. Wanneer dit onderzoek is afgerond zal bekend zijn welke damwandplanken voldoende rotatiecapaciteit hebben om plastische scharnieren toe te laten.

De rotatiecapaciteit van buisprofielen is wel onderzocht. Om plastische scharnieren in een combiwand toe te laten moet een klasse I profiel toegepast worden. De klasse-indeling is afhankelijk van de diameter/dikte verhouding en de staalkwaliteit van de buispaal.

- Combiwanden zijn minder geschikt voor de onderzochte rekenwijze. De buispalen in de gangbare combiwandprofielen bezitten onvoldoende rotatiecapaciteit. Om voldoende rotatiecapaciteit te garanderen zijn buispalen met een relatief kleine diameter en relatief dikke wand noodzakelijk. Wel kan een kortere combiwand worden toegepast. De totale materiaalbesparing bedraagt zo'n 15 %.
- Doordat kleinere buisdiameters worden toegepast moet per eenheid van lengte een groter aantal profielen geheid worden. Hierdoor wordt het voordeel verder gereduceerd.

Tenslotte nog een opmerking over het computerprogramma SPOOKS. Dit programma moet met de nodige voorzichtigheid worden toegepast. In Denemarken heeft men veel ervaring met dit programma. Echter bij gebruik buiten Denemarken moet vooral bij de keuze van het bezwijkmechanisme de nodige voorzichtigheid in acht worden genomen. Bij meervoudig gestempelde damwanden is een juiste aanname van de stempelkrachten belangrijk. Wanneer deze waarden niet goed geschat worden kan bezwijken volgens een ander mechanisme optreden.

Hoofdstuk 8 Aanbevelingen

Om een volledig beeld van de voordelen van het plastisch rekenen te krijgen worden de volgende aanbevelingen gedaan:

- Er moeten meerdere lokaties beschouwd worden.

De vergelijking heeft slechts plaatsgevonden voor een bepaalde situatie met een bepaalde grondopbouw. Onderzocht zal moeten worden wat de invloed is van een andere bouwput en een andere grondopbouw.

- De invloed van de positie van de stempels moet worden onderzocht.

Bij het onderzoek is uitgegaan van een bepaalde stempelpositie. Hoewel de stempelpositie vaak afhangt van de constructie die binnen de bouwkuip wordt gerealiseerd wordt toch aanbevolen om nader onderzoek te doen naar de positie van de stempels. Een kleine verplaatsing van de stempels heeft een grote invloed op het moment. Onderzocht zal ook moeten worden of bij plastisch rekenen een andere stempelpositie gunstig is dan bij elastisch rekenen.

- In de berekening is uitgegaan van de uiterste grenstoestand. Onderzocht zal moeten worden of in de bruikbaarheidsgrenstoestand ook plastische vervormingen ontstaan.

Plastische vervormingen in de bruikbaarheidsgrenstoestand zijn volgens de Eurocode toelaatbaar mits deze vervormingen eenmalig optreden. Ontlasten van de damwand en vervolgens weer herbelasten is alleen toegestaan wanneer aangetoond kan worden dat de vervormingen hierdoor niet toenemen.

- Wanneer de damwand in de bruikbaarheidsgrenstoestand plastisch vervormt zal onderzocht moeten worden in hoeverre terugwinnen van de damwandplanken mogelijk is en of rechtbuigen van de wanden toelaatbaar is.
- Bij plastisch rekenen vereist de veiligheidsbeschouwing extra aandacht. Het optreden van kleine plastische rotaties is bij elastisch rekenen een extra veiligheidsmarge.
- Onderzocht zal moeten worden of plastische rekenen ook toepasbaar is voor een permanente damwandconstructie. Vooral de corrosiegevoeligheid van de vloeischarnieren en de gevolgen van kruip van de wand zal onderzocht moeten worden.

- In de buispalen bevindt zich grond. Een studie naar het plooi gedrag van een met grond gevulde buispaal moet uitwijzen of buispalen met een relatief dunnere wand toegepast kunnen worden.

Wanneer de grond in de buis niet meegerekend wordt moeten, bij een plastische berekening, buispalen uit klasse IV toegepast worden. Dit zijn relatief dikwandige profielen. De buispalen die normaliter in een combi-wand toegepast worden vallen in klasse I en bezwijken op plooi voordat het vloeimoment wordt bereikt. Bij de berekening van het plooi gedrag wordt echter geen rekening gehouden met de grond in de buispaal.

Literatuurlijst

- [1] *Westerschelde Oeververbinding; Grondmechanische parameters*. Delft, juli 1992. Grondmechanica Delft, afdeling funderingstechniek en ondergrondse werken.
- [2] *Geotechniek TGB 1990 Basiseisen en belastingen* NEN 6740, Nederlands Normalisatie-Instituut, december 1991.
- [3] *Damwandconstructies. CUR publikatie 166*, Tweede druk. Gouda, mei 1994. Civieltechnisch Centrum Uitvoering Research en Regelgeving.
- [4] *Gebruikershandleiding pc-model MSHEET "Damwandconstructies"*, Delft februari 1994. Grondmechanica Delft, afdeling mathematica & Data processing
- [5] Steenfelt, J.S., *Theoretical aspects of basement excavation support. Basement excavations theory, design and litigation, workshop notes*. University of Queensland (1988), pp 1.1-1.60.
- [6] Verruijt, A., *Grondmechanica*, derde druk. Delft: Delftse Uitgevers Maatschappij b.v., maart 1990.
- [7] *SPOOKS/PC-Users'guide*, Lyngby Denmark, july 1993. Danish Geotechnical Institute.
- [8] Vermeer, P.A., *Plaxis Finite Element Code for Soil and Rock Plasticity Version 5,0*. Rotterdam: A.A. Balkema, 1993.
- [9] *Tabellen voor combiwandprofielen*, Amsterdam, 1995. Nedeximpo Technical Division.
- [10] Tol, A.F. van, Kort, D.A. en Oostveen, J.P., *Preliminary Calculations of Rotation Requirements (interim report)*. Delft, maart 1995. Delft University of Technology.
- [11] *Staalconstructies, TGB 1990, Basiseisen en rekenregels voor overwegend statisch belaste constructies* NEN 6770 staal, Nederlands Normalisatie-Instituut, december 1991.
- [12] Brinch Hansen J., *Earth Pressure Calculation*. Copenhagen, 1953. Institution of Danish Civil Engineers.
- [13] Neal, B.G., *The plastic Methods of Structural Analysis*, Derde druk. London: Chapman and Hall, 1977.
- [14] *Grondmechanisch advies voor de aanleg van de aarden baan t.b.v. de toegen afvoerwegen voor de Westerschelde Oeververbinding (tracé 3)*. Rhon, oktober 1991. Mos Grondmechanica.
- [15] *Geotechniek Berekeningsmethoden voor funderingen op palen. Drukpalen* NEN 6743, Nederlands Normalisatie-Instituut, december 1991.

12	-7.47	-7.2	176.8	10.1	50.82	33	31.88	A	54.75	70.12
13	-8.70	-5.3	187.1	7.2	53.32	28	36.42	A	67.00	82.37
13	-8.70	-5.3	187.1	7.2	83.86	26	25.21	A	67.00	82.37
14	-9.00	-4.9	187.4	-5.3	81.60	24	26.02	A	70.00	85.37
14	-9.00	-4.9	187.4	-5.3	81.60	24	26.02	A	70.00	85.37
15	-9.50	-4.4	179.9	-24.3	78.72	21	27.37	A	75.00	90.37
15	-9.50	-4.4	179.9	-24.3	78.72	21	27.37	A	75.00	90.37
16-10.50	-3.6	138.6	-57.3	76.06	18	30.07	A	85.00	100.37	
16-10.50	-3.6	138.6	-57.3	66.23	35	58.47		85.00	100.37	
17-11.40	-3.2	90.4	-49.5	70.28	34	64.50		94.00	109.37	
17-11.40	-3.2	90.4	-49.5	70.28	34	64.50		94.00	109.37	
18-12.30	-3.0	50.0	-40.3	74.76	34	70.09		103.00	118.37	
18-12.30	-3.0	50.0	-40.3	68.03	24	62.33		103.00	118.37	
19-13.30	-2.8	14.6	-30.3	73.68	24	68.65		113.00	128.37	
19-13.30	-2.8	14.6	-30.3	73.68	24	68.65		113.00	128.37	
20-14.30	-2.8	-10.4	-19.7	79.43	23	74.88		123.00	138.37	
20-14.30	-2.8	-10.4	-19.7	79.43	23	74.88		123.00	138.37	
21-15.30	-2.6	-24.6	-8.6	85.11	23	81.16		133.00	148.37	
21-15.30	-2.6	-24.6	-8.6	85.11	23	81.16		133.00	148.37	
22-16.30	-2.5	-27.3	3.2	90.66	23	87.58		143.00	158.37	
22-16.30	-2.5	-27.3	3.2	90.66	23	87.58		143.00	158.37	
23-17.30	-2.2	-17.7	16.1	96.05	23	94.16		153.00	168.37	
23-17.30	-2.2	-17.7	16.1	96.05	23	94.16		153.00	168.37	
24-18.00	-2.0	-3.1	25.9	99.76	22	98.84		160.00	175.37	
24-18.00	-2.0	-3.1	25.9	93.93	12	60.54		160.00	175.37	
25-18.30	-1.9	3.9	20.7	94.55	12	62.85		163.00	178.37	
25-18.30	-1.9	3.9	20.7	94.55	12	62.85		163.00	178.37	
26-18.60	-1.9	9.4	16.1	95.18	12	65.16		166.00	181.37	
26-18.60	-1.9	9.4	16.1	95.18	12	65.16		166.00	181.37	
27-19.78	-1.6	19.7	2.5	97.93	11	73.98		177.80	193.17	
27-19.78	-1.6	19.7	2.5	97.93	11	73.98		177.80	193.17	
28-20.96	-1.3	17.8	-4.7	101.29	11	82.18		189.60	204.97	
28-20.96	-1.3	17.8	-4.7	101.29	11	82.18		189.60	204.97	
29-22.14	-1.1	10.6	-6.8	105.23	11	89.80		201.40	216.77	
29-22.14	-1.1	10.6	-6.8	105.23	11	89.80		201.40	216.77	
30-23.32	-1.0	3.3	-5.1	109.53	11	97.07		213.20	228.57	
30-23.32	-1.0	3.3	-5.1	109.53	11	97.07		213.20	228.57	
31-24.50	-0.8	-0.0	-0.0	113.94	10	104.22		225.00	240.37	

Maxima :	-29.0	187.4	-57.3							

Horizontale grondkracht op de damwand [kN/Bm] :

	Links	Rechts
=====		
Korrel :	1705.88	1348.32
Water :	2531.25	2888.84
Totaal :	4237.13	4237.16

Als passieve zijde wordt beschouwd : Links
 Maximale passieve korrelweerstand : 9867.61 [kN/Bm]
 Gemobiliseerde passieve korrelweerstand : 1705.88 [kN/Bm]
 Percentage gemobiliseerde weerstand : 17.3 [%]

 ***** B O U W F A S E 2 : Uitvoer voor alle knopen ! *****

Overzicht ingevoerde gegevens voor bouwfase 2
 =====

Maaiveld LINKS : (Maaiveldnr. 5)			Maaiveld RECHTS : (Maaiveldnr. 3)		
Punt nr.	X-coördinaat [m] tov DAMWAND	Y-coördinaat [m] tov.PEIL	Punt nr.	X-coördinaat [m] tov DAMWAND	Y-coördinaat [m] tov.PEIL
1	0.00	-9.50	1	0.00	0.00

Water Peil Links / Rechts : -0.70 / -0.50 [m]

Grondgegevens LINKS : (Grondtabel 1)

Laag nr	Grondsoort Naam	Peil bovenkant Grondlaag [m]	Wosp-B [kN/m2]	Wosp-O [kN/m2]
1	AANVULZAND	0.00	0.00	0.00
2	KLE11A	-0.50	0.00	0.00
3	VEEN2	-2.60	0.00	0.00
4	KLE13	-3.00	0.00	0.00
5	ZAND5B	-3.80	0.00	0.00
6	ZAND	-8.70	0.00	0.00
7	ZAND5A	-10.50	0.00	0.00
8	ZAND5B	-12.30	0.00	0.00
9	ZAND	-18.00	0.00	0.00

Grondgegevens RECHTS : (Grondtabel 4)

Laag nr	Grondsoort Naam	Peil bovenkant Grondlaag [m]	Wosp-B [kN/m2]	Wosp-O [kN/m2]
1	AANVULZAND	0.00	0.00	0.00
2	KLE11A	-0.50	0.00	0.05
3	KLE11A	-0.70	0.05	0.05
4	VEEN2	-2.60	0.05	0.05
5	KLE13	-3.00	0.05	0.05
6	ZAND5B	-3.80	0.05	0.05
7	ZAND	-8.70	0.05	0.05
8	ZAND5A	-10.50	0.05	0.05
9	ZAND5B	-12.30	0.05	0.05
10	ZAND	-18.00	0.05	0.05

Waarschuwing : Aan de onderkant van de damwand (RECHTER-zijde) is de waterover(onder)spanning gelijk aan 0.05

Gebruikte methode aan LINKER-zijde van de damwand : LAMBDA
Gebruikte methode aan RECHTER-zijde van de damwand : LAMBDA

Star steunpunt 1 op -1.00 [m] tov Peil.
Verhinderling van Translatie.

Gelijkmatig verdeelde bovenbelasting 1 op rechter maaiveld : 20.00 [kN/m2]

Resultaten van de berekening van bouwfase 2

Aantal iteraties : 6

Kn nr	Peil m	Verpl mm	Moment kNm/Bm	DwarsK kN/Bm	KorSpL kN/m2	Stat %	KorSpR kN/m2	Stat %	WatSpL kN/m2	WatSpR kN/m2
1	0.00	-22.6	-0.0	0.0	0.00		23.51	18	0.00	0.00
2	-0.50	-24.1	3.2	13.2	0.00		26.85	14	0.00	0.00
2	-0.50	-24.1	3.2	13.3	0.00		16.29	*	0.00	0.00
3	-0.70	-24.7	6.2	16.5	0.00		14.29	*	0.00	2.05
3	-0.70	-24.7	6.2	16.5	0.00		14.29	*	0.00	2.05
4	-1.00	-25.7	11.9	21.0	0.00		11.19	*	3.00	5.05
4	-1.00	-25.7	11.9	-126.7	0.00		11.19	*	3.00	5.05
5	-1.50	-27.2	-49.8	-119.8	0.00		12.41	A	8.00	10.05
5	-1.50	-27.2	-49.8	-119.8	0.00		12.41	A	8.00	10.05
6	-2.00	-28.7	-107.8	-112.2	0.00		13.70	A	13.00	15.05
6	-2.00	-28.7	-107.8	-112.2	0.00		13.70	A	13.00	15.05
7	-2.60	-30.5	-172.2	-102.3	0.00		15.24	A	19.00	21.05
7	-2.60	-30.5	-172.2	-102.3	0.00		15.24	A	19.00	21.05
8	-3.00	-31.5	-211.8	-95.4	0.00		15.24	A	23.00	25.05
8	-3.00	-31.5	-211.8	-95.4	0.00		15.24	A	23.00	25.05
9	-3.80	-33.4	-282.3	-80.6	0.00		17.65	A	31.00	33.05
9	-3.80	-33.4	-282.3	-80.7	0.00		18.39	A	31.00	33.05
10	-5.02	-35.5	-364.7	-52.9	0.00		22.93	A	43.25	45.30
10	-5.02	-35.5	-364.7	-52.9	0.00		22.93	A	43.25	45.30

11	-6.25	-36.2	-409.5	-19.5	0.00	27.47	A	55.50	57.55	
11	-6.25	-36.2	-409.5	-19.5	0.00	27.47	A	55.50	57.55	
12	-7.47	-35.6	-410.1	19.5	0.00	32.00	A	67.75	69.80	
12	-7.47	-35.6	-410.1	19.5	0.00	32.00	A	67.75	69.80	
13	-8.70	-33.4	-359.6	64.0	0.00	36.54	A	80.00	82.05	
13	-8.70	-33.4	-359.6	64.0	0.00	25.30	A	80.00	82.05	
14	-9.00	-32.7	-339.2	72.3	0.00	26.11	A	83.00	85.05	
14	-9.00	-32.7	-339.2	72.3	0.00	26.11	A	83.00	85.05	
15	-9.50	-31.3	-299.4	86.7	0.00	27.46	A	88.00	90.05	
15	-9.50	-31.3	-299.4	86.7	0.00	27.46	A	88.00	90.05	
16	-10.50	-28.1	-206.0	92.0	51.20	30.16	A	98.00	100.05	
16	-10.50	-28.1	-206.0	92.0	23.10	53.62	A	98.00	100.05	
17	-11.40	-24.7	-111.9	115.4	39.73	57.07	A	107.00	109.05	
17	-11.40	-24.7	-111.9	115.4	39.73	57.07	A	107.00	109.05	
18	-12.30	-21.1	-1.9	126.9	56.36	60.53	A	116.00	118.05	
18	-12.30	-21.1	-1.9	126.9	72.22	49.18	A	116.00	118.05	
19	-13.30	-17.2	110.4	93.9	98.18	98	52.88	A	126.00	128.05
19	-13.30	-17.2	110.4	93.8	98.18	98	52.88	A	126.00	128.05
20	-14.30	-13.5	183.8	54.2	94.89	74	56.59	A	136.00	138.05
20	-14.30	-13.5	183.8	54.2	94.89	74	56.59	A	136.00	138.05
21	-15.30	-10.2	220.9	21.2	92.69	59	62.34		146.00	148.05
21	-15.30	-10.2	220.9	21.1	92.69	59	62.34		146.00	148.05
22	-16.30	-7.4	230.3	-0.1	91.78	50	75.21		156.00	158.05
22	-16.30	-7.4	230.3	-0.1	91.78	50	75.21		156.00	158.05
23	-17.30	-5.2	226.1	-4.2	80.81	* 38	86.72		166.00	168.05
23	-17.30	-5.2	226.1	-4.2	80.81	* 38	86.72		166.00	168.05
24	-18.00	-4.0	226.4	6.5	74.18	* 32	93.98		173.00	175.05
24	-18.00	-4.0	226.4	6.5	104.77	26	48.67	A	173.00	175.05
25	-18.30	-3.5	225.9	-9.2	101.79	24	49.48	A	176.00	178.05
25	-18.30	-3.5	225.9	-9.2	101.79	24	49.48	A	176.00	178.05
26	-18.60	-3.1	221.0	-23.6	99.29	23	52.30		179.00	181.05
26	-18.60	-3.1	221.0	-23.7	99.29	23	52.30		179.00	181.05
27	-19.78	-2.0	168.8	-57.7	81.66	* 17	69.30		190.80	192.85
27	-19.78	-2.0	168.8	-57.7	81.66	* 17	69.30		190.80	192.85
28	-20.96	-1.5	99.6	-55.5	72.04	* 13	80.74		202.60	204.65
28	-20.96	-1.5	99.6	-55.4	72.04	* 13	80.74		202.60	204.65
29	-22.14	-1.2	43.7	-38.2	74.05	* 12	88.85		214.40	216.45
29	-22.14	-1.2	43.7	-38.2	74.05	* 12	88.85		214.40	216.45
30	-23.32	-1.1	10.5	-18.2	81.06	* 12	95.44		226.20	228.25
30	-23.32	-1.1	10.5	-18.2	81.06	* 12	95.44		226.20	228.25
31	-24.50	-1.1	-0.0	-0.0	89.34	* 12	101.62		238.00	240.05

Maxima :	-36.2	-410.1	126.9							

Oplegreacties

=====			
Knoop	Peil	Kracht	Moment
	[m]	[kN/Bm]	[kNm/Bm]
=====			
4	-1.00	147.63	0.00

Horizontale grondkracht op de damwand [kN/Bm] :

=====		
	Links	Rechts
=====		
Korrel :	1143.03	1241.85
Water :	2832.20	2881.20
Totaal :	3975.23	4123.05

Als passieve zijde wordt beschouwd :	Links
Maximale passieve korrelweerstand :	4661.35 [kN/Bm]
Gemobiliseerde passieve korrelweerstand :	1143.03 [kN/Bm]
Percentage gemobiliseerde weerstand :	24.5 [%]

Positie enkelvoudige ondersteuning op :	-1.00 [m] tov Peil.
Maximale passieve moment :	-89718.86 [kNm/Bm]
Gemobiliseerde passieve moment :	-18976.16 [kNm/Bm]
Percentage gemobiliseerde moment :	21.2 [%]

 ***** B O U W F A S E 3 : Uitvoer voor alle knopen ! *****

Overzicht ingevoerde gegevens voor bouwfase 3
 =====

Maaiveld LINKS : (Maaiveldnr. 2) Maaiveld RECHTS : (Maaiveldnr. 3)

Punt nr.	X-coördinaat [m] tov DAMWAND	Y-coördinaat [m] tov.PEIL	Punt nr.	X-coördinaat [m] tov DAMWAND	Y-coördinaat [m] tov.PEIL
1	0.00	-18.60	1	0.00	0.00

Water Peil Links / Rechts : -0.70 / -0.50 [m]

Grondgegevens LINKS : (Grondtabel 1)

Laag nr	Grondsoort Naam	Peil bovenkant Grondlaag [m]	Wosp-B [kN/m2]	Wosp-0 [kN/m2]
1	AANVULZAND	0.00	0.00	0.00
2	KLEI1A	-0.50	0.00	0.00
3	VEEN2	-2.60	0.00	0.00
4	KLEI3	-3.00	0.00	0.00
5	ZAND5B	-3.80	0.00	0.00
6	ZAND	-8.70	0.00	0.00
7	ZAND5A	-10.50	0.00	0.00
8	ZAND5B	-12.30	0.00	0.00
9	ZAND	-18.00	0.00	0.00

Grondgegevens RECHTS : (Grondtabel 4)

Laag nr	Grondsoort Naam	Peil bovenkant Grondlaag [m]	Wosp-B [kN/m2]	Wosp-0 [kN/m2]
1	AANVULZAND	0.00	0.00	0.00
2	KLEI1A	-0.50	0.00	0.05
3	KLEI1A	-0.70	0.05	0.05
4	VEEN2	-2.60	0.05	0.05
5	KLEI3	-3.00	0.05	0.05
6	ZAND5B	-3.80	0.05	0.05
7	ZAND	-8.70	0.05	0.05
8	ZAND5A	-10.50	0.05	0.05
9	ZAND5B	-12.30	0.05	0.05
10	ZAND	-18.00	0.05	0.05

Waarschuwing : Aan de onderkant van de damwand (RECHTER-zijde) is de waterover(onder)spanning gelijk aan 0.05

Gebruikte methode aan LINKER-zijde van de damwand : LAMBDA
 Gebruikte methode aan RECHTER-zijde van de damwand : LAMBDA

Star steunpunt 1 op -1.00 [m] tov Peil.
 Verhinderig van Translatie.

Star steunpunt 3 op -9.00 [m] tov Peil.
 Verhinderig van Translatie.

Gelijkmatig verdeelde bovenbelasting 1 op rechter maaiveld : 20.00 [kN/m2]

Resultaten van de berekening van bouwfase 3
 =====

Aantal iteraties : 5

Kn nr	Peil m	Verpl mm	Moment kNm/Bm	DwarsK kN/Bm	KorSpL Stat kN/m2	Stat %	KorSpR Stat kN/m2	Stat %	WatSpL kN/m2	WatSpR kN/m2
=====	=====	=====	=====	=====	=====	=====	=====	=====	=====	=====

1	0.00	-24.6	-0.0	0.0	0.00	8.08 *	0.00	0.00
2	-0.50	-25.1	1.2	4.9	0.00	11.40 *	0.00	0.00
2	-0.50	-25.1	1.2	4.9	0.00	14.23 *	0.00	0.00
3	-0.70	-25.4	2.4	7.8	0.00	13.05 *	0.00	2.05
3	-0.70	-25.4	2.4	7.8	0.00	13.05 *	0.00	2.05
4	-1.00	-25.7	5.4	12.1	0.00	11.19 *	3.00	5.05
4	-1.00	-25.7	5.4	-59.4	0.00	11.19 *	3.00	5.05
5	-1.50	-26.2	-22.5	-52.0	0.00	14.46 *	8.00	10.05
5	-1.50	-26.2	-22.5	-52.0	0.00	14.46 *	8.00	10.05
6	-2.00	-26.7	-46.3	-42.9	0.00	17.78 *	13.00	15.05
6	-2.00	-26.7	-46.3	-42.9	0.00	17.78 *	13.00	15.05
7	-2.60	-27.3	-68.3	-29.9	0.00	21.66 *	19.00	21.05
7	-2.60	-27.3	-68.3	-29.9	0.00	18.45 *	19.00	21.05
8	-3.00	-27.6	-78.6	-21.5	0.00	19.18 *	23.00	25.05
8	-3.00	-27.6	-78.6	-21.5	0.00	25.09 *	23.00	25.05
9	-3.80	-28.2	-86.5	2.5	0.00	30.74 *	31.00	33.05
9	-3.80	-28.2	-86.5	2.4	0.00	39.81	29	31.00 33.05
10	-5.02	-28.9	-49.4	60.1	0.00	49.86	29	43.25 45.30
10	-5.02	-28.9	-49.4	60.1	0.00	49.86	29	43.25 45.30
11	-6.25	-29.4	65.1	128.4	0.00	57.06	27	55.50 57.55
11	-6.25	-29.4	65.1	128.5	0.00	57.06	27	55.50 57.55
12	-7.47	-30.2	267.9	203.2	0.00	59.98	25	67.75 69.80
12	-7.47	-30.2	267.9	203.2	0.00	59.98	25	67.75 69.80
13	-8.70	-32.0	562.9	277.2	0.00	50.81 *	80.00	82.05
13	-8.70	-32.0	562.9	277.6	0.00	54.91	11	80.00 82.05
14	-9.00	-32.7	648.5	291.9	0.00	26.11 A	83.00	85.05
14	-9.00	-32.7	648.5	-362.0	0.00	26.11 A	83.00	85.05
15	-9.50	-34.1	471.1	-347.6	0.00	27.46 A	88.00	90.05
15	-9.50	-34.1	471.1	-347.5	0.00	27.46 A	88.00	90.05
16-10.50	-37.8	138.8	138.8	-316.7	0.00	30.16 A	98.00	100.05
16-10.50	-37.8	138.8	138.8	-316.7	0.00	53.62 A	98.00	100.05
17-11.40	-41.4	-123.2	-123.2	-265.0	0.00	57.07 A	107.00	109.05
17-11.40	-41.4	-123.2	-123.2	-265.0	0.00	57.07 A	107.00	109.05
18-12.30	-44.7	-337.3	-337.3	-210.3	0.00	60.53 A	116.00	118.05
18-12.30	-44.7	-337.3	-337.3	-210.3	0.00	49.18 A	116.00	118.05
19-13.30	-47.7	-521.4	-521.4	-157.2	0.00	52.88 A	126.00	128.05
19-13.30	-47.7	-521.4	-521.4	-157.2	0.00	52.88 A	126.00	128.05
20-14.30	-49.4	-650.5	-650.5	-100.5	0.00	56.59 A	136.00	138.05
20-14.30	-49.4	-650.5	-650.5	-100.5	0.00	56.59 A	136.00	138.05
21-15.30	-49.6	-721.0	-721.0	-40.0	0.00	60.29 A	146.00	148.05
21-15.30	-49.6	-721.0	-721.0	-40.0	0.00	60.29 A	146.00	148.05
22-16.30	-48.1	-729.3	-729.3	24.2	0.00	64.00 A	156.00	158.05
22-16.30	-48.1	-729.3	-729.3	24.1	0.00	64.00 A	156.00	158.05
23-17.30	-44.8	-671.5	-671.5	92.0	0.00	67.70 A	166.00	168.05
23-17.30	-44.8	-671.5	-671.5	92.0	0.00	67.70 A	166.00	168.05
24-18.00	-41.6	-589.8	-589.8	141.8	0.00	70.30 A	173.00	175.05
24-18.00	-41.6	-589.8	-589.8	141.8	0.00	48.67 A	173.00	175.05
25-18.30	-40.0	-544.9	-544.9	157.1	0.00	49.48 A	176.00	178.05
25-18.30	-40.0	-544.9	-544.9	157.1	0.00	49.48 A	176.00	178.05
26-18.60	-38.3	-495.5	-495.5	172.7	0.00	50.29 A	179.00	181.05
26-18.60	-38.3	-495.5	-495.5	172.6	0.00 P	50.29 A	179.00	181.05
27-19.78	-30.6	-268.6	-268.6	200.6	60.42 P	53.47 A	190.80	192.85
27-19.78	-30.6	-268.6	-268.6	200.6	60.42 P	53.47 A	190.80	192.85
28-20.96	-22.1	-48.6	-48.6	161.1	120.83 P	56.66 A	202.60	204.65
28-20.96	-22.1	-48.6	-48.6	161.1	120.83 P	56.66 A	202.60	204.65
29-22.14	-13.3	85.0	85.0	54.1	181.25 P	59.85 A	214.40	216.45
29-22.14	-13.3	85.0	85.0	53.4	181.25 P	59.85 A	214.40	216.45
30-23.32	-4.8	69.0	69.0	-67.1	128.95	53	226.20	228.25
30-23.32	-4.8	69.1	69.1	-68.2	128.95	53	226.20	228.25
31-24.50	3.5	-0.2	-0.2	-1.0	15.93 A	161.05	13	238.00 240.05

Maxima : -49.6 -729.3 -362.0

Oplegreacties

Knoop	Peil [m]	Kracht [kN/Bm]	Moment [kNm/Bm]
4	-1.00	71.51	0.00
14	-9.00	653.80	-0.00

Horizontale grondkracht op de damwand [kN/Bm] :

	Links	Rechts
Korrel	581.78	1258.60
Water	2832.20	2881.20
Totaal	3413.98	4139.79

Als passieve zijde wordt beschouwd : Links
 Maximale passieve korrelweerstand : 891.14 [kN/Bm]
 Gemobiliseerde passieve korrelweerstand : 581.78 [kN/Bm]
 Percentage gemobiliseerde weerstand : 65.3 [%]

 ***** B O U W F A S E 4 : Uitvoer voor alle knopen ! *****

Overzicht ingevoerde gegevens voor bouwfase 4

Maaiveld LINKS : (Maaiveldnr. 2)			Maaiveld RECHTS : (Maaiveldnr. 3)		
Punt nr.	X-coördinaat [m] tov DAMWAND	Y-coördinaat [m] tov.PEIL	Punt nr.	X-coördinaat [m] tov DAMWAND	Y-coördinaat [m] tov.PEIL
1	0.00	-18.60	1	0.00	0.00

Water Peil Links / Rechts : -18.60 / -0.50 [m]

Grondgegevens LINKS : (Grondtabel 2)

Laag nr	Grondsoort Naam	Peil bovenkant Grondlaag [m]	Wosp-B [kN/m ²]	Wosp-0 [kN/m ²]
1	AANVULZAND	0.00	0.00	0.00
2	KLEI1A	-0.50	0.00	0.00
3	VEEN2	-2.60	0.00	0.00
4	KLEI3	-3.00	0.00	0.00
5	ZAND5B	-3.80	0.00	0.00
6	ZAND	-8.70	0.00	0.00
7	ZAND5A	-10.50	0.00	0.00
8	ZAND5B	-12.30	0.00	0.00
9	ZAND	-18.00	0.00	0.00
10	ZAND	-18.30	180.40	180.40

Grondgegevens RECHTS : (Grondtabel 3)

Laag nr	Grondsoort Naam	Peil bovenkant Grondlaag [m]	Wosp-B [kN/m ²]	Wosp-0 [kN/m ²]
1	AANVULZAND	0.00	0.00	0.00
2	KLEI1A	-0.50	0.00	0.52
3	VEEN2	-2.60	0.52	0.62
4	KLEI3	-3.00	0.62	0.82
5	ZAND5B	-3.80	0.82	2.05
6	ZAND	-8.70	2.05	2.50
7	ZAND5A	-10.50	2.50	2.95
8	ZAND5B	-12.30	2.95	4.37
9	ZAND	-18.00	4.37	6.00

Waarschuwing : Aan LINKER-zijde van de damwand is boven het waterpeil een waterover(onder)spanning gedefinieerd !

Waarschuwing : Aan LINKER-zijde van de damwand is t.p.v het maaiveld een waterover(onder)spanning gedefinieerd !

Waarschuwing : Aan de onderkant van de damwand (LINKER-zijde) is de waterover(onder)spanning gelijk aan 180.40

Waarschuwing : Aan de onderkant van de damwand (RECHTER-zijde) is de waterover(onder)spanning gelijk aan 6.00

Gebruikte methode aan LINKER-zijde van de damwand : LAMBDA
 Gebuikte methode aan RECHTER-zijde van de damwand : LAMBDA

Star steunpunt 1 op -1.00 [m] tov Peil.
 Verhinderig van Translatie.

Star steunpunt 2 op -17.30 [m] tov Peil.
 Verhinderig van Translatie.

Star steunpunt 3 op -9.00 [m] tov Peil.
 Verhinderig van Translatie.

Gelijkmatig verdeelde bovenbelasting 1 op rechter maaiveld : 20.00 [kN/m²]
 Gelijkmatisch verdeelde bovenbelasting 2 op linker maaiveld : 183.48 [kN/m²]

Resultaten van de berekening van bouwphase 4
 =====

Aantal iteraties : 4

Kn nr	Peil m	Verpl mm	Moment kNm/Bm	DwarsK kN/Bm	KorSpl kN/m ²	Stat %	KorSpr kN/m ²	Stat %	WatSpl kN/m ²	WatSpr kN/m ²
1	0.00	-24.4	-0.0	0.0	0.00		9.99 *	8	0.00	0.00
2	-0.50	-25.0	1.4	5.9	0.00		13.32 *	7	0.00	0.00
2	-0.50	-25.0	1.4	5.9	0.00		14.49 *		0.00	0.00
3	-0.70	-25.3	2.9	8.9	0.00		13.20 *		0.00	2.05
3	-0.70	-25.3	2.9	8.9	0.00		13.20 *		0.00	2.05
4	-1.00	-25.7	6.3	13.6	0.00		11.14 *		0.00	5.12
4	-1.00	-25.7	6.3	-106.9	0.00		11.14 *		0.00	5.12
5	-1.50	-26.3	-44.8	-96.8	0.00		14.08 *		0.00	10.25
5	-1.50	-26.3	-44.8	-96.8	0.00		14.08 *		0.00	10.25
6	-2.00	-26.9	-89.8	-82.6	0.00		17.09 *		0.00	15.37
6	-2.00	-26.9	-89.8	-82.6	0.00		17.09 *		0.00	15.37
7	-2.60	-27.6	-132.9	-60.2	0.00		20.67 *		0.00	21.52
7	-2.60	-27.6	-132.9	-60.2	0.00		17.80 *		0.00	21.52
8	-3.00	-28.0	-153.7	-43.5	0.00		18.42 *		0.00	25.62
8	-3.00	-28.0	-153.7	-43.5	0.00		23.77 *		0.00	25.62
9	-3.80	-28.6	-171.2	1.5	0.00		29.32 *		0.00	33.82
9	-3.80	-28.6	-171.2	1.5	0.00		35.71 *	26	0.00	33.82
10	-5.02	-29.0	-111.0	101.9	0.00		48.20 *	28	0.00	46.38
10	-5.02	-29.0	-111.0	102.0	0.00		48.20 *	28	0.00	46.38
11	-6.25	-29.1	90.9	232.1	0.00		57.76	28	0.00	58.94
11	-6.25	-29.1	90.9	232.2	0.00		57.76	28	0.00	58.94
12	-7.47	-29.5	467.3	385.7	0.00		61.50	26	0.00	71.49
12	-7.47	-29.5	467.3	385.7	0.00		61.50	26	0.00	71.49
13	-8.70	-31.7	1042.3	554.2	0.00		52.72 *		0.00	84.05
13	-8.70	-31.7	1042.3	554.6	0.00		57.83	12	0.00	84.05
14	-9.00	-32.7	1214.9	594.5	0.00		25.55 A		0.00	87.13
14	-9.00	-32.7	1214.9	-822.2	0.00		25.55 A		0.00	87.13
15	-9.50	-34.9	818.1	-764.3	0.00		26.87 A		0.00	92.25
15	-9.50	-34.9	818.1	-764.3	0.00		26.87 A		0.00	92.25
16	-10.50	-40.6	115.5	-638.7	0.00		29.50 A		0.00	102.50
16	-10.50	-40.6	115.5	-638.7	0.00		52.44 A		0.00	102.50
17	-11.40	-46.0	-394.9	-493.6	0.00		55.79 A		0.00	111.72
17	-11.40	-46.0	-394.9	-493.6	0.00		55.79 A		0.00	111.72
18	-12.30	-50.7	-769.6	-337.2	0.00		59.14 A		0.00	120.95
18	-12.30	-50.7	-769.6	-337.2	0.00		48.05 A		0.00	120.95
19	-13.30	-54.1	-1020.0	-161.3	0.00		51.66 A		0.00	131.20
19	-13.30	-54.1	-1020.0	-161.3	0.00		51.66 A		0.00	131.20
20	-14.30	-55.2	-1087.5	28.5	0.00		55.26 A		0.00	141.45
20	-14.30	-55.2	-1087.5	28.5	0.00		55.26 A		0.00	141.45
21	-15.30	-53.7	-958.4	232.1	0.00		58.87 A		0.00	151.70
21	-15.30	-53.7	-958.4	232.1	0.00		58.87 A		0.00	151.70
22	-16.30	-50.0	-618.8	449.6	0.00		62.48 A		0.00	161.95

22-16.30	-50.0	-618.8	449.5	0.00	62.48 A	0.00	161.95
23-17.30	-44.8	-54.7	680.8	0.00	66.09 A	0.00	172.20
23-17.30	-44.8	-54.7	-326.3	0.00	66.09 A	0.00	172.20
24-18.00	-40.9	-223.3	-153.5	0.00	75.34 *	0.00	179.37
24-18.00	-40.9	-223.3	-153.5	0.00	74.40 *	0.00	179.37
25-18.30	-39.2	-257.8	-75.8	0.00	80.85 *	0.00	182.45
25-18.30	-39.2	-257.8	-75.8	0.00	80.85 *	0.00	182.45
26-18.60	-37.4	-268.6	4.3	0.00	84.82 *	0.00	185.52
26-18.60	-37.4	-268.6	4.3	0.83 A	84.82 *	180.40	185.52
27-19.78	-29.8	-201.9	104.0	28.85 * 38	85.26 *	192.20	197.62
27-19.78	-29.8	-201.9	104.1	28.85 * 38	85.26 *	192.20	197.62
28-20.96	-21.6	-54.6	129.3	101.78 * 75	75.85 *	204.00	209.71
28-20.96	-21.6	-54.6	129.4	101.78 * 75	75.85 *	204.00	209.71
29-22.14	-13.1	64.7	56.9	174.56 * 89	66.60 *	215.80	221.81
29-22.14	-13.1	64.8	56.2	174.56 * 89	66.60 *	215.80	221.81
30-23.32	-4.9	59.4	-55.4	130.90 51	61.50 A	227.60	233.90
30-23.32	-4.9	59.4	-56.5	130.90 51	61.50 A	227.60	233.90
31-24.50	3.2	-0.3	-1.1	27.84 *	147.73 * 12	239.40	246.00

Maxima :	-55.2	1214.9	-822.2				

Oplegreacties

Knoop	Peil [m]	Kracht [kN/Bm]	Moment [kNm/Bm]
4	-1.00	120.50	-0.00
14	-9.00	1416.68	0.00
23	-17.30	1007.14	0.00

Horizontale grondkracht op de damwand [kN/Bm] :

	Links	Rechts
Korrel	515.73	1346.84
Water	1238.41	2951.95
Totaal	1754.14	4298.79

Als passieve zijde wordt beschouwd	:	Links
Maximale passieve korrelweerstand	:	984.18 [kN/Bm]
Gemobiliseerde passieve korrelweerstand	:	515.73 [kN/Bm]
Percentage gemobiliseerde weerstand	:	52.4 [%]

Maxima over de alle bouwfases :

Verplaatsing	:	-55.2 [mm]
Moment	:	1214.9 [kNm/Bm]
Dwarskracht	:	-822.2 [kN/Bm]

=====

EINDE MSHEET UITVOERFILE

=====

Berekening II

```

MM   MM   SSSSSS  HH  HH  EEEEE  EEEEE  TTTTTT
MMM  MMM  SS      HH  HH  EE      EE      T
MM  MM  MM  SSSSS  HHHHHH  EEEE  EEEE  T
MM  M  MM      SS  HH  HH  EE      EE      T
MM   MM  SSSSSS  HH  HH  EEEEE  EEEEE  T

```

```

Versie       :      2.2
Update      :      941205
Licentie    :      0216
Bedrijf     :      TUD

```

```

Probleem titels : Ontvangstschacht.
                  stempel -1 m.; -9 m. Kh*1.5
Datum          : 1995-07-06
Tijd           : 14:24:58

```

```

Naam uitvoerfile : C:\BRENDA\MSHEET\ONTVANGC.SHO
Naam invoerfile  : C:\BRENDA\MSHEET\ONTVANGC.SHI
Naam dumpfile    : C:\BRENDA\MSHEET\ONTVANGC.SHD

```

```

=====
OVERZICHT VAN ALGEMENE INVOER GEGEVENS :
=====

```

```

Aantal takken in veer karakteristiek : 1
Ontlastingsstak voor veer karakteristiek : Ja
Aantal bouwfases : 4

```

```

-----
Damwand gegevens :
-----

```

```

Lengte       :      24.50 [m]
Peil bovenkant :      0.00 [m]
Aantal stukken :      1

```

Stuk nr	[m] Van	toev	Peil Tot	Stijfheid EI [kNm ² /Bm]	W-breed. [m]
1	0.00	-	-24.50	4.200E+0005	1.00

```

-----
Gegevens grondsoort : KLE11A
-----

```

Volumieke massa droog	: 16.00 [kN/m ³]	Lambda actief	: 0.43	
nat	: 16.00 [kN/m ³]	Lambda neutraal	: 0.67	
Cohesie	: 2.00 [kN/m ²]	Lambda passief	: 2.61	
Wandrijving delta	: 17.07 [graden]			
Phi	: 19.57 [graden]			
Beddingskonstanten [kN/m ³]	Nr	Boven	Onder	Ontlastingsstak
	K[0]	6000.00	6000.00	
	K[1]	1500.00	1500.00	

```

-----
Gegevens grondsoort : VEEN2
-----

```

Volumieke massa droog	: 10.00 [kN/m ³]	Lambda actief	: 0.43	
nat	: 10.00 [kN/m ³]	Lambda neutraal	: 0.67	
Cohesie	: 2.00 [kN/m ²]	Lambda passief	: 2.61	
Wandrijving delta	: 17.07 [graden]			
Phi	: 19.57 [graden]			
Beddingskonstanten [kN/m ³]	Nr	Boven	Onder	Ontlastingsstak
	K[0]	3000.00	3000.00	
	K[1]	750.00	750.00	

```

-----
Gegevens grondsoort : KLE13
-----

```

Volumieke massa droog	: 17.00 [kN/m ³]	Lambda actief	: 0.43
nat	: 17.00 [kN/m ³]	Lambda neutraal	: 0.67

Cohesie : 2.00 [kN/m²] Lambda passief : 2.61
 Wandwrijving delta : 17.07 [graden]
 Phi : 19.57 [graden]
 Beddingskonstanten : Nr Boven Onder
 [kN/m³] K[0] 7500.00 7500.00 Ontlastingsstak
 K[1] 2250.00 2250.00

Gegevens grondsoort : ZAND5A

Volumieke massa droog : 17.00 [kN/m³] Lambda actief : 0.48
 nat : 18.00 [kN/m³] Lambda neutraal : 0.70
 Cohesie : 0.00 [kN/m²] Lambda passief : 2.31
 Wandwrijving delta : 14.89 [graden]
 Phi : 17.39 [graden]
 Beddingskonstanten : Nr Boven Onder
 [kN/m³] K[0] 30000.00 30000.00 Ontlastingsstak
 K[1] 7500.00 7500.00

Gegevens grondsoort : ZAND5B

Volumieke massa droog : 17.00 [kN/m³] Lambda actief : 0.39
 nat : 19.50 [kN/m³] Lambda neutraal : 0.63
 Cohesie : 0.00 [kN/m²] Lambda passief : 2.96
 Wandwrijving delta : 19.24 [graden]
 Phi : 21.74 [graden]
 Beddingskonstanten : Nr Boven Onder
 [kN/m³] K[0] 30000.00 30000.00 Ontlastingsstak
 K[1] 7500.00 7500.00

Gegevens grondsoort : ZAND

Volumieke massa droog : 17.00 [kN/m³] Lambda actief : 0.27
 nat : 20.00 [kN/m³] Lambda neutraal : 0.49
 Cohesie : 0.00 [kN/m²] Lambda passief : 5.12
 Wandwrijving delta : 27.50 [graden]
 Phi : 30.43 [graden]
 Beddingskonstanten : Nr Boven Onder
 [kN/m³] K[0] 120000.00 120000.00 Ontlastingsstak
 K[1] 30000.00 30000.00

Gegevens grondsoort : AANVULZAND

Volumieke massa droog : 18.00 [kN/m³] Lambda actief : 0.23
 nat : 20.00 [kN/m³] Lambda neutraal : 0.44
 Cohesie : 0.00 [kN/m²] Lambda passief : 6.40
 Wandwrijving delta : 27.50 [graden]
 Phi : 33.91 [graden]
 Beddingskonstanten : Nr Boven Onder
 [kN/m³] K[0] 22500.00 45000.00 Ontlastingsstak
 K[1] 7500.00 15000.00

=====
 De invoer is gecontroleerd en goed bevonden.
 Aantal knopen op de damwand : 31
 =====

 ***** B O U W F A S E 1 : Uitvoer voor alle knopen ! *****

Overzicht ingevoerde gegevens voor bouwfase 1
 =====

Maaiveld LINKS : (Maaiveldnr. 4) Maaiveld RECHTS : (Maaiveldnr 3)

 Punt X-coördinaat Y-coördinaat Punt X-coördinaat Y-coördinaat
 nr. [m] tov DAMWAND [m] tov. PEIL nr. [m] tov DAMWAND [m] tov. PEIL
 1 0.00 -1.50 1 0.00 0.00

Water Peil Links / Rechts : -2.00 / -0.50 [m]

Grondgegevens LINKS : (Grondtabel 1)

Laag nr	Grondsoort Naam	Peil bovenkant Grondlaag [m]	Wosp-B [kN/m2]	Wosp-O [kN/m2]
1	AANVULZAND	0.00	0.00	0.00
2	KLEI1A	-0.50	0.00	0.00
3	VEEN2	-2.60	0.00	0.00
4	KLEI3	-3.00	0.00	0.00
5	ZAND5B	-3.80	0.00	0.00
6	ZAND	-8.70	0.00	0.00
7	ZAND5A	-10.50	0.00	0.00
8	ZAND5B	-12.30	0.00	0.00
9	ZAND	-18.00	0.00	0.00

Grondgegevens RECHTS : (Grondtabel 5)

Laag nr	Grondsoort Naam	Peil bovenkant Grondlaag [m]	Wosp-B [kN/m2]	Wosp-O [kN/m2]
1	AANVULZAND	0.00	0.00	0.00
2	KLEI1A	-0.50	0.00	0.37
3	KLEI1A	-0.70	0.37	0.37
4	VEEN2	-2.60	0.37	0.37
5	KLEI3	-3.00	0.37	0.37
6	ZAND5B	-3.80	0.37	0.37
7	ZAND	-8.70	0.37	0.37
8	ZAND5A	-10.50	0.37	0.37
9	ZAND5B	-12.30	0.37	0.37
10	ZAND	-18.00	0.37	0.37

Waarschuwing : Aan de onderkant van de damwand (RECHTER-zijde) is de waterover(onder)spanning gelijk aan 0.37

Gebruikte methode aan LINKER-zijde van de damwand : LAMBDA
Gebruikte methode aan RECHTER-zijde van de damwand : LAMBDA

Gelijkmatig verdeelde bovenbelasting 1 op rechter maaiveld : 20.00 [kN/m2]

Resultaten van de berekening van bouwfase 1

Aantal iteraties : 5

Kn nr	Peil m	Verpl mm	Moment kNm/Bm	DwarsK kN/Bm	KorSpL kN/m2	Stat %	KorSpR kN/m2	Stat %	WatSpL kN/m2	WatSpR kN/m2
1	0.00	-14.3	0.0	0.0	0.00		4.60 A		0.00	0.00
2	-0.50	-13.3	0.7	2.8	0.00		6.67 A		0.00	0.00
2	-0.50	-13.3	0.7	2.8	0.00		9.85 A		0.00	0.00
3	-0.70	-12.9	1.4	5.1	0.00		10.20 A		0.00	2.37
3	-0.70	-12.9	1.4	5.1	0.00		10.20 A		0.00	2.37
4	-1.00	-12.3	3.6	9.4	0.00		10.98 A		0.00	5.37
4	-1.00	-12.3	3.6	9.4	0.00		10.98 A		0.00	5.37
5	-1.50	-11.3	10.6	19.1	0.00		12.27 A		0.00	10.37
5	-1.50	-11.3	10.6	19.1	6.46 P		12.27 A		0.00	10.37
6	-2.00	-10.3	21.6	24.2	20.79	76	13.56 A		0.00	15.37
6	-2.00	-10.3	21.6	24.2	20.79	76	13.56 A		0.00	15.37
7	-2.60	-9.1	37.7	29.4	21.44	58	15.11 A		6.00	21.37
7	-2.60	-9.1	37.7	29.4	14.60	40	15.11 A		6.00	21.37
8	-3.00	-8.3	50.7	35.8	14.03	38	15.11 A		10.00	25.37
8	-3.00	-8.3	50.7	35.8	26.54	72	15.11 A		10.00	25.37
9	-3.80	-6.9	80.9	39.8	26.97	53	17.51 A		18.00	33.37
9	-3.80	-6.9	80.9	39.7	50.91 P		18.26 A		18.00	33.37
10	-5.02	-4.9	113.5	14.4	54.60	64	22.80 A		30.25	45.62
10	-5.02	-4.9	113.5	14.4	54.60	64	22.80 A		30.25	45.62
11	-6.25	-3.2	121.3	0.3	49.86	42	27.34 A		42.50	57.87
11	-6.25	-3.2	121.3	0.3	49.86	42	27.34 A		42.50	57.87
12	-7.47	-2.1	118.0	-4.4	48.34	31	31.88 A		54.75	70.12

12	-7.47	-2.1	118.0	-4.5	48.34	31	31.88	A	54.75	70.12
13	-8.70	-1.3	112.7	-2.9	49.98	26	39.56		67.00	82.37
13	-8.70	-1.3	112.7	-2.9	70.52	22	25.21	A	67.00	82.37
14	-9.00	-1.2	110.6	-11.4	68.28	20	26.02	A	70.00	85.37
14	-9.00	-1.2	110.6	-11.4	68.28	20	26.02	A	70.00	85.37
15	-9.50	-1.0	101.7	-23.9	66.10	18	27.37	A	75.00	90.37
15	-9.50	-1.0	101.7	-23.9	66.10	18	27.37	A	75.00	90.37
16-10.50	-0.9	66.7	-45.8	66.91	16	30.07	A	85.00	100.37	
16-10.50	-0.9	66.7	-45.8	63.94	34	60.75		85.00	100.37	
17-11.40	-0.9	30.4	-34.8	69.09	34	65.68		94.00	109.37	
17-11.40	-0.9	30.4	-34.8	69.09	34	65.68		94.00	109.37	
18-12.30	-1.0	3.8	-24.5	74.69	34	70.16		103.00	118.37	
18-12.30	-1.0	3.8	-24.5	67.96	24	62.40		103.00	118.37	
19-13.30	-1.1	-16.1	-15.4	74.64	24	67.70		113.00	128.37	
19-13.30	-1.1	-16.1	-15.4	74.64	24	67.70		113.00	128.37	
20-14.30	-1.1	-27.5	-7.5	81.04	24	73.26		123.00	138.37	
20-14.30	-1.1	-27.5	-7.5	81.04	24	73.26		123.00	138.37	
21-15.30	-1.1	-31.2	0.1	86.96	24	79.31		133.00	148.37	
21-15.30	-1.1	-31.2	0.1	86.96	24	79.31		133.00	148.37	
22-16.30	-1.0	-27.1	8.3	92.34	23	85.91		143.00	158.37	
22-16.30	-1.0	-27.1	8.3	92.34	23	85.91		143.00	158.37	
23-17.30	-0.9	-14.0	18.3	97.25	23	92.97		153.00	168.37	
23-17.30	-0.9	-14.0	18.3	97.25	23	92.97		153.00	168.37	
24-18.00	-0.8	1.7	26.7	100.52	23	98.07		160.00	175.37	
24-18.00	-0.8	1.7	26.7	96.97	13	57.49		160.00	175.37	
25-18.30	-0.7	8.6	19.9	96.86	12	60.55		163.00	178.37	
25-18.30	-0.7	8.6	19.9	96.86	12	60.55		163.00	178.37	
26-18.60	-0.7	13.7	14.1	96.80	12	63.55		166.00	181.37	
26-18.60	-0.7	13.7	14.1	96.80	12	63.55		166.00	181.37	
27-19.78	-0.5	20.4	-0.7	97.58	11	74.33		177.80	193.17	
27-19.78	-0.5	20.4	-0.7	97.58	11	74.33		177.80	193.17	
28-20.96	-0.4	15.7	-6.1	100.30	11	83.17		189.60	204.97	
28-20.96	-0.4	15.7	-6.1	100.30	11	83.17		189.60	204.97	
29-22.14	-0.4	8.2	-6.1	104.56	11	90.47		201.40	216.77	
29-22.14	-0.4	8.2	-6.1	104.56	11	90.47		201.40	216.77	
30-23.32	-0.3	2.3	-3.7	109.65	11	96.95		213.20	228.57	
30-23.32	-0.3	2.3	-3.7	109.65	11	96.95		213.20	228.57	
31-24.50	-0.3	-0.0	-0.0	115.00	10	103.16		225.00	240.37	

Maxima :	-14.3	121.3	-45.8							

Horizontale grondkracht op de damwand [kN/Bm] :

	Links	Rechts
Korrel :	1700.91	1343.38
Water :	2531.25	2888.84
Totaal :	4232.16	4232.22

Als passieve zijde wordt beschouwd : Links
 Maximale passieve korrelweerstand : 9867.61 [kN/Bm]
 Gemobiliseerde passieve korrelweerstand : 1700.91 [kN/Bm]
 Percentage gemobiliseerde weerstand : 17.2 [%]

 ***** B O U W F A S E 2 : Uitvoer voor alle knopen ! *****

Overzicht ingevoerde gegevens voor bouwfase 2

Maaiveld LINKS : (Maaiveldnr. 5)			Maaiveld RECHTS : (Maaiveldnr. 3)		
Punt nr.	X-coördinaat [m] tov DAMWAND	Y-coördinaat [m] tov.PEIL	Punt nr.	X-coördinaat [m] tov DAMWAND	Y-coördinaat [m] tov.PEIL
1	0.00	-9.50	1	0.00	0.00

Water Peil Links / Rechts : -0.70 / -0.50 [m]

Grondgegevens LINKS : (Grondtabel 1)

Laag nr	Grondsoort Naam	Peil bovenkant Grondlaag [m]	Wosp-B [kN/m2]	Wosp-O [kN/m2]
1	AANVULZAND	0.00	0.00	0.00
2	KLEI1A	-0.50	0.00	0.00
3	VEEN2	-2.60	0.00	0.00
4	KLEI3	-3.00	0.00	0.00
5	ZAND5B	-3.80	0.00	0.00
6	ZAND	-8.70	0.00	0.00
7	ZAND5A	-10.50	0.00	0.00
8	ZAND5B	-12.30	0.00	0.00
9	ZAND	-18.00	0.00	0.00

Grondgegevens RECHTS : (Grondtabel 4)

Laag nr	Grondsoort Naam	Peil bovenkant Grondlaag [m]	Wosp-B [kN/m2]	Wosp-O [kN/m2]
1	AANVULZAND	0.00	0.00	0.00
2	KLEI1A	-0.50	0.00	0.05
3	KLEI1A	-0.70	0.05	0.05
4	VEEN2	-2.60	0.05	0.05
5	KLEI3	-3.00	0.05	0.05
6	ZAND5B	-3.80	0.05	0.05
7	ZAND	-8.70	0.05	0.05
8	ZAND5A	-10.50	0.05	0.05
9	ZAND5B	-12.30	0.05	0.05
10	ZAND	-18.00	0.05	0.05

Waarschuwing : Aan de onderkant van de damwand (RECHTER-zijde) is de waterover(onder)spanning gelijk aan 0.05

Gebruikte methode aan LINKER-zijde van de damwand : LAMBDA
Gebruikte methode aan RECHTER-zijde van de damwand : LAMBDA

Star steunpunt 1 op -1.00 [m] tov Peil.
Verhinderend van Translatie.

Gelijkmatig verdeelde bovenbelasting 1 op rechter maaiveld : 20.00 [kN/m2]

Resultaten van de berekening van bouwfase 2

Aantal iteraties : 7

Kn nr	Peil m	Verpl mm	Moment kNm/Bm	DwarsK kN/Bm	KorSpl kN/m2	Stat %	KorSpr kN/m2	Stat %	WatSpl kN/m2	WatSpr kN/m2
1	0.00	-9.0	-0.0	0.0	0.00		46.88	37	0.00	0.00
2	-0.50	-10.7	6.4	25.9	0.00		50.24	27	0.00	0.00
2	-0.50	-10.7	6.4	25.9	0.00		20.99	26	0.00	0.00
3	-0.70	-11.3	12.0	30.2	0.00		19.91	*	0.00	2.05
3	-0.70	-11.3	12.0	30.2	0.00		19.91	*	0.00	2.05
4	-1.00	-12.3	21.9	35.5	0.00		11.19	*	3.00	5.05
4	-1.00	-12.3	22.0	-124.1	0.00		11.19	*	3.00	5.05
5	-1.50	-13.9	-38.4	-117.2	0.00		12.41	A	8.00	10.05
5	-1.50	-13.9	-38.4	-117.2	0.00		12.41	A	8.00	10.05
6	-2.00	-15.5	-95.2	-109.7	0.00		13.70	A	13.00	15.05
6	-2.00	-15.5	-95.2	-109.7	0.00		13.70	A	13.00	15.05
7	-2.60	-17.4	-158.0	-99.8	0.00		15.24	A	19.00	21.05
7	-2.60	-17.4	-158.0	-99.8	0.00		15.24	A	19.00	21.05
8	-3.00	-18.6	-196.6	-92.8	0.00		15.24	A	23.00	25.05
8	-3.00	-18.6	-196.6	-92.8	0.00		15.24	A	23.00	25.05
9	-3.80	-20.6	-265.0	-78.0	0.00		17.65	A	31.00	33.05
9	-3.80	-20.6	-265.0	-78.1	0.00		18.39	A	31.00	33.05
10	-5.02	-23.0	-344.3	-50.3	0.00		22.93	A	43.25	45.30
10	-5.02	-23.0	-344.3	-50.3	0.00		22.93	A	43.25	45.30

1	0.00	-10.4	-0.0	0.0	0.00	16.61	* 13	0.00	0.00
2	-0.50	-11.3	2.3	9.5	0.00	19.90	* 11	0.00	0.00
2	-0.50	-11.3	2.3	9.5	0.00	16.94	*	0.00	0.00
3	-0.70	-11.7	4.6	13.2	0.00	17.48	*	0.00	2.05
3	-0.70	-11.7	4.6	13.2	0.00	17.48	*	0.00	2.05
4	-1.00	-12.3	9.3	18.1	0.00	11.19	*	3.00	5.05
4	-1.00	-12.3	9.3	-94.2	0.00	11.19	*	3.00	5.05
5	-1.50	-13.2	-35.9	-86.3	0.00	16.48	*	8.00	10.05
5	-1.50	-13.2	-35.9	-86.3	0.00	16.48	*	8.00	10.05
6	-2.00	-14.2	-76.5	-75.7	0.00	21.84	*	13.00	15.05
6	-2.00	-14.2	-76.5	-75.7	0.00	21.84	*	13.00	15.05
7	-2.60	-15.2	-117.2	-59.4	0.00	27.76		19.00	21.05
7	-2.60	-15.2	-117.2	-59.4	0.00	21.71	*	19.00	21.05
8	-3.00	-15.9	-139.1	-49.6	0.00	23.25	*	23.00	25.05
8	-3.00	-15.9	-139.1	-49.6	0.00	29.91	26	23.00	25.05
9	-3.80	-17.0	-167.9	-21.8	0.00	35.41	27	31.00	33.05
9	-3.80	-17.0	-167.9	-21.9	0.00	53.89	39	31.00	33.05
10	-5.02	-18.3	-148.8	56.3	0.00	69.08	40	43.25	45.30
10	-5.02	-18.3	-148.8	56.3	0.00	69.08	40	43.25	45.30
11	-6.25	-19.0	-23.6	150.1	0.00	78.88	38	55.50	57.55
11	-6.25	-19.0	-23.6	150.2	0.00	78.88	38	55.50	57.55
12	-7.47	-19.7	221.9	250.5	0.00	78.79	32	67.75	69.80
12	-7.47	-19.7	221.9	250.6	0.00	78.79	32	67.75	69.80
13	-8.70	-21.3	586.6	341.5	0.00	62.33	22	80.00	82.05
13	-8.70	-21.3	586.6	341.6	0.00	76.91	16	80.00	82.05
14	-9.00	-21.9	692.1	359.7	0.00	26.11	A	83.00	85.05
14	-9.00	-21.9	692.1	-361.5	0.00	26.11	A	83.00	85.05
15	-9.50	-23.3	514.9	-347.0	0.00	27.46	A	88.00	90.05
15	-9.50	-23.3	514.9	-347.0	0.00	27.46	A	88.00	90.05
16-10.50	-26.8	183.1	-316.2	0.00	30.16	A	98.00	100.05	
16-10.50	-26.8	183.1	-316.2	0.00	53.62	A	98.00	100.05	
17-11.40	-30.5	-78.4	-264.5	0.00	57.07	A	107.00	109.05	
17-11.40	-30.5	-78.4	-264.5	0.00	57.07	A	107.00	109.05	
18-12.30	-33.9	-292.1	-209.7	0.00	60.53	A	116.00	118.05	
18-12.30	-33.9	-292.1	-209.7	0.00	49.18	A	116.00	118.05	
19-13.30	-37.1	-475.6	-156.7	0.00	52.88	A	126.00	128.05	
19-13.30	-37.1	-475.6	-156.7	0.00	52.88	A	126.00	128.05	
20-14.30	-39.2	-604.2	-99.9	0.00	56.59	A	136.00	138.05	
20-14.30	-39.2	-604.2	-100.0	0.00	56.59	A	136.00	138.05	
21-15.30	-39.8	-674.3	-39.5	0.00	60.29	A	146.00	148.05	
21-15.30	-39.8	-674.3	-39.5	0.00	60.29	A	146.00	148.05	
22-16.30	-38.9	-682.0	24.7	0.00	64.00	A	156.00	158.05	
22-16.30	-38.9	-682.0	24.5	0.00	64.00	A	156.00	158.05	
23-17.30	-36.3	-623.8	92.4	0.00	67.70	A	166.00	168.05	
23-17.30	-36.3	-623.8	92.4	0.00	67.70	A	166.00	168.05	
24-18.00	-33.6	-541.8	142.2	0.00	70.30	A	173.00	175.05	
24-18.00	-33.6	-541.8	142.2	0.00	48.67	A	173.00	175.05	
25-18.30	-32.3	-496.9	157.5	0.00	49.48	A	176.00	178.05	
25-18.30	-32.3	-496.9	157.5	0.00	49.48	A	176.00	178.05	
26-18.60	-30.8	-447.3	173.1	0.00	50.29	A	179.00	181.05	
26-18.60	-30.8	-447.3	173.2	0.00 P	50.29	A	179.00	181.05	
27-19.78	-24.2	-219.8	201.2	60.42 P	53.47	A	190.80	192.85	
27-19.78	-24.2	-219.8	201.3	60.42 P	53.47	A	190.80	192.85	
28-20.96	-17.0	1.0	161.7	120.83 P	56.66	A	202.60	204.65	
28-20.96	-17.0	1.0	161.8	120.83 P	56.66	A	202.60	204.65	
29-22.14	-9.7	135.3	54.7	181.25 P	59.85	A	214.40	216.45	
29-22.14	-9.7	135.5	54.4	181.25 P	59.85	A	214.40	216.45	
30-23.32	-2.8	105.4	-104.8	163.75 68	63.03	A	226.20	228.25	
30-23.32	-2.8	105.1	-106.7	163.75 68	63.03	A	226.20	228.25	
31-24.50	3.8	-0.2	-0.7	15.93 A	243.65	19	238.00	240.05	

Maxima : -39.8 692.1 -361.5

Oplegreacties

Knoop	Peil [m]	Kracht [kN/Bm]	Moment [kNm/Bm]
4	-1.00	112.22	0.00
14	-9.00	721.06	-0.00

 ***** B O U W F A S E 3 : Uitvoer voor alle knopen ! *****

Overzicht ingevoerde gegevens voor bouwfase 3
 =====

Maaiveld LINKS : (Maaiveldnr. 2) Maaiveld RECHTS : (Maaiveldnr 3)

Punt nr.	X-coördinaat [m] tov DAMWAND	Y-coördinaat [m] tov.PEIL	Punt nr.	X-coördinaat [m] tov DAMWAND	Y-coördinaat [m] tov.PEIL
1	0.00	-18.60	1	0.00	0.00

Water Peil Links / Rechts : -0.70 / -0.50 [m]

Grondgegevens LINKS : (Grondtabel 1)

Laag nr	Grondsoort Naam	Peil bovenkant Grondlaag [m]	Wosp-B [kN/m2]	Wosp-O [kN/m2]
1	AANVULZAND	0.00	0.00	0.00
2	KLEI1A	-0.50	0.00	0.00
3	VEEN2	-2.60	0.00	0.00
4	KLEI3	-3.00	0.00	0.00
5	ZAND5B	-3.80	0.00	0.00
6	ZAND	-8.70	0.00	0.00
7	ZAND5A	-10.50	0.00	0.00
8	ZAND5B	-12.30	0.00	0.00
9	ZAND	-18.00	0.00	0.00

Grondgegevens RECHTS : (Grondtabel 4)

Laag nr	Grondsoort Naam	Peil bovenkant Grondlaag [m]	Wosp-B [kN/m2]	Wosp-O [kN/m2]
1	AANVULZAND	0.00	0.00	0.00
2	KLEI1A	-0.50	0.00	0.05
3	KLEI1A	-0.70	0.05	0.05
4	VEEN2	-2.60	0.05	0.05
5	KLEI3	-3.00	0.05	0.05
6	ZAND5B	-3.80	0.05	0.05
7	ZAND	-8.70	0.05	0.05
8	ZAND5A	-10.50	0.05	0.05
9	ZAND5B	-12.30	0.05	0.05
10	ZAND	-18.00	0.05	0.05

Waarschuwing : Aan de onderkant van de damwand (RECHTER-zijde) is de waterover(onder)spanning gelijk aan 0.05

Gebruikte methode aan LINKER-zijde van de damwand : LAMBDA
 Gebruikte methode aan RECHTER-zijde van de damwand : LAMBDA

Star steunpunt 1 op -1.00 [m] tov Peil.
 Verhinderig van Translatie.

Star steunpunt 3 op -9.00 [m] tov Peil.
 Verhinderig van Translatie.

Gelijkmatig verdeelde bovenbelasting 1 op rechter maaiveld : 20.00 [kN/m2]

Resultaten van de berekening van bouwfase 3
 =====

Aantal iteraties : 7

Kn nr	Peil m	Verpl mm	Moment kNm/Bm	DwarsK kN/Bm	KorSpL Stat kN/m2	Stat %	KorSpR Stat kN/m2	Stat %	WatSpL kN/m2	WatSpR kN/m2
=====	=====	=====	=====	=====	=====	=====	=====	=====	=====	=====

Waarschuwing : Aan de onderkant van de damwand (RECHTER-zijde) is de waterover(onder)spanning gelijk aan 6.00

Gebruikte methode aan LINKER-zijde van de damwand : LAMBDA

Gebruikte methode aan RECHTER-zijde van de damwand : LAMBDA

Star steunpunt 1 op -1.00 [m] tov Peil.
Verhinderend van Translatie.

Star steunpunt 2 op -17.30 [m] tov Peil.
Verhinderend van Translatie.

Star steunpunt 3 op -9.00 [m] tov Peil.
Verhinderend van Translatie.

Gelijkmatig verdeelde bovenbelasting 1 op rechter maaiveld : 20.00 [kN/m²]

Gelijkmatig verdeelde bovenbelasting 2 op linker maaiveld : 183.48 [kN/m²]

Resultaten van de berekening van bouwfase 4

Aantal iteraties : 5

Kn nr	Peil m	Verpl mm	Moment kNm/Bm	DwarsK kN/Bm	KorSpl kN/m ²	Stat %	KorSpr kN/m ²	Stat %	WatSpl kN/m ²	WatSpr kN/m ²
1	0.00	-10.2	-0.0	0.0	0.00		21.84	* 17	0.00	0.00
2	-0.50	-11.2	3.0	12.3	0.00		25.15	* 14	0.00	0.00
2	-0.50	-11.2	3.0	12.4	0.00		17.64	*	0.00	0.00
3	-0.70	-11.6	5.9	16.1	0.00		17.90	*	0.00	2.05
3	-0.70	-11.6	5.9	16.1	0.00		17.90	*	0.00	2.05
4	-1.00	-12.3	11.5	21.6	0.00		11.14	*	0.00	5.12
4	-1.00	-12.3	11.5	-139.0	0.00		11.14	*	0.00	5.12
5	-1.50	-13.4	-55.5	-128.5	0.00		15.66	*	0.00	10.25
5	-1.50	-13.4	-55.5	-128.5	0.00		15.66	*	0.00	10.25
6	-2.00	-14.4	-116.1	-113.1	0.00		20.30	*	0.00	15.37
6	-2.00	-14.4	-116.1	-113.1	0.00		20.30	*	0.00	15.37
7	-2.60	-15.5	-176.8	-88.2	0.00		25.57	*	0.00	21.52
7	-2.60	-15.5	-176.8	-88.1	0.00		20.45	*	0.00	21.52
8	-3.00	-16.2	-208.6	-70.3	0.00		21.82	*	0.00	25.62
8	-3.00	-16.2	-208.6	-70.3	0.00		26.93	*	0.00	25.62
9	-3.80	-17.4	-246.5	-22.8	0.00		32.38	* 25	0.00	33.82
9	-3.80	-17.4	-246.5	-22.9	0.00		43.35	* 32	0.00	33.82
10	-5.02	-18.4	-208.2	92.6	0.00		65.67	* 38	0.00	46.38
10	-5.02	-18.4	-208.2	92.6	0.00		65.67	* 38	0.00	46.38
11	-6.25	-18.7	-2.5	248.8	0.00		81.26	40	0.00	58.94
11	-6.25	-18.7	-2.5	248.9	0.00		81.26	40	0.00	58.94
12	-7.47	-19.0	412.2	431.3	0.00		83.65	35	0.00	71.49
12	-7.47	-19.0	412.2	431.4	0.00		83.65	35	0.00	71.49
13	-8.70	-21.0	1057.1	620.1	0.00		64.31	24	0.00	84.05
13	-8.70	-21.0	1057.1	620.2	0.00		85.86	18	0.00	84.05
14	-9.00	-21.9	1250.2	664.7	0.00		25.55	A	0.00	87.13
14	-9.00	-21.9	1250.2	-817.4	0.00		25.55	A	0.00	87.13
15	-9.50	-24.0	855.8	-759.5	0.00		26.87	A	0.00	92.25
15	-9.50	-24.0	855.8	-759.5	0.00		26.87	A	0.00	92.25
16-10.50	-29.6	158.1	-633.9	0.00			29.50	A	0.00	102.50
16-10.50	-29.6	158.1	-633.9	0.00			52.44	A	0.00	102.50
17-11.40	-35.0	-348.0	-488.8	0.00			55.79	A	0.00	111.72
17-11.40	-35.0	-348.0	-488.8	0.00			55.79	A	0.00	111.72
18-12.30	-39.7	-718.3	-332.4	0.00			59.14	A	0.00	120.95
18-12.30	-39.7	-718.3	-332.4	0.00			48.05	A	0.00	120.95
19-13.30	-43.4	-963.9	-156.4	0.00			51.66	A	0.00	131.20
19-13.30	-43.4	-963.9	-156.5	0.00			51.66	A	0.00	131.20
20-14.30	-44.8	-1026.6	33.3	0.00			55.26	A	0.00	141.45
20-14.30	-44.8	-1026.7	33.2	0.00			55.26	A	0.00	141.45
21-15.30	-43.7	-892.8	236.9	0.00			58.87	A	0.00	151.70
21-15.30	-43.7	-892.8	236.8	0.00			58.87	A	0.00	151.70
22-16.30	-40.6	-548.3	454.3	0.00			62.48	A	0.00	161.95

Horizontale grondkracht op de damwand [kN/Bm] :

	Links	Rechts
Korrel	617.76	1403.71
Water	2832.20	2881.20
Totaal	3449.96	4284.90

Als passieve zijde wordt beschouwd : Links
 Maximale passieve korrelweerstand : 891.14 [kN/Bm]
 Gemobiliseerde passieve korrelweerstand : 617.76 [kN/Bm]
 Percentage gemobiliseerde weerstand : 69.3 [%]

 ***** B O U W F A S E 4 : Uitvoer voor alle knopen ! *****

Overzicht ingevoerde gegevens voor bouwfase 4

Maaiveld LINKS : (Maaiveldnr. 2)			Maaiveld RECHTS : (Maaiveldnr. 3)		
Punt nr.	X-coördinaat [m] tov DAMWAND	Y-coördinaat [m] tov. PEIL	Punt nr.	X-coördinaat [m] tov DAMWAND	Y-coördinaat [m] tov. PEIL
1	0.00	-18.60	1	0.00	0.00

Water Peil Links / Rechts : -18.60 / -0.50 [m]

Grondgegevens LINKS : (Grondtabel 2)

Laag nr	Grondsoort Naam	Peil bovenkant Grondlaag [m]	Wosp-B [kN/m2]	Wosp-O [kN/m2]
1	AANVULZAND	0.00	0.00	0.00
2	KLEI1A	-0.50	0.00	0.00
3	VEEN2	-2.60	0.00	0.00
4	KLEI3	-3.00	0.00	0.00
5	ZAND5B	-3.80	0.00	0.00
6	ZAND	-8.70	0.00	0.00
7	ZAND5A	-10.50	0.00	0.00
8	ZAND5B	-12.30	0.00	0.00
9	ZAND	-18.00	0.00	0.00
10	ZAND	-18.30	180.40	180.40

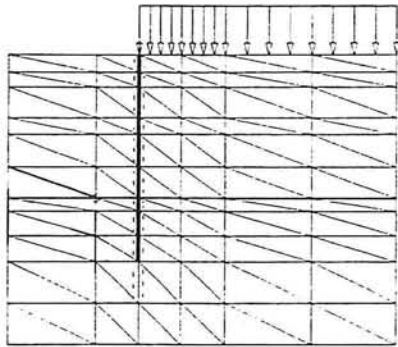
Grondgegevens RECHTS : (Grondtabel 3)

Laag nr	Grondsoort Naam	Peil bovenkant Grondlaag [m]	Wosp-B [kN/m2]	Wosp-O [kN/m2]
1	AANVULZAND	0.00	0.00	0.00
2	KLEI1A	-0.50	0.00	0.52
3	VEEN2	-2.60	0.52	0.62
4	KLEI3	-3.00	0.62	0.82
5	ZAND5B	-3.80	0.82	2.05
6	ZAND	-8.70	2.05	2.50
7	ZAND5A	-10.50	2.50	2.95
8	ZAND5B	-12.30	2.95	4.37
9	ZAND	-18.00	4.37	6.00

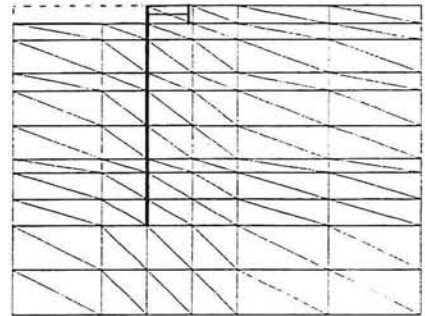
Waarschuwing : Aan LINKER-zijde van de damwand is boven het waterpeil een waterover(onder)spanning gedefinieerd !

Waarschuwing : Aan LINKER-zijde van de damwand is t.p.v het maaiveld een waterover(onder)spanning gedefinieerd !

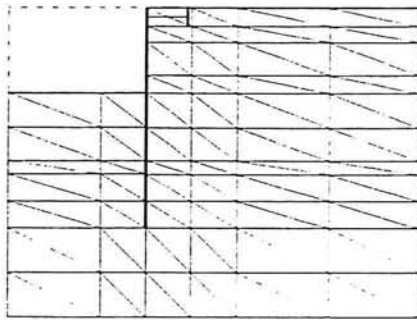
Waarschuwing : Aan de onderkant van de damwand (LINKER-zijde) is de waterover(onder)spanning gelijk aan 180.40



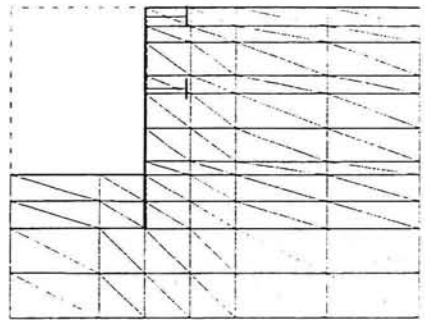
Figuur II.2 Stap 1



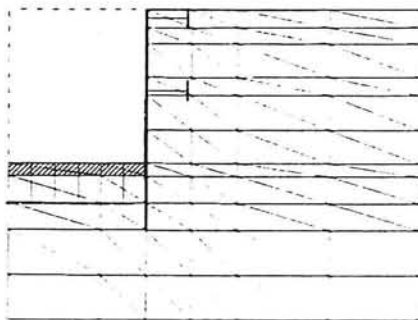
Figuur II.3 Stap 4



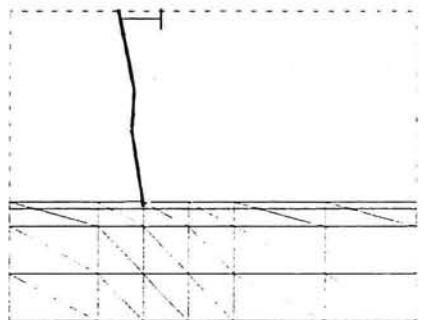
Figuur II.4 Stap 6



Figuur II.5 Stap 7



Figuur II.6 Stap 9



Figuur II.6 Ontlasten

22-16.30	-40.6	-548.3	454.2	0.00	62.48 A	0.00	161.95
23-17.30	-36.3	20.4	685.5	0.00	66.09 A	0.00	172.20
23-17.30	-36.3	20.4	-370.6	0.00	66.09 A	0.00	172.20
24-18.00	-33.0	-178.2	-193.6	0.00	85.26 *	0.00	179.37
24-18.00	-33.0	-178.2	-193.6	0.00	94.64 11	0.00	179.37
25-18.30	-31.6	-223.8	-110.3	0.00	98.64 11	0.00	182.45
25-18.30	-31.6	-223.8	-110.3	0.00	98.64 11	0.00	182.45
26-18.60	-30.1	-244.2	-25.2	0.00	100.87 11	0.00	185.52
26-18.60	-30.1	-244.2	-25.0	0.83 A	100.87 11	180.40	185.52
27-19.78	-23.8	-200.8	97.9	4.02 A	100.19 10	192.20	197.62
27-19.78	-23.8	-200.8	98.5	4.02 A	100.19 10	192.20	197.62
28-20.96	-16.8	-39.5	151.3	99.61 * 73	78.03 *	204.00	209.71
28-20.96	-16.8	-39.5	151.3	99.61 * 73	78.03 *	204.00	209.71
29-22.14	-9.7	103.2	70.9	181.29 * 92	59.87 *	215.80	221.81
29-22.14	-9.7	103.3	70.3	181.29 * 92	59.87 *	215.80	221.81
30-23.32	-2.8	92.8	-88.2	167.07 65	61.50 A	227.60	233.90
30-23.32	-2.8	92.5	-90.2	167.07 65	61.50 A	227.60	233.90
31-24.50	3.7	-0.2	-0.7	28.27 *	229.90 * 19	239.40	246.00

Maxima :	-44.8	1250.2	-817.4				

Oplegreacties

Knoop	Peil [m]	Kracht [kN/Bm]	Moment [kNm/Bm]
4	-1.00	160.49	-0.00
14	-9.00	1482.06	-0.00
23	-17.30	1056.08	-0.00

Horizontale grondkracht op de damwand [kN/Bm] :

	Links	Rechts
Korrel	542.13	1528.65
Water	1238.41	2951.95
Totaal	1780.54	4480.60

Als passieve zijde wordt beschouwd	:	Links
Maximale passieve korrelweerstand	:	984.18 [kN/Bm]
Gemobiliseerde passieve korrelweerstand	:	542.13 [kN/Bm]
Percentage gemobiliseerde weerstand	:	55.1 [%]

Maxima over de alle bouwfases :

Verplaatsing	:	-44.8 [mm]
Moment	:	1250.2 [kNm/Bm]
Dwarskracht	:	-817.4 [kN/Bm]

=====

EINDE MSHEET UITVOERFILE

=====

STAP 4:

Plaatsen eerste stempel op NAP -1.0 m. (zie figuur II.3)

STAP 5:

Grondwaterstand binnen de bouwkuip oplaten komen tot NAP -0.7 m.

STAP 6:

Ontgraven tot NAP -9.5 m. (zie figuur II.4)
Bouwfase II in MSHEET.

STAP 7:

Plaatsen stempel op NAP - 9.0 m. en ontgraven tot NAP - 18.6 m.
Bouwfase III in MSHEET. (zie figuur II.5)

STAP 8:

Aanbrengen onderwaterbetonvloer en trekpalen

STAP 9:

Grondwaterstand binnen de bouwkuip verlagen tot NAP -18.6 m.
Bouwfase IV in MSHEET (zie figuur II.6)

ONTLASTEN

Om, ter berekening van de benodigde rotatiecapaciteit, de plastische rotatie van de damwand (zie hoofdstuk 5) te kunnen bepalen wordt de damwand nadat alle belastingstappen zijn doorlopen ontlast. Dit ontlasten gebeurt in de volgende stappen:

STAP 10:

Waterstand binnen de bouwkuip oplaten komen tot NAP -0.5 m. De waterstand in de hele mesh is nu gelijk.

STAP 11:

Alle ankers verwijderen en grond aan rechterzijde van de damwand ontgraven tot 1 meshlaag boven onderzijde damwand (zie figuur II.7)

STAP 12:

Stempel aanbrengen op NAP -1.0 m. Verwijderen laatste meshlaag. Het gewicht van de damwand wordt 0 gesteld.

In een keer ontgraven van alle grond tot de onderzijde van de damwand is in PLAXIS niet mogelijk. De damwand wordt dan instabiel. Voor het bepalen van de plastische rotaties in de damwand zijn de verplaatsingen van de gehele damwand niet van belang zodat gekozen is voor bovenstaande schematisering.

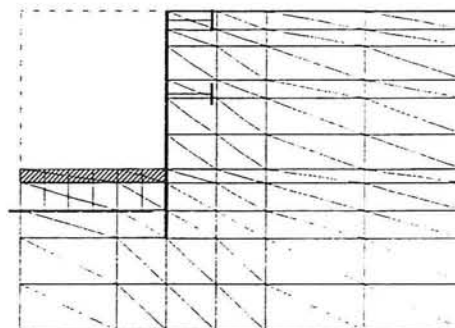
Bijlage II PLAXIS Berekening

Voor verschillende type damwanden zijn berekeningen met het programma PLAXIS gemaakt. In het eerste gedeelte van deze bijlage zal de algemene aanpak, die bij alle gemodelleerde situaties gelijk is, behandeld worden. In het tweede gedeelte zullen de invoerparameters van de verschillende situaties afgedrukt worden.

Bij de berekening met PLAXIS is uitgegaan van de zelfde grondgegevens, type damwand en bouwfasen als in de MSHEET berekening. De laag onderwaterbeton wordt in tegenstelling tot MSHEET op een meer realistische manier benaderd. Deze laag wordt gedefinieerd als een grondlaag met de volgende parameters:

$$\begin{aligned}\gamma &= 24 \text{ kN/m}^3 \\ G &= 1,2 \cdot 10^7 \text{ kNm}^2 \\ \nu &= 0,33\end{aligned}$$

De trekpalen worden gemodelleerd als stijve ankers, die aan de bovenzijde van de betonlaag bevestigd worden. (fig.II.1)
De stempels op NAP -1.0 m. en NAP -9.0 m. worden ook in PLAXIS bij benadering oneidig stijf gemodelleerd.



Figuur II.1 schematisering onderwaterbeton

Hoewel dezelfde bouwfasen aangehouden worden, zijn voor de berekening met PLAXIS een groter aantal stappen nodig. Deze stappen worden hieronder besproken.

STAP 1:

Als initial mesh is de situatie aangehouden waarin alle grond nog aanwezig is en waarin de damwand in de grond is aangebracht. Vervolgens wordt in de berekening de bovenbelasting aangebracht. (zie figuur II.2)

STAP 2:

Grondwaterstand binnen de bouwkuip verlagen tot NAP -2.0 m.

STAP 3:

Verwijderen van de bovenste 2 meter grond. Bouwfase I in MSHEET, Ontgraven van 1.5 m. grond, is in de gekozen mesh niet mogelijk. Aangenomen wordt dat de invloed van deze halve meter extra ontgraving op de uitkomsten in de laatste fase verwaarloosbaar zal zijn.

Data set : 2 of 9

Y-top :	-1.8600000000E+01	Perm-X :	0.0000000000E+00
Model :	Mohr-Coulomb	Perm-Y :	0.0000000000E+00
M-type :	Drained	R-PermN :	1.0000000000E+00
W-dry :	1.7000000000E+01	R-PermS :	0.0000000000E+00
W-wet :	2.0000000000E+01		
G-layer :	9.6200000000E+03	R-inter :	6.7000000000E-01
Nu :	3.0000000000E-01		
c-layer :	1.0000000000E+00		
c-depth :	0.0000000000E+00		
Phi :	3.0430000000E+01		
Psi :	4.3000000000E-01		
Tension :	N		

Data set : 3 of 9

Y-top :	-1.3400000000E+01	Perm-X :	0.0000000000E+00
Model :	Mohr-Coulomb	Perm-Y :	0.0000000000E+00
M-type :	Drained	R-PermN :	1.0000000000E+00
W-dry :	1.7000000000E+01	R-PermS :	0.0000000000E+00
W-wet :	2.0000000000E+01		
G-layer :	9.6200000000E+03	R-inter :	6.7000000000E-01
Nu :	3.0000000000E-01		
c-layer :	1.0000000000E+00		
c-depth :	0.0000000000E+00		
Phi :	3.0430000000E+01		
Psi :	4.3000000000E-01		
Tension :	N		

Data set : 4 of 9

Y-top :	-9.5000000000E+00	Perm-X :	0.0000000000E+00
Model :	Mohr-Coulomb	Perm-Y :	0.0000000000E+00
M-type :	Drained	R-PermN :	1.0000000000E+00
W-dry :	1.7000000000E+01	R-PermS :	0.0000000000E+00
W-wet :	1.9230000000E+01		
G-layer :	7.1500000000E+03	R-inter :	6.7000000000E-01
Nu :	3.0000000000E-01		
c-layer :	1.0000000000E+00		
c-depth :	0.0000000000E+00		
Phi :	2.2630000000E+01		
Psi :	0.0000000000E+00		
Tension :	N		

Data set : 5 of 9

Y-top :	-7.5000000000E+00	Perm-X :	0.0000000000E+00
Model :	Mohr-Coulomb	Perm-Y :	0.0000000000E+00
M-type :	Drained	R-PermN :	1.0000000000E+00
W-dry :	1.7000000000E+01	R-PermS :	0.0000000000E+00
W-wet :	1.8900000000E+01		
G-layer :	6.1500000000E+03	R-inter :	6.7000000000E-01
Nu :	3.0000000000E-01		
c-layer :	1.0000000000E+00		
c-depth :	0.0000000000E+00		
Phi :	2.0000000000E+01		
Psi :	0.0000000000E+00		
Tension :	N		

Invoerparameters PLAXIS berekening

1) Combiwand Elastische vervormingen (Hoofdstuk 4)

Grid coordinates

Mesh block : 1 of 1

Side 1			Side 2		
Node	X	Y	Node	X	Y
1	0.00E+00	-3.46E+01	1	0.00E+00	-3.46E+01
2	0.00E+00	-2.96E+01	2	1.00E+01	-3.46E+01
3	0.00E+00	-2.46E+01	3	1.50E+01	-3.46E+01
4	0.00E+00	-2.16E+01	4	2.00E+01	-3.46E+01
5	0.00E+00	-1.86E+01	5	2.50E+01	-3.46E+01
6	0.00E+00	-1.71E+01	6	3.50E+01	-3.46E+01
7	0.00E+00	-1.34E+01	7	4.50E+01	-3.46E+01
8	0.00E+00	-9.50E+00			
9	0.00E+00	-7.50E+00			
10	0.00E+00	-3.80E+00			
11	0.00E+00	-2.00E+00			
12	0.00E+00	0.00E+00			

Mesh block : 1 of 1

Side 3			Side 4		
Node	X	Y	Node	X	Y
1	4.50E+01	-3.46E+01	1	0.00E+00	0.00E+00
2	4.50E+01	-2.96E+01	2	1.00E+01	0.00E+00
3	4.50E+01	-2.46E+01	3	1.50E+01	0.00E+00
4	4.50E+01	-2.16E+01	4	2.00E+01	0.00E+00
5	4.50E+01	-1.86E+01	5	2.50E+01	0.00E+00
6	4.50E+01	-1.71E+01	6	3.50E+01	0.00E+00
7	4.50E+01	-1.34E+01	7	4.50E+01	0.00E+00
8	4.50E+01	-9.50E+00			
9	4.50E+01	-7.50E+00			
10	4.50E+01	-3.80E+00			
11	4.50E+01	-2.00E+00			
12	4.50E+01	0.00E+00			

Material data sets

Data set : 1 of 9

Y-top :	-2.4600000000E+01	Perm-X :	0.0000000000E+00
Model :	Mohr-Coulomb	Perm-Y :	0.0000000000E+00
M-type :	Drained	R-PermN :	1.0000000000E+00
W-dry :	1.7000000000E+01	R-PermS :	0.0000000000E+00
W-wet :	2.0000000000E+01		
G-layer :	9.6200000000E+03	R-inter :	1.0000000000E+00
Nu :	3.0000000000E-01		
c-layer :	1.0000000000E+00		
c-depth :	0.0000000000E+00		
Phi :	3.0430000000E+01		
Psi :	4.3000000000E-01		
Tension :	N		

2) Damwandplank Plastische vervormingen (Hfd. 5.1)

Grid coordinates

Mesh block : 1 of 1

Side 1			Side 2		
Node	X	Y	Node	X	Y
1	0.00E+00	-3.46E+01	1	0.00E+00	-3.46E+01
2	0.00E+00	-2.96E+01	2	1.00E+01	-3.46E+01
3	0.00E+00	-2.46E+01	3	1.50E+01	-3.46E+01
4	0.00E+00	-2.20E+01	4	2.00E+01	-3.46E+01
5	0.00E+00	-1.86E+01	5	2.50E+01	-3.46E+01
6	0.00E+00	-1.71E+01	6	3.50E+01	-3.46E+01
7	0.00E+00	-1.34E+01	7	4.50E+01	-3.46E+01
8	0.00E+00	-9.50E+00			
9	0.00E+00	-7.50E+00			
10	0.00E+00	-3.80E+00			
11	0.00E+00	-2.00E+00			
12	0.00E+00	0.00E+00			

Mesh block : 1 of 1

Side 3			Side 4		
Node	X	Y	Node	X	Y
1	4.50E+01	-3.46E+01	1	0.00E+00	0.00E+00
2	4.50E+01	-2.96E+01	2	1.00E+01	0.00E+00
3	4.50E+01	-2.46E+01	3	1.50E+01	0.00E+00
4	4.50E+01	-2.20E+01	4	2.00E+01	0.00E+00
5	4.50E+01	-1.86E+01	5	2.50E+01	0.00E+00
6	4.50E+01	-1.71E+01	6	3.50E+01	0.00E+00
7	4.50E+01	-1.34E+01	7	4.50E+01	0.00E+00
8	4.50E+01	-9.50E+00			
9	4.50E+01	-7.50E+00			
10	4.50E+01	-3.80E+00			
11	4.50E+01	-2.00E+00			
12	4.50E+01	0.00E+00			

Stiffnesses in walls, plates and shells

Chain	Flexural rigidity	Normal stiffness	Equivalent thickness	Poisson ratio	Maximum moment	Maximum force	Unit weight
1	6.409E+04	3.339E+06	4.799E-01	0.000	6.670E+02	4.814E+03	1.570E+00

Data set : 6 of 9

Y-top : -3.800000000E+00
 Model : Mohr-Coulomb
 M-type : Drained
 W-dry : 1.700000000E+01
 W-wet : 1.950000000E+01

Perm-X : 0.000000000E+00
 Perm-Y : 0.000000000E+00
 R-PermN : 1.000000000E+00
 R-PermS : 0.000000000E+00

G-layer : 7.690000000E+03
 Nu : 3.000000000E-01

R-inter : 6.700000000E-01

c-layer : 1.000000000E+00
 c-depth : 0.000000000E+00
 Phi : 2.174000000E+01
 Psi : 0.000000000E+00
 Tension : N

Data set : 7 of 9

Y-top : -2.000000000E+00
 Model : Mohr-Coulomb
 M-type : Drained
 W-dry : 1.510000000E+01
 W-wet : 1.510000000E+01

Perm-X : 0.000000000E+00
 Perm-Y : 0.000000000E+00
 R-PermN : 1.000000000E+00
 R-PermS : 0.000000000E+00

G-layer : 1.500000000E+03
 Nu : 3.000000000E-01

R-inter : 6.700000000E-01

c-layer : 2.000000000E+00
 c-depth : 0.000000000E+00
 Phi : 1.957000000E+01
 Psi : 0.000000000E+00
 Tension : N

Data set : 8 of 9

Y-top : 0.000000000E+00
 Model : Mohr-Coulomb
 M-type : Drained
 W-dry : 1.650000000E+01
 W-wet : 1.700000000E+01

Perm-X : 0.000000000E+00
 Perm-Y : 0.000000000E+00
 R-PermN : 1.000000000E+00
 R-PermS : 0.000000000E+00

G-layer : 2.500000000E+03
 Nu : 3.000000000E-01

R-inter : 6.700000000E-01

c-layer : 1.500000000E+00
 c-depth : 0.000000000E+00
 Phi : 2.226000000E+01
 Psi : 0.000000000E+00
 Tension : N

Data set : 9 of 9

Y-top : 0.000000000E+00
 Model : Elastic
 M-type : Non porous
 W-dry : 2.400000000E+01
 W-wet : _____

Perm-X : 0.000000000E+00
 Perm-Y : 0.000000000E+00
 R-PermN : 1.000000000E+00
 R-PermS : 0.000000000E+00

G-layer : 1.200000000E+07
 Nu : 3.300000000E-01

R-inter : 1.000000000E+00

Damwand gegevens

Chain	Flexural rigidity	Normal stiffness	Equivalent thickness	Poisson ratio	Maximum moment	Maximum force	Unit weight
1	4.200E+05	7.670E+06	8.106E-01	0.000	1.000E+10	4.273E+10	1.770E+00

3) Combiwand Plastische vervormingen (Hfd. 5.2)

Grid coordinates

Mesh block : 1 of 1

Node	Side 1		Node	Side 2	
	X	Y		X	Y
1	0.00E+00	-3.46E+01	1	0.00E+00	-3.46E+01
2	0.00E+00	-2.96E+01	2	1.00E+01	-3.46E+01
3	0.00E+00	-2.46E+01	3	1.50E+01	-3.46E+01
4	0.00E+00	-2.23E+01	4	2.00E+01	-3.46E+01
5	0.00E+00	-2.06E+01	5	2.50E+01	-3.46E+01
6	0.00E+00	-1.86E+01	6	3.50E+01	-3.46E+01
7	0.00E+00	-1.71E+01	7	4.50E+01	-3.46E+01
8	0.00E+00	-1.34E+01			
9	0.00E+00	-9.50E+00			
10	0.00E+00	-7.50E+00			
11	0.00E+00	-3.80E+00			
12	0.00E+00	-2.00E+00			
13	0.00E+00	0.00E+00			

Mesh block : 1 of 1

Node	Side 3		Node	Side 4	
	X	Y		X	Y
1	4.50E+01	-3.46E+01	1	0.00E+00	0.00E+00
2	4.50E+01	-2.96E+01	2	1.00E+01	0.00E+00
3	4.50E+01	-2.46E+01	3	1.50E+01	0.00E+00
4	4.50E+01	-2.23E+01	4	2.00E+01	0.00E+00
5	4.50E+01	-2.06E+01	5	2.50E+01	0.00E+00
6	4.50E+01	-1.86E+01	6	3.50E+01	0.00E+00
7	4.50E+01	-1.71E+01	7	4.50E+01	0.00E+00
8	4.50E+01	-1.34E+01			
9	4.50E+01	-9.50E+00			
10	4.50E+01	-7.50E+00			
11	4.50E+01	-3.80E+00			
12	4.50E+01	-2.00E+00			
13	4.50E+01	0.00E+00			

Profiel I

Stiffnesses in walls, plates and shells

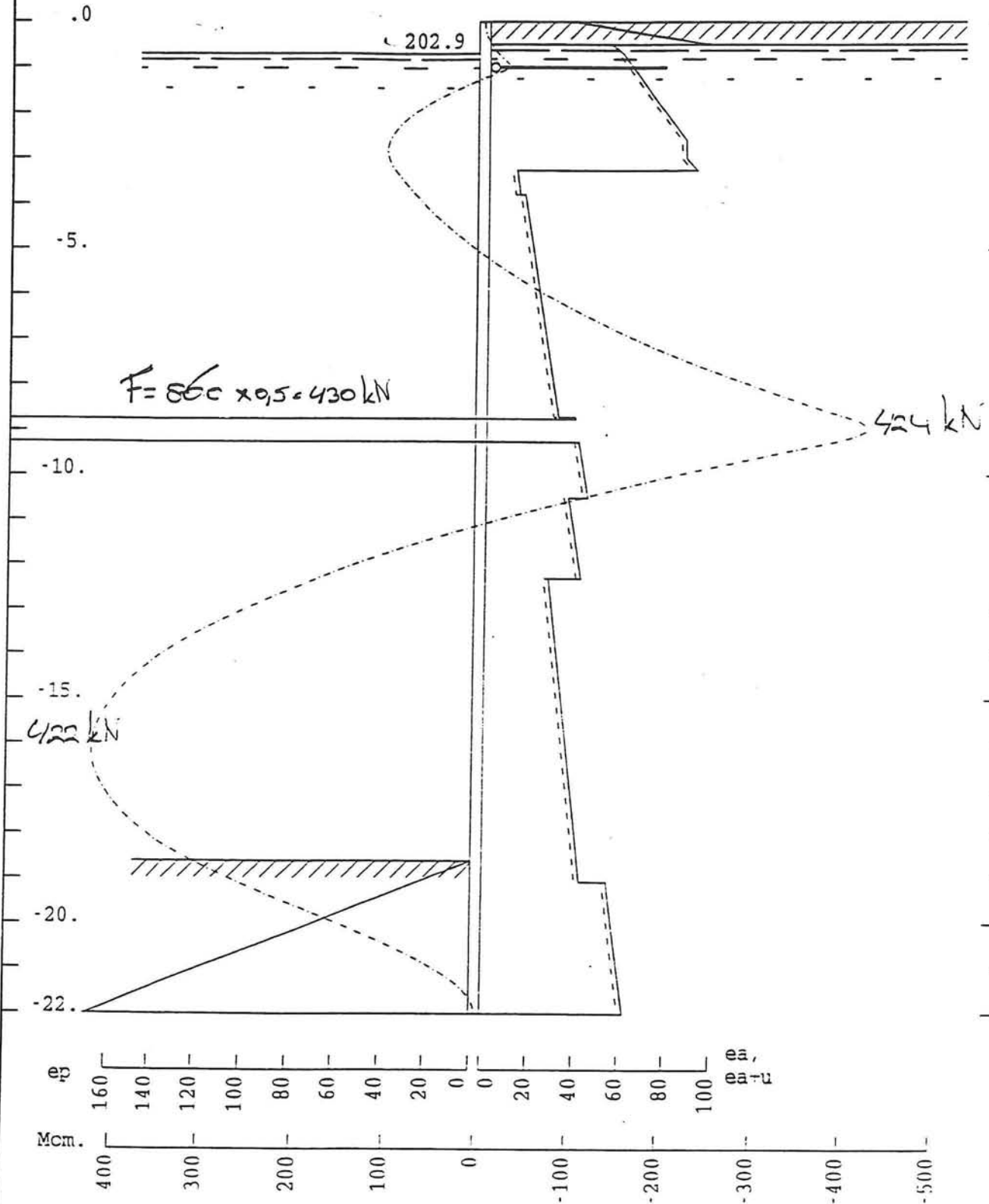
Chain	Flexural rigidity	Normal stiffness	Equivalent thickness	Poisson ratio	Maximum moment	Maximum force	Unit weight
1	7.354E+04	4.160E+06	4.606E-01	0.000	6.580E+02	4.949E+03	1.700E+00
2	4.432E+04	1.872E+06	5.330E-01	0.000	6.580E+02	4.276E+03	1.010E+00

Profiel II

Stiffnesses in walls, plates and shells

Chain	Flexural rigidity	Normal stiffness	Equivalent thickness	Poisson ratio	Maximum moment	Maximum force	Unit weight
1	1.577E+05	4.496E+06	6.488E-01	0.000	6.570E+02	3.508E+03	1.700E+00
2	1.294E+05	2.404E+06	8.037E-01	0.000	6.580E+02	2.836E+03	1.010E+00

cf printout dated :
1995, Jun 2 (Fri) at 09:21



Bouw fase III

TU Delft

Job: DAMWANDB

EXECUTED:

DATE:

SUBJECT: stempel op -1, -3 m.

CHECKED :

DATE:

PAGE NO.

OF

PAGES

APPROVED:

DATE:

REPORT NO.

ENCL. NO.

Bijlage III SPOOKS Berekening

In deze bijlage is de complete in- en uitvoer van de beide SPOOKS berekeningen toegevoegd.

Berekening I: (§ 5.1)	Job :	Damwand B	mechanisme 0,0,1
		Damwand C	mechanisme 0,1,1
		Damwand B	mechanisme 0,0,0
		Damwand C	mechanisme 0,0,1

Berekening II: (§ 5.2)	Job :	Combiwand BF3
		Combiwand BF4

DGI Bulkhead Program, version 7.1.5

(Printout continued)

	LEVEL	EARTH PRESSURE ON FRONT	EARTH PRESSURE ON BACK	DIFFRNTL WATER PRS ON BACK
TOP WALL & UPPER GROUND	.00		36.72	.00
WATER & BOUNDARY LEVEL	-.50		95.89	.00
BELOW "	-.50		53.59	.00
WATER LEVEL	-.70		56.57	2.05
ANCHOR	-1.00		61.06	2.05
ABOVE BOUNDARY OF LAYER	-2.60		84.96	2.05
ABOVE BOUNDARY OF LAYER	-3.00		84.96	2.05
ABOVE PRESSURE JUMP	-3.26		89.56	2.05
BELOW "	-3.26		10.30	2.05
ABOVE BOUNDARY OF LAYER	-3.80		11.67	2.05
BELOW "	-3.80		13.98	2.05
ABOVE BOUNDARY OF LAYER	-8.70		29.43	2.05
BELOW "	-8.70		36.69	2.05
(p-vertex)	-8.75		36.82	2.05
(p-vertex)	-8.75		-823.11	2.05
(p-vertex)	-9.25		-821.49	2.05
(p-vertex)	-9.25		38.46	2.05
ABOVE BOUNDARY OF LAYER	-10.50		42.55	2.05
BELOW "	-10.50		34.18	2.05
ABOVE BOUNDARY OF LAYER	-12.30		39.86	2.05
BELOW "	-12.30		25.79	2.05
YIELD HINGE	-16.15		34.20	2.05
GROUND LEVEL ON FRONT	-18.60	.00	39.56	2.05
ABOVE HALFWAY JUMP	-19.07	23.45	40.59	2.05
BELOW "	-19.07	23.45	52.42	2.05
FOOT OF WALL	-22.000	168.53	60.36	2.05

ANCHOR FORCE..... 202.94 at -1.00
 MOMENT AT ANCHOR..... -30.81
 LEVEL OF YIELD HINGE.... -16.1462
 MOMENT IN YIELD HINGE... 422.27
 LEVEL OF FOOT..... -22.000
 LARGEST MOMENT..... -424.00, at -8.91

TU Delft

Job: DAMWANDB

EXECUTED: DATE: SUBJECT: Printout of "damwbl.r"
 CHECKED : DATE: PAGE NO. 2 OF 2 PAGES
 APPROVED: DATE: REPORT NO. ENCL. NO.

```

<
DAMWANDB
stempel op -1 , -9 m.
3de bouwfase
>
<
0.      0.      0.      20.      -0.70      -0.50      10.25
>
<
-18.60  17.      20.      0.      30.43      0.      0.6328
>
<
0.      18.      20.      0.      33.91      0.      0.6229
-0.5    16.      16.      0.      19.57      2.      0.6552
-2.6    10.25   10.25   0.      19.57      2.      0.6552
-3.0    17.      17.      0.      19.57      2.      0.6552
-3.8    17.      19.5    0.      21.74      0.      0.6516
-8.7    17.      18.      0.      17.39      0.      0.6584
-10.5   17.      19.5    0.      21.74      0.      0.6516
-12.3   17.      20.      0.      30.43      0.      0.6328
>
<
0.      0.      1.      0.      0.      -1.
>
damwb.p
damwbi.a
<END
    
```

TU Delft

Job: damwandb

EXECUTED:	DATE:	SUBJECT: Printout of "damwb.i"
CHECKED :	DATE:	PAGE NO. 1 OF 1 PAGES
APPROVED:	DATE:	REPORT NO. ENCL. NO.



0.	-8.750	-8.750	-9.250	-9.250	-22.000
0.	0.	-860.000	-860.000	0.	0.

TU Delft

Job: damwandb

EXECUTED: .

DATE:

SUBJECT: Printout of "damwbl.a"

CHECKED :

DATE:

PAGE NO. 1

OF

1 PAGES

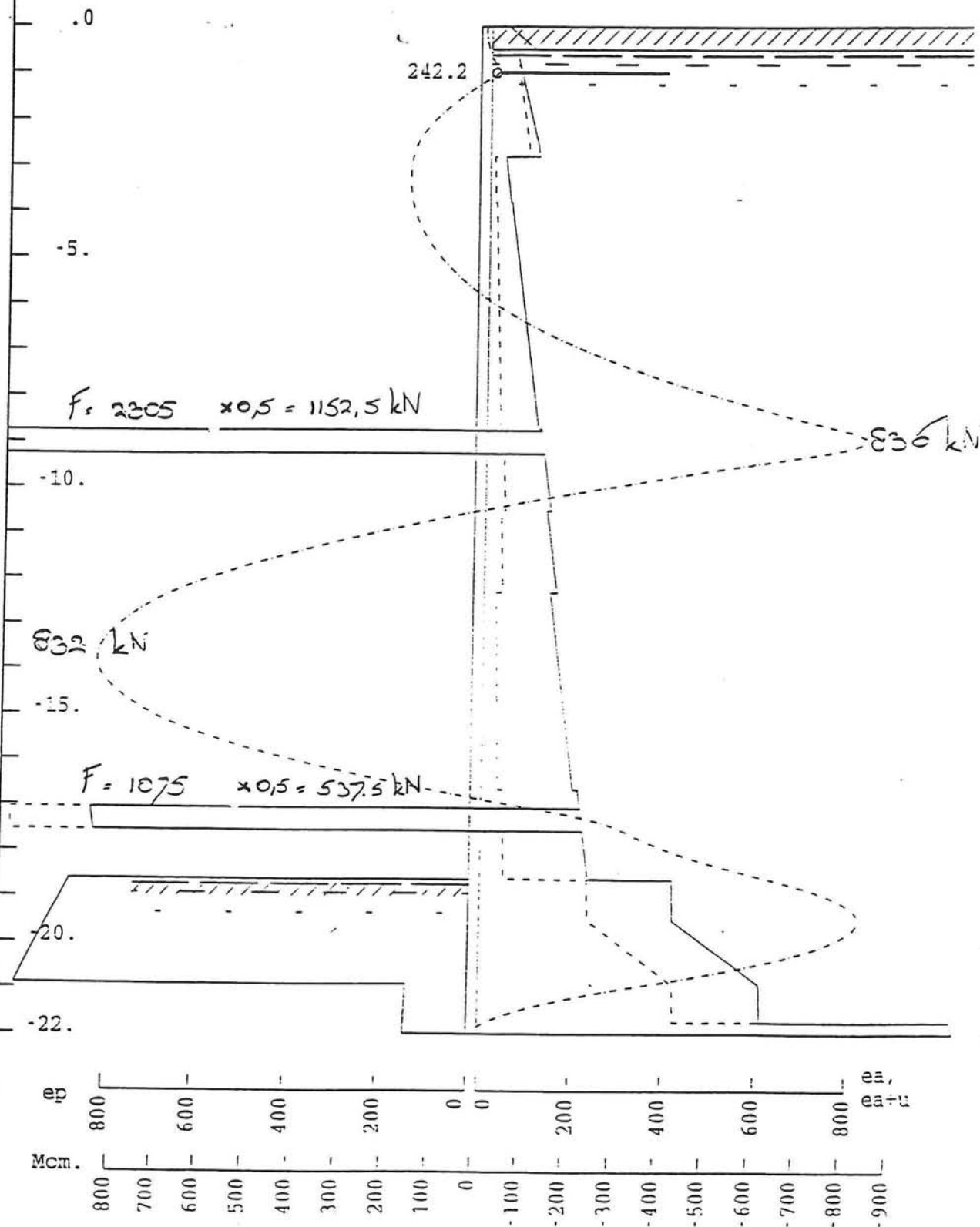
APPROVED:

DATE:

REPORT NO.

ENCL. NO.

cf printout dated :
1995, Jun 2 (Fri) at 12:38



Bouwsce IV

TU Delft

Job: DAMWANDC

EXECUTED:	DATE:	SUBJECT: stampel op -1, -9, -17,3 m.
CHECKED :	DATE:	PAGE NO. OF PAGES
APPROVED:	DATE:	REPORT NO. ENCL. NO.

```

<
DAMWANDC
stempel op -1 , -9, -17.30 m.
4de bouwfase
>
<
0.      0.      183.480  20.      -18.60  -0.50  10.25
>
<
-18.60  17.      20.      0.      30.43  0.      0.6328
>
<
0.      18.      20.      0.      33.91  0.      0.6229
-0.5    16.      16.      0.      19.57  2.      0.6552
-2.6    10.25    10.25    0.      19.57  2.      0.6552
-3.0    17.      17.      0.      19.57  2.      0.6552
-3.8    17.      19.5     0.      21.74  0.      0.6516
-8.7    17.      18.      0.      17.39  0.      0.6584
-10.5   17.      19.5     0.      21.74  0.      0.6516
-12.3   17.      20.      0.      30.43  0.      0.6328
>
<
0.      1.      1.      0.      0.      -1.
>
damwc.p
damwc.a
<END
    
```

TU Delft

Job: DAMWANDC

EXECUTED: "	DATE:	SUBJECT: Printout of "damwc.i"
CHECKED :	DATE:	PAGE NO. 1 OF 1 PAGES
APPROVED:	DATE:	REPORT NO. ENCL. NO.

0.	-8.750	-8.750	-9.250	-9.250	-17.050
-17.050	-17.550	-17.550	-18.600	-18.600	-24.000
0.	0.	-2305.000	-2305.000	0.	0.
-1075.000	-1075.000	0.	0.	183.400	183.400

TU Delft

Job: DAMWANDC

EXECUTED:	DATE:	SUBJECT: Printout of "damwc.a"
CHECKED :	DATE:	PAGE NO. 1 OF 1 PAGES
APPROVED:	DATE:	REPORT NO. ENCL. NO.

DGI Bulkhead Program
 PC version 7.1.5
 DAMWANDC
 stempel op -1 , -9, -17.30 m.
 4de bouwfase

Rev 940607, used on 1995, Jun 2 (Fri)
 at 12:38

	LEVEL	BETA	P	GAMMA A.GWL	GAMMA B.GWL	Input damwc.i, GRA- DIENT	PHI	C	plot damwc.p ROUGH -NESS
FRONT	-18.60	.00	183.48						
BACK	.00	.00	20.00	17.00	20.00	0.	30.43	.00	.63
				18.00	20.00	0.	33.91	.00	.62
	-.50 /			16.00	16.00	0.	19.57	2.00	.66
	-2.60 /			10.25	10.25	0.	19.57	2.00	.66
	-3.00 /			17.00	17.00	0.	19.57	2.00	.66
	-3.80 /			17.00	19.50	0.	21.74	.00	.65
	-8.70 /			17.00	18.00	0.	17.39	.00	.66
	-10.50 /			17.00	19.50	0.	21.74	.00	.65
	-12.30 /			17.00	20.00	0.	30.43	.00	.63
WATER (levels :				FAILURE MODE :					
front -18.60, back -.50)				10.25		0 1 1			
ADDITIONAL PRESSURE INTENSITIES ON BACK :									
level	.00	-8.75	-8.75	-9.25	-9.25	-17.05	-17.05		
	-17.55	-17.55	-18.60	-18.60	-24.00				
e-add	.00	.00	-2305.00	-2305.00	.00	.00	-1075.00		
	-1075.00	.00	.00	183.40	183.40				

SPOOKS=====rintout continued)

	LEVEL	EARTH PRESSURE ON FRONT	EARTH PRESSURE ON BACK	DIFFRNTL WATER PRS ON BACK
TOP WALL & UPPER GROUND	.00		36.97	.00
WATER & BOUNDARY LEVEL	-.50		96.13	.00
BELOW "	-.50		53.72	.00
ANCHOR	-1.00		61.19	5.13
ABOVE BOUNDARY OF LAYER	-2.60		85.10	21.52
ABOVE PRESSURE JUMP	-2.81		85.10	23.63
BELOW "	-2.81		9.58	23.63
ABOVE BOUNDARY OF LAYER	-3.00		9.58	25.63
ABOVE BOUNDARY OF LAYER	-3.80		11.62	33.83
BELOW "	-3.80		13.93	33.83
ABOVE BOUNDARY OF LAYER	-8.70		29.35	84.05
BELOW "	-8.70		36.62	84.05
(p-vertex)	-8.75		36.69	84.54
(p-vertex)	-8.75		-2268.13	84.58
(p-vertex)	-9.25		-2266.52	89.67
(p-vertex)	-9.25		38.33	89.71
ABOVE BOUNDARY OF LAYER	-10.50		42.47	102.50
BELOW "	-10.50		34.10	102.50
ABOVE BOUNDARY OF LAYER	-12.30		39.77	120.95
BELOW "	-12.30		25.70	120.95
YIELD HINGE	-13.78		28.92	136.11
ABOVE HALFWAY JUMP	-16.64		35.15	165.39
BELOW "	-16.64		45.82	165.39
(p-vertex)	-17.05		46.84	169.62
(p-vertex)	-17.05		-1028.05	169.66
(p-vertex)	-17.55		-1026.62	174.74
(p-vertex)	-17.55		48.30	174.78
(p-vertex)	-18.60		51.14	185.50
GROUND AND WATER LEVEL	-18.60	875.16	142.86	185.53
(p-vertex)	-18.60	875.26	234.51	185.53
ENCASTRE LEVEL	-19.492	919.49	236.96	185.53
	-20.900	989.52	424.18	185.53
ENCASTRE MOMENT)	-20.90	135.40	424.18	185.53

TU Delft

Job: DAMWANDC

EXECUTED: DATE: SUBJECT: Printout of "damwc.r"
 CHECKED : DATE: PAGE NO. 1 OF 2 PAGES
 APPROVED: DATE: REPORT NO. ENCL. NO.

```

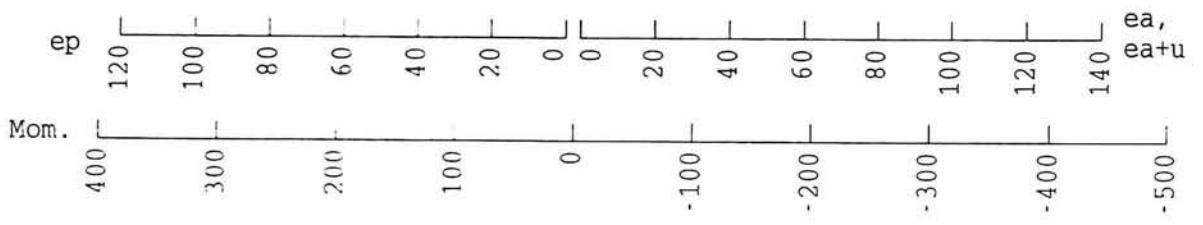
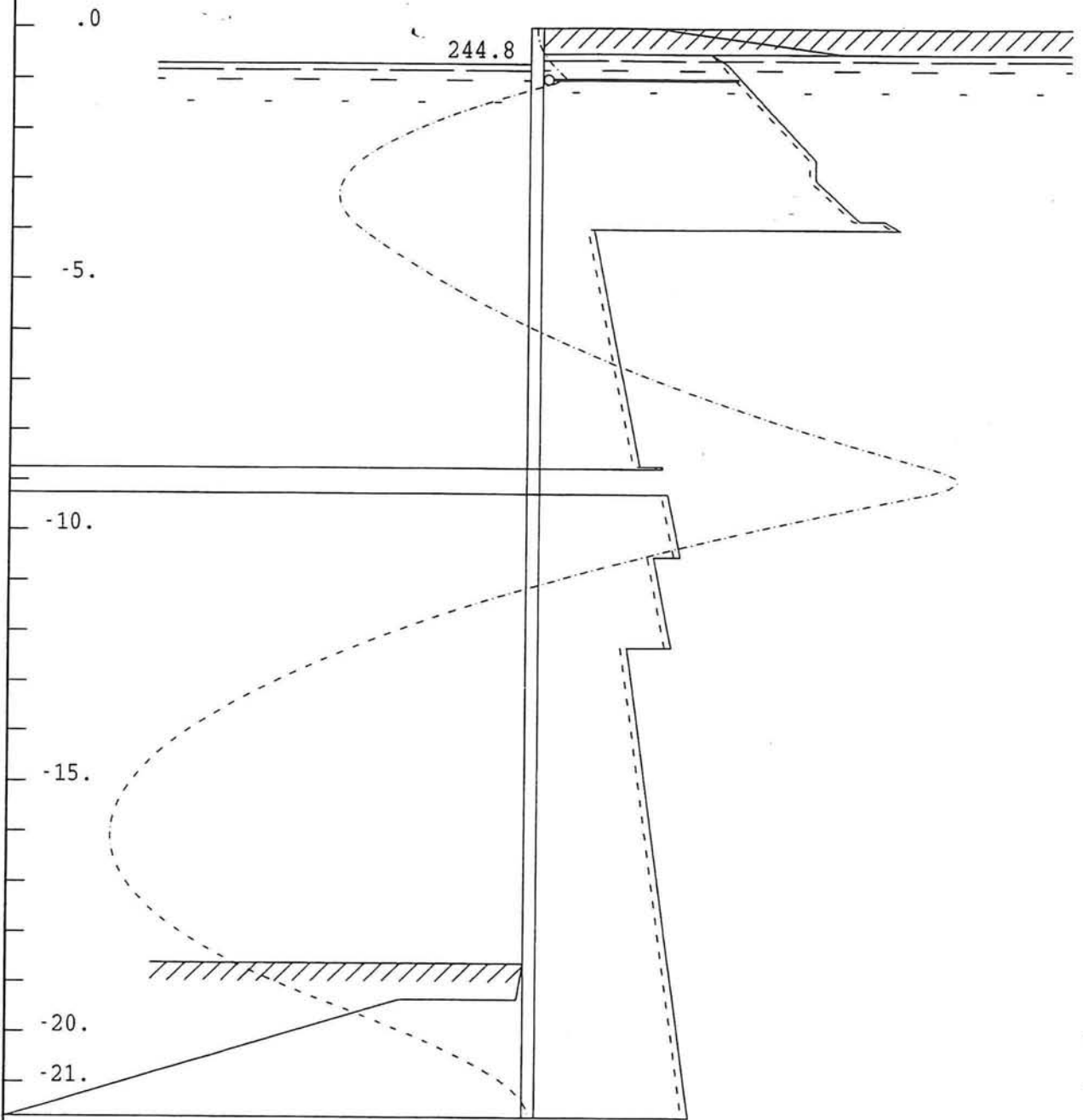
        is -832.07 ) -21.73 138.96 426.43 185.53
                   -21.733 138.96 837.77 185.53
FOOT LEVEL        -21.984 140.03 845.25 185.53
ANCHOR FORCE..... 242.24 at -1.00
MOMENT AT ANCHOR..... -30.96
LEVEL OF YIELD HINGE... -13.7795
MOMENT IN YIELD HINGE... 832.07
LEVEL OF FOOT..... -21.984
LARGEST MOMENT..... -836.67, at -8.90
    
```

TU Delft

Job: DAMWANDC

EXECUTED: ,	DATE:	SUBJECT: Printout of "damwc.r"
CHECKED :	DATE:	PAGE NO. 2 OF 2 PAGES
APPROVED:	DATE:	REPORT NO. ENCL. NO.

of printout dated :
1995, Aug 24 (Thu) at 09:41



TU Delft

Job: DAMWANDB

EXECUTED:	DATE:	SUBJECT: stempel op -1 , -9 m.	
CHECKED :	DATE:	PAGE NO.	OF PAGES
APPROVED:	DATE:	REPORT NO.	ENCL. NO.

```

<
DAMWANDB
stempel op -1 , -9 m.
3de bouwfase
>
<
0.      0.      0.      20.      -0.70      -0.50      10.25
>
<
-18.60  17.      20.      0.      30.43      0.      0.6328
>
<
0.      18.      20.      0.      33.91      0.      0.6229
-0.5    16.      16.      0.      19.57      2.      0.6552
-2.6    10.25    10.25    0.      19.57      2.      0.6552
-3.0    17.      17.      0.      19.57      2.      0.6552
-3.8    17.      19.5     0.      21.74      0.      0.6516
-8.7    17.      18.      0.      17.39      0.      0.6584
-10.5   17.      19.5     0.      21.74      0.      0.6516
-12.3   17.      20.      0.      30.43      0.      0.6328
>
<
0.      0.      0.      0.      0.      -1.
>
damwb.p
xdamwb1.a
<END
    
```

TU Delft

Job: Damwandb 0,0,0

EXECUTED:	DATE:	SUBJECT: Printout of "xdamwb.i"
CHECKED :	DATE:	PAGE NO. 1 OF 1 PAGES
APPROVED:	DATE:	REPORT NO. ENCL. NO.

0.	-8.750	-8.750	-9.250	9.250	22.000
0.	0.	-896.000	-896.000	0.	0.

TU Delft

Job: Damwandb 0,0,0

EXECUTED:	DATE:	SUBJECT: Printout of "xdamwb1.a"
CHECKED :	DATE:	PAGE NO. 1 OF 1 PAGES
APPROVED:	DATE:	REPORT NO. ENCL. NO.

DGI Bulkhead Program
 PC version 7.1.5
 DAMWANDB
 stempel op -1 , -9 m.
 3de bouwfase

Rev 940607, used on 1995, Aug 24 (Thu)
 at 09:41

Input xdamwb.i, plot damwb.p

	LEVEL	BETA	P	GAMMA A.GWL	GAMMA B.GWL	GRA- DIENT	PHI	C	ROUGH -NESS
FRONT	-18.60	.00	.00	17.00	20.00	0.	30.43	.00	.63
BACK	.00	.00	20.00	18.00	20.00	0.	33.91	.00	.62
	-.50 /			16.00	16.00	0.	19.57	2.00	.66
	-2.60 /			10.25	10.25	0.	19.57	2.00	.66
	-3.00 /			17.00	17.00	0.	19.57	2.00	.66
	-3.80 /			17.00	19.50	0.	21.74	.00	.65
	-8.70 /			17.00	18.00	0.	17.39	.00	.66
	-10.50 /			17.00	19.50	0.	21.74	.00	.65
	-12.30 /			17.00	20.00	0.	30.43	.00	.63

WATER (levels : front -.70, back -.50) FAILURE MODE : 0 0 0

ADDITIONAL PRESSURE INTENSITIES ON BACK :
 level .00 -8.75 -8.75 -9.25 -9.25 -22.00
 e-add .00 .00 -896.00 -896.00 .00 .00

Results on next page

TU Delft

Job: Damwandb 0,0,0

EXECUTED: DATE: SUBJECT: Printout of "xdamwb.r"
 CHECKED : DATE: PAGE NO. 1 OF 2 PAGES
 APPROVED: DATE: REPORT NO. ENCL. NO.

DGI Bulkhead Program, version 7.1.5

(Printout continued)

	LEVEL	EARTH PRESSURE ON FRONT	EARTH PRESSURE ON BACK	DIFFRNTL WATER PRS ON BACK
TOP WALL & UPPER GROUND	.00		36.36	.00
WATER & BOUNDARY LEVEL	-.50		95.53	.00
BELOW "	-.50		53.39	.00
WATER LEVEL	-.70		56.37	2.05
ANCHOR	-1.00		60.86	2.05
ABOVE BOUNDARY OF LAYER	-2.60		84.76	2.05
ABOVE BOUNDARY OF LAYER	-3.00		84.76	2.05
ABOVE BOUNDARY OF LAYER	-3.80		98.79	2.05
BELOW "	-3.80		106.65	2.05
ABOVE PRESSURE JUMP	-3.98		111.62	2.05
BELOW "	-3.98		14.62	2.05
ABOVE BOUNDARY OF LAYER	-8.70		29.54	2.05
BELOW "	-8.70		36.80	2.05
(p-vertex)	-8.75		36.93	2.05
(p-vertex)	-8.75		-858.99	2.05
(p-vertex)	-9.25		-857.37	2.05
(p-vertex)	-9.25		38.57	2.05
ABOVE BOUNDARY OF LAYER	-10.50		42.68	2.05
BELOW "	-10.50		34.31	2.05
ABOVE BOUNDARY OF LAYER	-12.30		40.00	2.05
BELOW "	-12.30		25.92	2.05
MOMENT MAXIMUM	-16.07		34.18	2.05
GROUND LEVEL ON FRONT	-18.60	.00	39.74	2.05
ABOVE PRESSURE JUMP	-19.33	1.99	41.35	2.05
BELOW "	-19.33	39.02	41.35	2.05
FOOT OF WALL	-21.677	163.41	46.49	2.05

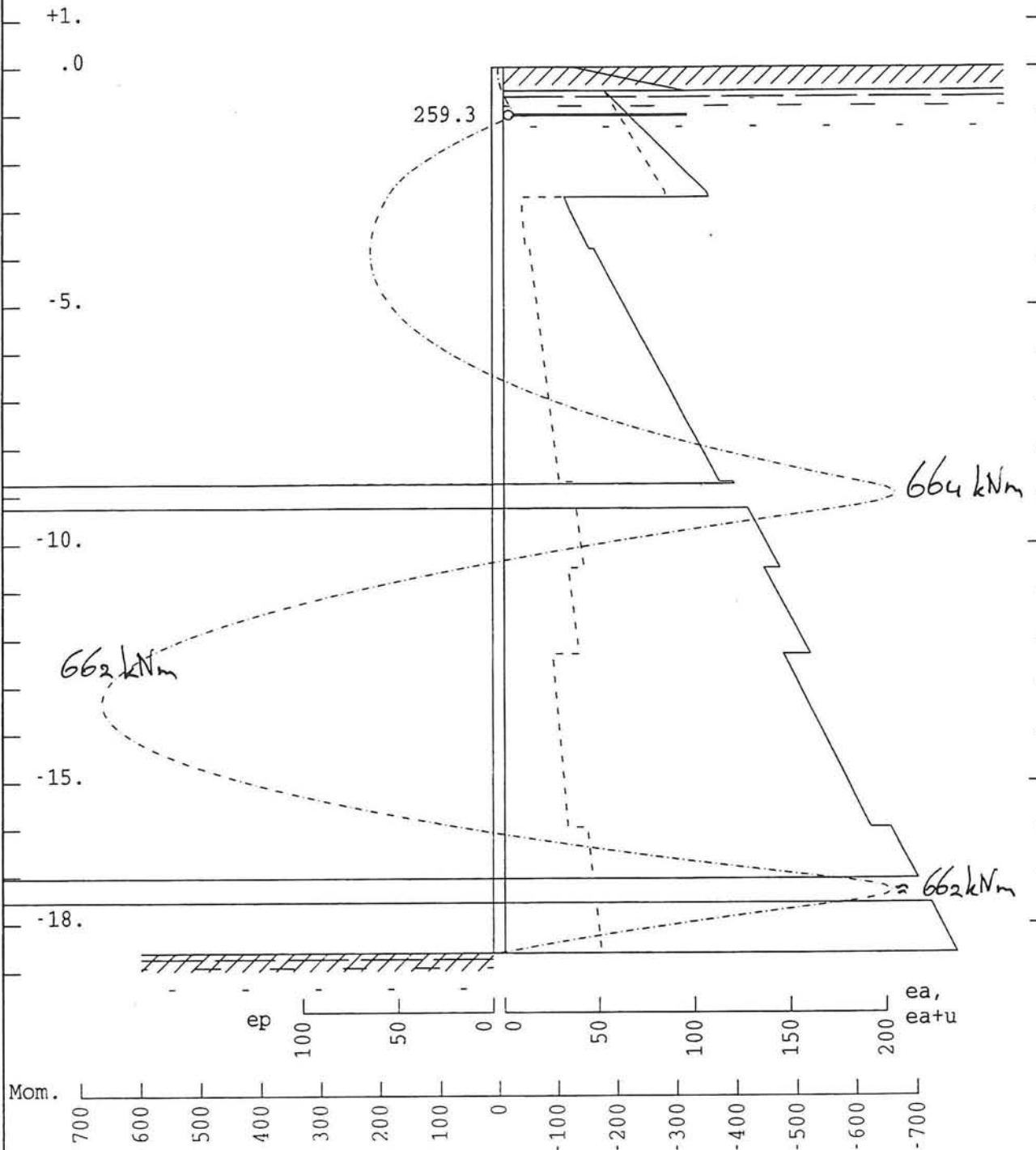
ANCHOR FORCE..... 244.78 at -1.00
 MOMENT AT ANCHOR..... -30.65
 LEVEL OF MAXIMUM MOMENT. -16.067
 MAXIMUM MOMENT..... 412.05
 LEVEL OF FOOT..... -21.677
 LARGEST MOMENT..... -416.03, at -9.00

TU Delft

Job: Damwandb 0,0,0

EXECUTED: DATE: SUBJECT: Printout of "xdamwb.r"
 CHECKED : DATE: PAGE NO. 2 OF 2 PAGES
 APPROVED: DATE: REPORT NO. ENCL. NO.

cf printout dated :
1995, Aug 24 (Thu) at 10:28



TU Delft

Job: DAMWANDC

EXECUTED:

DATE:

SUBJECT: stempel op -1, -9, -17.30 m.

CHECKED :

DATE:

PAGE NO.

OF

PAGES

APPROVED:

DATE:

REPORT NO.

ENCL. NO.

```

<
DAMWANDC
stempel op -1 , -9, -17.30 m.
4de bouwfase
>
<
0.      0.      183.480  20.      -18.60  -0.50  10.25
>
<
-18.60  17.      20.      0.      30.43  0.      0.6328
>
<
0.      18.      20.      0.      33.91  0.      0.6229
-0.5    16.      16.      0.      19.57  2.      0.6552
-2.6    10.25   10.25   0.      19.57  2.      0.6552
-3.0    17.      17.      0.      19.57  2.      0.6552
-3.8    17.      19.5    0.      21.74  0.      0.6516
-8.7    17.      18.      0.      17.39  0.      0.6584
-10.5   17.      19.5    0.      21.74  0.      0.6516
-12.3   17.      20.      0.      30.43  0.      0.6328
>
<
0.      0.      1.      0.      0.      -1.
>
damwc.p
xdamwc.a
<END
    
```

TU Delft

Job: Damwandc 0,0,1

EXECUTED:	DATE:	SUBJECT: Printout of "xdamwc.i"
CHECKED :	DATE:	PAGE NO. 1 OF 1 PAGES
APPROVED:	DATE:	REPORT NO. ENCL. NO.

0.	-8.750	-8.750	-9.250	-9.250	-17.050
-17.050	-17.550	-17.550	-18.600	-18.600	-24.000
0.	0.	-2103.000	-2103.000	0.	0.
-2945.000	-2945.000	0.	0.	-183.400	-183.400

TU Delft

Job: Damwandc 0,0,1

EXECUTED:

DATE:

SUBJECT: Printout of "xdamwc.a"

CHECKED :

DATE:

PAGE NO. 1 OF 1 PAGES

APPROVED:

DATE:

REPORT NO. ENCL. NO.

DGI Bulkhead Program
 PC version 7.1.5
 DAMWANDC
 stempel op -1 , -9, -17.30 m.
 4de bouwfase

Rev 940607. used on 1995. Aug 24 (Thu)
 at 10:28

Input xdamwc.i, plot damwc.p

	LEVEL	BETA	P	GAMMA A.GWL	GAMMA B.GWL	GRA- DIENT	PHI	C	ROUGH -NESS
FRONT	-18.60	.00	183.48	17.00	20.00	0.	30.43	.00	.63
BACK	.00	.00	20.00	18.00	20.00	0.	33.91	.00	.62
	-.50 /			16.00	16.00	0.	19.57	2.00	.66
	-2.60 /			10.25	10.25	0.	19.57	2.00	.66
	-3.00 /			17.00	17.00	0.	19.57	2.00	.66
	-3.80 /			17.00	19.50	0.	21.74	.00	.65
	-8.70 /			17.00	18.00	0.	17.39	.00	.66
	-10.50 /			17.00	19.50	0.	21.74	.00	.65
	-12.30 /			17.00	20.00	0.	30.43	.00	.63

WATER (levels :
 front -18.60, back -.50)

10.25

FAILURE MODE :
 0 0 1

ADDITIONAL PRESSURE INTENSITIES ON BACK :

level	.00	-8.75	-8.75	-9.25	-9.25	-17.05	-17.05
	-17.55	-17.55	-18.60	-18.60	-24.00		
e-add	.00	.00	-2103.00	-2103.00	.00	.00	-2945.00
	-2945.00	.00	.00	-183.40	-183.40		

Results on next page

TU Delft

Job: Damwandc 0,0,1

EXECUTED:	DATE:	SUBJECT: Printout of "xdamwc.r"
CHECKED :	DATE:	PAGE NO. 1 OF 2 PAGES
APPROVED:	DATE:	REPORT NO. ENCL. NO.

DGI Bulkhead Program, version 7.1.5

(Printout continued)

	LEVEL	EARTH PRESSURE ON FRONT	EARTH PRESSURE ON BACK	DIFFRNTL WATER PRS ON BACK
TOP WALL & UPPER GROUND	.00		37.02	.00
WATER & BOUNDARY LEVEL	-.50		96.19	.00
BELOW "	-.50		53.75	.00
ANCHOR	-1.00		61.22	5.13
ABOVE BOUNDARY OF LAYER	-2.60		85.13	21.52
ABOVE PRESSURE JUMP	-2.71		85.13	22.70
BELOW "	-2.71		9.57	22.70
ABOVE BOUNDARY OF LAYER	-3.00		9.57	25.63
ABOVE BOUNDARY OF LAYER	-3.80		11.61	33.83
BELOW "	-3.80		13.92	33.83
ABOVE BOUNDARY OF LAYER	-8.70		29.33	84.05
BELOW "	-8.70		36.60	84.05
(p-vertex)	-8.75		36.68	84.54
(p-vertex)	-8.75		-2066.15	84.58
(p-vertex)	-9.25		-2064.54	89.67
(p-vertex)	-9.25		38.32	89.71
ABOVE BOUNDARY OF LAYER	-10.50		42.45	102.50
BELOW "	-10.50		34.08	102.50
ABOVE BOUNDARY OF LAYER	-12.30		39.74	120.95
BELOW "	-12.30		25.68	120.95
YIELD HINGE	-13.30		27.87	131.25
ABOVE HALFWAY JUMP	-15.95		33.64	158.39
BELOW "	-15.95		43.97	158.39
(p-vertex)	-17.05		46.69	169.62
(p-vertex)	-17.05		-2898.05	169.66
(p-vertex)	-17.55		-2896.46	174.74
(p-vertex)	-17.55		48.30	174.78
(p-vertex)	-18.60		51.14	185.50
GROUND AND WATER LEVEL	-18.600	.00	-40.31	185.52

ANCHOR FORCE..... 259.33 at -1.00
 MOMENT AT ANCHOR..... -30.99
 LEVEL OF YIELD HINGE.... -13.3049
 MOMENT IN YIELD HINGE... 661.65
 LEVEL OF FOOT..... -18.600

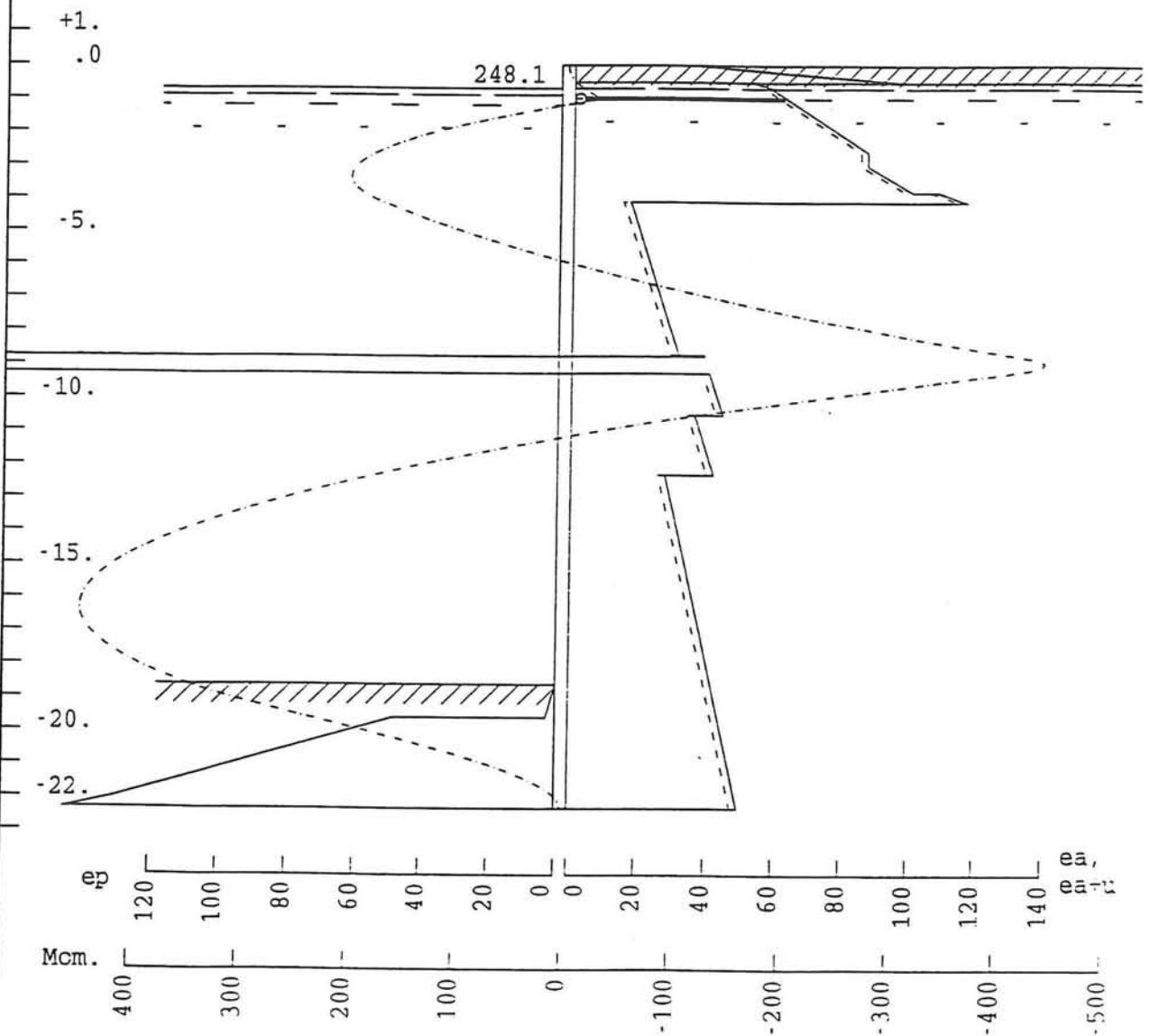
WARNING : shear force error -426.7, or 61.5 pct.
 LARGEST MOMENT..... -663.77, at -8.93

TU Delft

Job: Damwandc 0,0,1

EXECUTED: DATE: SUBJECT: Printout of "xdamwc.r"
 CHECKED : DATE: PAGE NO. 2 OF 2 PAGES
 APPROVED: DATE: REPORT NO. ENCL. NO.

cf printout dated :
1995, Jun 28 (Wed) at 11:28



TU Delft

Job: COMBIWAND BF3

EXECUTED: ✓	DATE:	SUBJECT: stempel op -1 , -9 m.		
CHECKED :	DATE:	PAGE NO.	OF	PAGES
APPROVED:	DATE:	REPORT NO.	ENCL. NO.	

```

<
COMBIWAND
stempel op -1 , -9 m.
3de bouwfase
>
<
0.      0.      0.      20.      -0.70      -0.50      10.25
>
<
-18.60  17.      20.      0.      30.43      0.      0.6328
>
<
0.      18.      20.      0.      33.91      0.      0.6229
-0.5    16.      16.      0.      19.57      2.      0.6552
-2.6    10.25   10.25   0.      19.57      2.      0.6552
-3.0    17.      17.      0.      19.57      2.      0.6552
-3.8    17.      19.5    0.      21.74      0.      0.6516
-8.7    17.      18.      0.      17.39      0.      0.6584
-10.5   17.      19.5    0.      21.74      0.      0.6516
-12.3   17.      20.      0.      30.43      0.      0.6328
>
0.      0.      0.      0.      0.      -1.      2.97
2.0      1.12
> combi.p
combi.a
<END
    
```

TU Delft

Job: COMBIWAND BF3

EXECUTED: .	DATE:	SUBJECT: Printout of "combi.i"
CHECKED :	DATE:	PAGE NO. 1 OF 1 PAGES
APPROVED:	DATE:	REPORT NO. ENCL. NO.

0.	-8.750	-8.750	-9.250	-9.250	-22.000
0.	0.	-930.000	-930.000	0.	0.

TU Delft

Job: COMBIWAND BF3

EXECUTED:	DATE:	SUBJECT: Printout of "combi.a"
CHECKED :	DATE:	PAGE NO. 1 OF 1 PAGES
APPROVED:	DATE:	REPORT NO. ENCL. NO.

DGI Bulkhead Program
 PC version 7.1.5
 COMBIWAND
 stempel op -1 , -9 m.
 3de bouwfase

Rev 940607, used on 1995, Jun 28 (Wed)
 at 11:23

Input combi.i, plot combi.p

	LEVEL	BETA	P	GAMMA A.GWL	GAMMA B.GWL	GRA- DIENT	PHI	C	ROUGH -NESS
FRONT	-18.60	.00	.00	17.00	20.00	0.	30.43	.00	.63
BACK	.00	.00	20.00	18.00	20.00	0.	33.91	.00	.62
	-.50 /			16.00	16.00	0.	19.57	2.00	.66
	-2.60 /			10.25	10.25	0.	19.57	2.00	.66
	-3.00 /			17.00	17.00	0.	19.57	2.00	.66
	-3.80 /			17.00	19.50	0.	21.74	.00	.65
	-8.70 /			17.00	18.00	0.	17.39	.00	.66
	-10.50 /			17.00	19.50	0.	21.74	.00	.65
	-12.30 /			17.00	20.00	0.	30.43	.00	.63

WATER (levels :
 front -.70, back -.50)

10.25

FAILURE MODE :
 0 0 0

ADDITIONAL PRESSURE INTENSITIES ON BACK :
 level .00 -8.75 -8.75 -9.25 -9.25 -22.00
 e-add .00 .00 -930.00 -930.00 .00 .00

Results on next page

TU Delft

Job: COMBIWAND BF3

EXECUTED: .	DATE:	SUBJECT: Printout of "combi.r"
CHECKED :	DATE:	PAGE NO. 1 OF 2 PAGES
APPROVED:	DATE:	REPORT NO. ENCL. NO.

DGI Bulkhead Program, version 7.1.5

(Printout continued)

	LEVEL	EARTH PRESSURE ON FRONT	EARTH PRESSURE ON BACK	DIFFRNTL WATER PRS ON BACK
TOP WALL & UPPER GROUND	.00		36.33	.00
WATER & BOUNDARY LEVEL	-.50		95.50	.00
BELOW "	-.50		53.37	.00
WATER LEVEL	-.70		56.36	2.05
ANCHOR	-1.00		60.84	2.05
ABOVE BOUNDARY OF LAYER	-2.60		84.74	2.05
ABOVE BOUNDARY OF LAYER	-3.00		84.74	2.05
ABOVE BOUNDARY OF LAYER	-3.80		98.77	2.05
BELOW "	-3.80		106.64	2.05
ABOVE PRESSURE JUMP	-4.10		114.77	2.05
BELOW "	-4.10		15.00	2.05
ABOVE BOUNDARY OF LAYER	-8.70		29.55	2.05
BELOW "	-8.70		36.81	2.05
(p-vertex)	-8.75		36.94	2.05
(p-vertex)	-8.75		-892.98	2.05
(p-vertex)	-9.25		-891.36	2.05
(p-vertex)	-9.25		38.58	2.05
ABOVE BOUNDARY OF LAYER	-10.50		42.69	2.05
BELOW "	-10.50		34.32	2.05
ABOVE BOUNDARY OF LAYER	-12.30		40.02	2.05
BELOW "	-12.30		25.93	2.05
MOMENT MAXIMUM	-16.31		34.73	2.05
GROUND LEVEL ON FRONT	-18.60	.00	39.76	2.05
ABOVE PRESSURE JUMP	-19.60	2.72	41.96	2.05
BELOW "	-19.60	48.43*	41.96	2.05
(p-vertex)	-22.00	130.22*	47.22	2.05
FOOT OF WALL	-22.333	144.74*	47.95	2.05

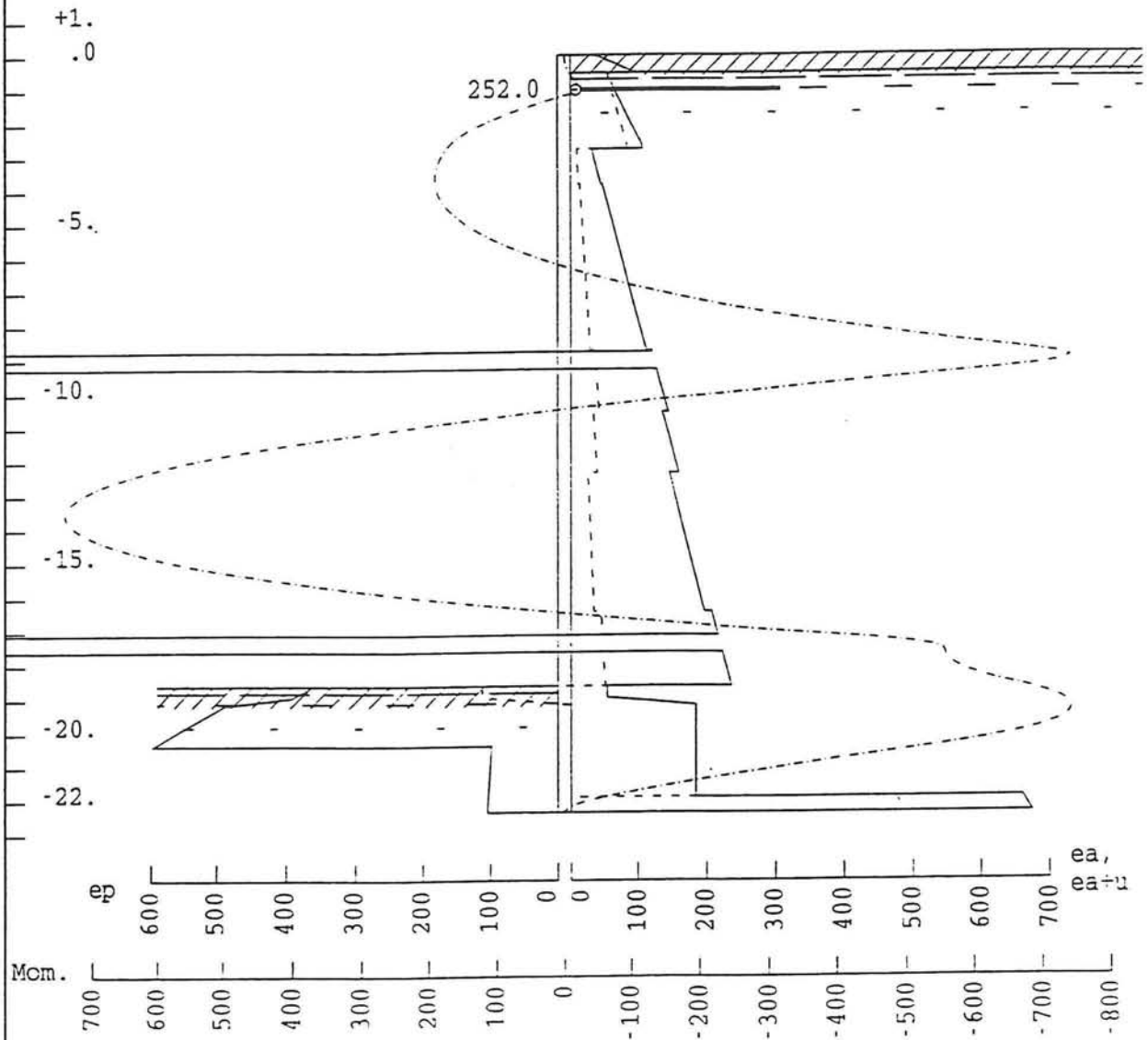
* Effects of staggering at 2.00 : pile width 1.120 per 2.97
 ANCHOR FORCE..... 248.15 at -1.00
 MOMENT AT ANCHOR..... -30.64
 LEVEL OF MAXIMUM MOMENT. -16.310
 MAXIMUM MOMENT..... 446.58
 LEVEL OF FOOT..... -22.333

TU Delft

Job: COMBIWAND BF3

EXECUTED:	DATE:	SUBJECT: Printout of "combi.r"
CHECKED :	DATE:	PAGE NO. 2 OF 3 PAGES
APPROVED:	DATE:	REPORT NO. ENCL. NO.

cf printout dated :
1995, Jun 28 (Wed) at 12:18



TU Delft

Job: COMBIWAND BF4

EXECUTED:	DATE:	SUBJECT: stempel op -1 -9, -17.30 m.
CHECKED :	DATE:	PAGE NO. OF PAGES
APPROVED:	DATE:	REPORT NO. ENCL. NO.

```

<
DAMWANDC
stempel op -1 , -9, -17.30 m.
4de bouwfase
>
<
0.      0.      183.480  20.      -18.60  -0.50  10.25
>
<
-18.60  17.      20.      0.      30.43  0.      0.6328
>
<
0.      18.      20.      0.      33.91  0.      0.6229
-0.5    16.      16.      0.      19.57  2.      0.6552
-2.6    10.25    10.25    0.      19.57  2.      0.6552
-3.0    17.      17.      0.      19.57  2.      0.6552
-3.8    17.      19.5     0.      21.74  0.      0.6516
-8.7    17.      18.      0.      17.39  0.      0.6584
-10.5   17.      19.5     0.      21.74  0.      0.6516
-12.3   17.      20.      0.      30.43  0.      0.6328
>
<
0.      1.      1.      0.      0.      -1.     2.97
        2.0    1.12
> combib.p
  combib.a
<END
    
```

TU Delft

Job: COMBIWAND BF4

EXECUTED: .	DATE:	SUBJECT: Printout of "combib.i"
CHECKED :	DATE:	PAGE NO. 1 OF 1 PAGES
APPROVED:	DATE:	REPORT NO. ENCL. NO.

0.	-8.750	-8.750	-9.250	-9.250	-17.100
-17.100	-17.600	-17.600	-18.600	-18.600	-24.000
0.	0.	-2195.000	-2195.000	0.	0.
-1565.000	-1565.000	0.	0.	-183.400	-183.400

TU Delft

Job: COMBIWAND BF4

EXECUTED:	DATE:	SUBJECT: Printout of "combib.a"
CHECKED :	DATE:	PAGE NO. 1 OF 1 PAGES
APPROVED:	DATE:	REPORT NO. ENCL. NO.

DGI Bulkhead Program
 PC version 7.1.5
 DAMWANDC
 stempel op -1 , -9, -17.30 m.
 4de bouwfase

Rev 940607, used on 1995, Jun 28 (Wed)
 at 12:18

Input combib.i, plot combib.p

	LEVEL	BETA	P	GAMMA A.GWL	GAMMA B.GWL	GRA- DIENT	PHI	C	ROUGH -NESS
FRONT	-18.60	.00	183.48	17.00	20.00	0.	30.43	.00	.63
BACK	.00	.00	20.00	18.00	20.00	0.	33.91	.00	.62
	-.50 /			16.00	16.00	0.	19.57	2.00	.66
	-2.60 /			10.25	10.25	0.	19.57	2.00	.66
	-3.00 /			17.00	17.00	0.	19.57	2.00	.66
	-3.80 /			17.00	19.50	0.	21.74	.00	.65
	-8.70 /			17.00	18.00	0.	17.39	.00	.66
	-10.50 /			17.00	19.50	0.	21.74	.00	.65
	-12.30 /			17.00	20.00	0.	30.43	.00	.63

WATER (levels :
 front -18.60, back -.50)

10.25

FAILURE MODE :
 0 1 1

ADDITIONAL PRESSURE INTENSITIES ON BACK :

level	.00	-8.75	-8.75	-9.25	-9.25	-17.10	-17.10
	-17.60	-17.60	-18.60	-18.60	-24.00		
e-add	.00	.00	-2195.00	-2195.00	.00	.00	-1565.00
	-1565.00	.00	.00	-183.40	-183.40		

Results on next page

TU Delft

Job: COMBIWAND BF4

EXECUTED: ✓	DATE:	SUBJECT: Printout of "combib.r"
CHECKED :	DATE:	PAGE NO. 1 OF 2 PAGES
APPROVED:	DATE:	REPORT NO. ENCL. NO.

DGI Bulkhead Program, version 7.1.5

(Printout continued)

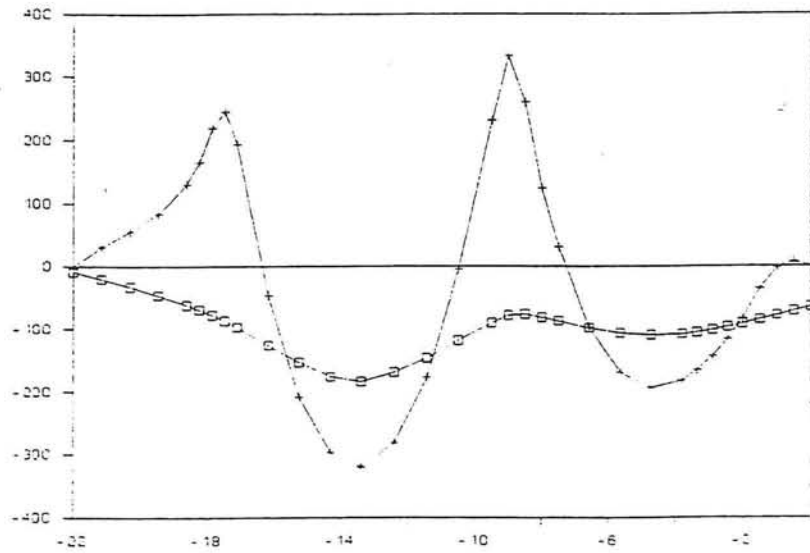
	LEVEL	EARTH PRESSURE ON FRONT	EARTH PRESSURE ON BACK	DIFFRNTL WATER PRS ON BACK
TOP WALL & UPPER GROUND	.00		37.00	.00
WATER & BOUNDARY LEVEL	-.50		96.17	.00
BELOW "	-.50		53.74	.00
ANCHOR	-1.00		61.21	5.13
ABOVE BOUNDARY OF LAYER	-2.60		85.11	21.52
ABOVE PRESSURE JUMP	-2.76		85.11	23.13
BELOW "	-2.76		9.58	23.13
ABOVE BOUNDARY OF LAYER	-3.00		9.58	25.63
ABOVE BOUNDARY OF LAYER	-3.80		11.61	33.83
BELOW "	-3.80		13.93	33.83
ABOVE BOUNDARY OF LAYER	-8.70		29.34	84.05
BELOW "	-8.70		36.61	84.05
(p-vertex)	-8.75		36.69	84.54
(p-vertex)	-8.75		-2158.14	84.58
(p-vertex)	-9.25		-2156.53	89.67
(p-vertex)	-9.25		38.32	89.71
ABOVE BOUNDARY OF LAYER	-10.50		42.46	102.50
BELOW "	-10.50		34.09	102.50
ABOVE BOUNDARY OF LAYER	-12.30		39.75	120.95
BELOW "	-12.30		25.69	120.95
YIELD HINGE	-13.53		28.36	133.51
ABOVE HALFWAY JUMP	-16.39		34.61	162.90
BELOW "	-16.39		45.16	162.90
(p-vertex)	-17.10		47.07	170.13
(p-vertex)	-17.10		-1517.64	170.17
(p-vertex)	-17.60		-1516.57	175.25
(p-vertex)	-17.60		48.16	175.30
(p-vertex)	-18.60		51.14	185.50
GROUND AND WATER LEVEL	-18.60	420.32*	-40.58	185.53
(p-vertex)	-18.60	363.41*	-132.22	185.53
(staggering effects)	-18.93	392.06*	-131.36	185.53
ENCASTRE LEVEL	-19.261	421.59*	-130.47	185.53
	-20.363	596.65*	.00	185.53
ENCASTRE MOMENT)	-20.36	97.71	.00	185.53
is -739.58)	-21.87	102.82	.00	185.53
	-21.875	102.82	475.21	185.53
FOOT LEVEL	-22.332	104.36	488.80	185.53

* Effects of staggering at 2.00 : pile width 1.120 per 2.97
 ANCHOR FORCE..... 252.00 at -1.00
 MOMENT AT ANCHOR..... -30.98
 LEVEL OF YIELD HINGE.... -13.5255
 MOMENT IN YIELD HINGE... 739.58
 LEVEL OF FOOT..... -22.332
 LARGEST MOMENT..... -741.18, at -19.32

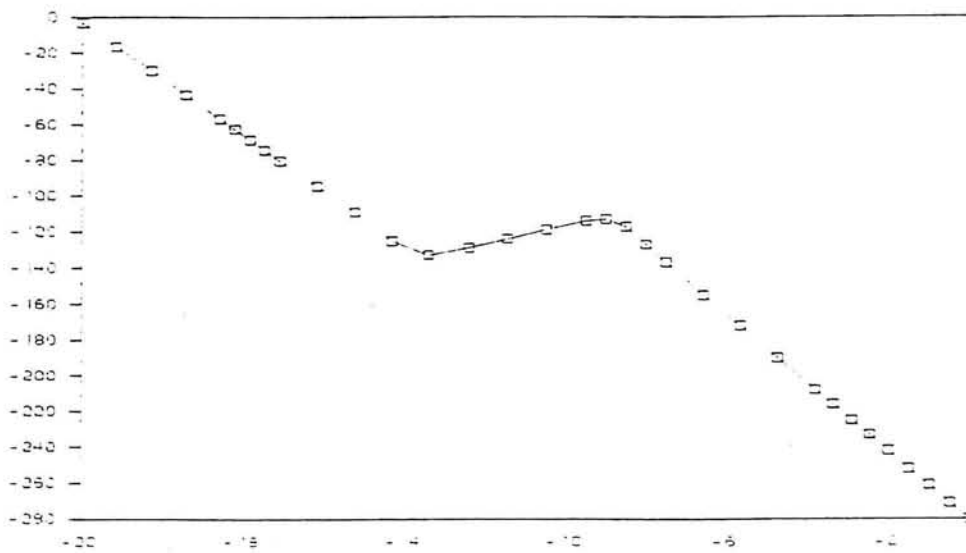
TU Delft

Job: COMBIWAND BF4

EXECUTED: DATE: SUBJECT: Printout of "combi.r"
 CHECKED : DATE: PAGE NO. 2 OF 2 PAGES
 APPROVED: DATE: REPORT NO. ENCL. NO.



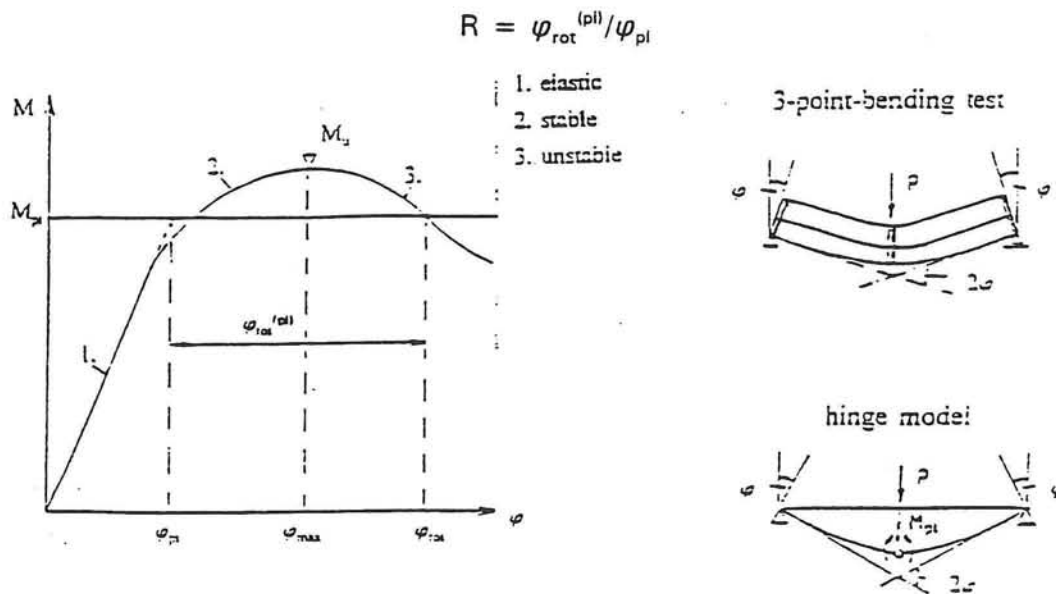
Figuur IV.2 Verplaatsingen en Momenten



Figuur IV.3 Verplaatsingen na ontlasten

Bijlage IV Berekening rotatie capaciteit

In deze bijlage wordt bepaald hoe groot de rotaties zijn die optreden in het punt dat de meeste rotatie moet ondergaan; het eerste vloeischarnier. Hierbij wordt uitgegaan van de defenitie van rotatiecapaciteit volgens het plastic hinge model. Dit model is samen met de defenitie voor de min. rotatiecapaciteit in figuur IV.1 afgebeeld. De gebogen lijn in de linker figuur wordt geschematiseerd tot twee lineaire takken.



Figuur IV.1 Moment-rotatie curve (lit..10) en Rotatitievereiste

In tabel IV.1 zijn de waarden van verplaatsingen zoals berekend met PLAXIS afgebeeld voor zowel bouwphase IV als na ontlasten. Bouwphase III wordt niet beschouwd omdat de wand in deze fase volkomen elastisch blijft. De verplaatsingen zijn in figuur IV.2 grafisch afgebeeld. De rotatie van de damwand als geheel na ontlasten hangt samen met de wijze van ontlasten en is verder niet van belang, alleen de plastische vervormingen van de wand zelf die resteren na ontlasten zijn belangrijk.

Volgens de theorie in het plastic hinge model worden de rotaties van de damwand in de momentennulpunten gesommeerd. Dit levert de waarde φ_{rot} op. De volgende rekenwijze is aangehouden:

SPOOKS A								
knnr.	X-coord.	Y-coord.	Bouwfase IV				Ontlasten	
			Ux (m.)	Ux (mm.)	M (kNm.)	M' (kNm.) (M/2) ¹	Ux (m.)	Ux (mm.)
445	15	0	-0,0647	-64,7	1,46e-15	7,32e-16	-0,28	-280
444	15	-0,5	-0,0714	-71,4	13,73	6,865	-0,271	-271
443	15	-1	-0,0782	-78,2	-4,787	-2,3935	-0,261	-261
442	15	-1,5	-0,085	-85	-71,03	-35,515	-0,252	-252
441	15	-2	-0,0915	-91,5	-167,4	-83,7	-0,242	-242
440	15	-2,45	-0,0968	-96,8	-232	-116	-0,233	-233
439	15	-2,9	-0,101	-101	-286	-143	-0,225	-225
438	15	-3,35	-0,105	-105	-329,6	-164,8	-0,216	-216
437	15	-3,8	-0,108	-108	-362,8	-181,4	-0,208	-208
436	15	-4,725	-0,109	-109	-388,1	-194,05	-0,19	-190
435	15	-5,65	-0,106	-106	-338,4	-169,2	-0,172	-172
434	15	-6,575	-0,0979	-97,9	-194,8	-97,4	-0,155	-155
433	15	-7,5	-0,0873	-87,3	60,87	30,435	-0,137	-137
432	15	-8	-0,0815	-81,5	250	125	-0,127	-127
431	15	-8,5	-0,0765	-76,5	520	260	-0,117	-117
430	15	-9	-0,0788	-78,8	667,8	333,9	-0,113	-113
429	15	-9,5	-0,0904	-90,4	462,5	231,25	-0,114	-114
428	15	-10,48	-0,118	-118	-10,87	-5,435	-0,119	-119
427	15	-11,45	-0,146	-146	-353,7	-176,85	-0,124	-124
426	15	-12,43	-0,169	-169	-563,6	-281,8	-0,129	-129
425	15	-13,4	-0,184	-184	-641,1	-320,55	-0,133	-133
424	15	-14,32	-0,176	-176	-594,5	-297,25	-0,125	-125
423	15	-15,25	-0,153	-153	-416,8	-208,4	-0,109	-109
422	15	-16,18	-0,126	-126	-93,55	-46,775	-0,0945	-94,5
421	15	-17,1	-0,0972	-97,2	387,4	193,7	-0,0802	-80,2
420	15	-17,48	-0,0868	-86,8	489,6	244,8	-0,0743	-74,3
419	15	-17,85	-0,0775	-77,5	439,2	219,6	-0,0684	-68,4
418	15	-18,23	-0,0692	-69,2	332,1	166,05	-0,0625	-62,5
417	15	-18,6	-0,0616	-61,6	261,5	130,75	-0,0566	-56,6
416	15	-19,45	-0,0463	-46,3	168,2	84,1	-0,0432	-43,2
415	15	-20,3	-0,0329	-32,9	110,8	55,4	-0,0299	-29,9
414	15	-21,15	-0,0208	-20,8	62,43	31,215	-0,0165	-16,5
413	15	-22	-0,00932	-9,32	-2,6e-14	-1,3e-14	-0,00309	-3,09

Tabel IV.I Verplaatsingen en Momenten

¹ Vanwege de betere leesbaarheid van figuur IV.2 is het moment gehalveerd

$$M_a(0) : \quad \varphi_a = \frac{U_n - U_{n-1}}{Y_n - Y_{n-1}}$$

en

$$\varphi = |\varphi_a| + |\varphi_{a+1}|$$

Voor bouwfase IV geldt (zie ook tabel IV.I):

$$M_2(0) : \quad \varphi_2 = \frac{-0.0979 + 0.0873}{-6.757 + 7.5} = -0.0115$$

$$M_3(0) : \quad \varphi_3 = \frac{-0.0904 + 0.0118}{-9.5 + 10.5} = 0.0276$$

$$\varphi = |-0.0115| + |0.0276| = 0.0391$$

Na ontlasten geldt (zie ook tabel IV.I):

$$M_2(0) : \quad \varphi_2 = \frac{-0.155 + 0.137}{-6.757 + 7.5} = -0.0205$$

$$M_3(0) : \quad \varphi_3 = \frac{-0.114 - 0.119}{-9.5 + 10.48} = 0.0051$$

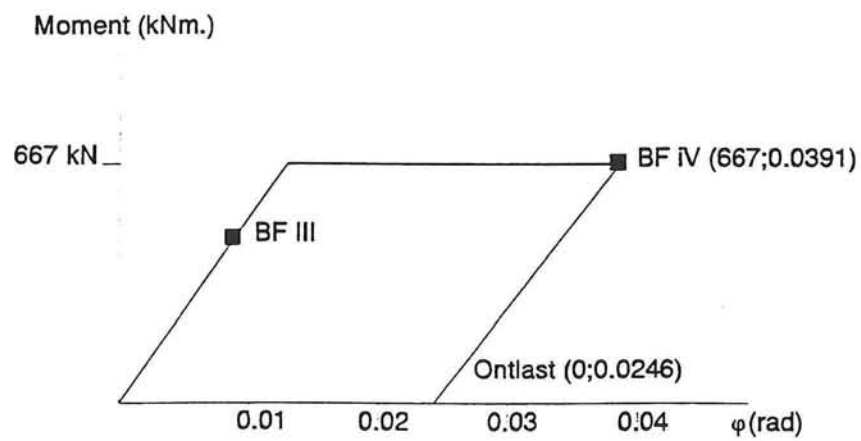
$$\varphi = |-0.0195| + |0.0051| = 0.0246$$

De waarden voor de rotatie φ zijn in figuur 4.3 afgebeeld. Tussen de verschillende punten zijn ter vereenvoudiging rechte lijnen getrokken. Op basis van de bovenstaande formules en figuur 4.3 is R te bepalen.

Er geldt:

$$R = \frac{\varphi_{rot}^{(\varphi l)}}{\varphi_{pl}} = \frac{\varphi(Ontl.)}{\varphi(BF4) - \varphi(Ontl.)}$$

$$R = \frac{0.0246}{0.0391 - 0.0245} = 1.68$$

Figuur IV.3 M- φ diagram

Bijlage V Combiwandprofiel

Om plastische rotaties in de damwand toe te laten moet een profiel worden gezocht dat enerzijds een plastisch moment van 655 kNm/m' breedte op kan nemen en anderzijds in klasse I valt.

Het plastisch moment in een buispaal wordt bepaald met de volgende formule:

$$M_{pl} = W_{pl} * \sigma_e$$

met

$$W_{pl} = \frac{1}{6} D^3 \left[1 - \left(1 - \frac{2T}{D} \right)^3 \right] \quad (\text{lit. 13})$$

Ter vereenvoudiging van de berekening zijn de volgende aannamen gemaakt:

- Als tussenplank wordt een zelfde type damwand gekozen als is toegepast bij de combiwand volgend uit de elastische berekening. Het betreft hier een systeem van 3 Larssen profielen met $I = 32000 \text{ cm}^4$, of $I = 34000 \text{ cm}^4$. De lengte van 3 tussenplanken en twee sloten bedraagt 1850 mm.
- De verplaatsingen van de damwandplanken zijn niet van belang.

Bovendien wordt aangehouden :

$$I_{sys} = \frac{I_{buis} + I_{planken}}{h.o.h \text{ afstand buis}} \quad (\text{Lit. 9})$$

In hoofdstuk 5 wordt vermeld dat de eigenschappen van het combiwand profiel inderdaad per m' gemiddeld kunnen worden.

Aangenomen wordt verder dat de tussenplanken voldoende rotatiecapaciteit bezitten. Wanneer de resultaten van het onderzoek maar de rotatiecapaciteit van damwanden bekend zijn kan een geschikt profiel worden gekozen.

Op basis van bovenstaande punten zijn de volgende combiwand profielen gekozen:

Diameter: 670 mm.
dikte: 14 mm.
 $d/t = 47.86 < 50$

Staalkwaliteit $\sigma_e = 235 \text{ N/mm}^2$

$$\begin{aligned} I_{\text{buis}} &= 1.55 \text{ e}^9 \text{ mm}^4 & I_{\text{sys}} &= 7.51 \text{ e}^8 \text{ mm}^4/\text{m}' \\ I_{\text{planken}} &= 34000 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

$$W_{\text{pl,sys}} = 2.7 \text{ e}^6 \text{ mm}^3/\text{m}'$$

$$\begin{aligned} \text{Max. opneembaar moment} \quad M_{\text{max}} &= 2.7 \text{ e}^6 * 235 = 657 \text{ e}^6 \text{ Nmm}/\text{m}' \\ M_{\text{max}} &= 657 \text{ kNm.}/\text{m}' \end{aligned}$$

Of wanneer gekozen wordt voor een hogere staalkwaliteit:

Diameter: 450 mm. Staalkwaliteit $\sigma_e = 335 \text{ N/mm}^2$
dikte: 15 mm.
 $d/t = 30 < 33$

$$\begin{aligned} I_{\text{buis}} &= 4.85 \text{ e}^8 \text{ mm}^4 & I_{\text{sys}} &= 3.50 \text{ e}^8 \text{ mm}^4/\text{m}' \\ I_{\text{planken}} &= 32000 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

$$W_{\text{pl,sys}} = 1.85 \text{ e}^6 \text{ mm}^3/\text{m}'$$

$$\begin{aligned} \text{Max. opneembaar moment} \quad M_{\text{max}} &= 1.85 \text{ e}^6 * 335 = 658 \text{ e}^6 \text{ Nmm}/\text{m}' \\ M_{\text{max}} &= 658 \text{ kNm.}/\text{m}' \end{aligned}$$

Vervolgens zijn beide profielen doorgerekend met PLAXIS. Uit deze berekening die verder in hoofdstuk 5 is behandeld blijkt dat beide profielen voldoen.

Bijlage VI Het trillen van de damwandelementen

In deze bijlage wordt onderzocht welke capaciteit nodig is om de voorgeschreven damwanden op diepte te trillen. Voor alle vijf de damwandtypen die worden beschreven in paragraaf 6.1 wordt bepaald welk trilblok noodzakelijk is. Alleen het intrillen van de damwanden is bestudeerd. De invloeden van de trillingen op de omgeving zijn niet beschouwd, daar in de directe omgeving van de bouwput geen bebouwing aanwezig is. Aangenomen wordt dat de trillingen geen invloed hebben op de stabiliteit van de dijk.

Voor de berekening van de benodigde trilblokken is de grondopbouw verder geschematiseerd:

NAP 0 m.	-	NAP - 4.0 m.	Cohesieve gronden (klei/veen)
NAP -4 m.	-	inbeddingsdiepte	Cohesieloze gronden (zand)

Tussen \approx NAP -10 m. en NAP -12 m. bevindt zich waarschijnlijk een sterk leemige kleilaag. Uit figuur 2.4 in hoofdstuk 2 valt echter af te lezen dat deze laag cohesieloos is. ($c = 0$)

De onderstaande berekening is uitgevoerd voor de volgende buispaal :

$$\begin{aligned} O &= 1016 \text{ mm.} & \text{Opp.} &= 34730 \text{ mm}^2. \\ t &= 11 \text{ mm.} & \text{Omtrek} &= \pi * 1016 \text{ mm.} \end{aligned}$$

$$L = 24.5 \text{ m.} \quad \text{Massa} = 6640 \text{ kg}$$

De keuze van het type trilblok dat benodigd is om de damwand de grond in te heien is gebaseerd op een tweetal vuistregels [Lit.3].

Als eerste indicatie voor de geschiktheid van het trilblok wordt de verplaatsingsamplitude bepaald. Aangenomen wordt dat een minimale verplaatsingsamplitude van 5 mm. noodzakelijk is om de gewenste weerstandsvermindering van de bodem te realiseren en de puntweerstand te overwinnen.

Er geldt :

$$m_r = \frac{m_{dyn} * d}{1000} * 9.8 \quad (1)$$

waarin:

d = de verplaatsingsamplitude in mm. = 5 mm.

m_r = het excentrische moment in Nm.

m_{dyn} = de dynamische massa (blok + plank) in kg.

Gekozen wordt het volgende trilblok:

ICE 8514

Excentrisch moment (m_r) = 835 Nm

Dynamische massa = 7450 kg

Max. slagkracht = 1830 kN

Invullen in (1) geeft :

$m_{r,ben}$ = 690 Nm.

$m_{r,blok}$ = 835 Nm.

$m_{r,ben} < m_{r,blok}$ **Voldoet**

Ten tweede wordt gecontroleerd of de effectieve slagkracht de totale dynamische grondweerstand overschrijdt.

De effectieve slagkracht van het trilblok is:

$$F_{eff} = F_c + \frac{m_{dyn} * g}{1000} - F_s \quad (2)$$

Waarin:

F_{eff} = de effectieve slagkracht in kN

F_c = de slagkracht in kN

F_s = de slotwrijving in kN

m_{dyn} = de dynamische massa (blok + plank) in kg.

g = de zwaartekracht = 9.8 m/s²

Bij een combiwand worden de buispalen als eerste los van elkaar geheid. $F_s = 0$

Voor ICE 8514 geldt: $F_{eff} = 1968$ kN

De slagkracht benodigd om de buis de grond in te trillen wordt als volgt berekend :

$$F_{eff} = F_p \beta_p - \sum (F_w \beta_m) \quad (3)$$

Waarin:

- F_{eff} = de effectieve slagkracht in kN
 F_p = de puntweerstand in kN
 F_w = de wrijvingsweerstand in kN
 β_p = de dynamische factor voor de puntweerstand
 β_m = de dynamische factor voor de wrijvingsweerstand

De eerste 4 meter bestaat uit cohesieve gronden :

$$\beta_m = 0,045 e^{0,034f_{undr,w}} \quad (4)$$

$$F_w = f_s * L_c * O_{buis} \quad (5)$$

Er onder bevinden zich niet-cohesieve gronden:

$$\beta_p = 0,37 e^{0,045q_{cp}} \quad (6)$$

$$F_p = A_p * q_{cp} \quad (7)$$

$$\beta_m = 0,12 e^{0,032q_{cm}} \quad (8)$$

$$F_w = f_s * 1000 * L_{nc} * O_{buis} \quad (9)$$

Met:

- $f_{undr,w}$ = ongedraineerde schuifsterkte van de grond in kPa.
 f_s = mantelwrijving in MPa.
 $\alpha_s * q_{cm}$
 q_{cp} = conusweerstand op de punt in MPa.
 q_{cm} = de gemiddelde conusweerstand over het gedeelte van de wand dat zich in de niet-cohesieve grond bevindt in MPa.
 L_c = deel van de schacht in cohesieve grond in m.
 L_{nc} = deel van de schacht in niet-cohesieve grond in m.
 O_{buis} = omtrek buispaal in m.
 A_{buis} = oppervlakte buispaal in m².

Op basis van de beschikbare grondgegevens worden de grondparameters geschat. Deze schatting vindt plaats op basis van de grondopbouw zoals deze ook in deel 1 is aangehouden (,figuur 2.4 hoofdstuk 2,) en enkele ondiepe sonderingen [Lit.14] :

Cohesieve grond : $q_{cm} = 1 \text{ MPa}$
 $f_{undr;w} \approx (q_{cm} * 1000)/15 = 67 \text{ kPa}$
 Invullen in (4) : $\beta_m = 0.44$

$f_s = f_{undr;w}$
 $L_c = 4 \text{ m.}$
 $O_{buis} = \pi * 1.016 \text{ m}$
 Invullen in (5) : $F_w = 851 \text{ kN}$

Niet-cohesieve grond : $q_{cp} = 16 \text{ MPa}$
 Invullen in (6) : $\beta_p = 0.76$

$A_{buis} = 34730 \text{ mm}^2$
 Invullen in (7) : $F_p = 556 \text{ kN}$

$q_{cm} = 10 \text{ Mpa}$
 Invullen in (8) : $\beta_m = 0.16$

$\alpha_s = 0.0075$ [Lit.15]
 (stalen profiel met weinig grond verdringing)
 Invullen in (9) : $F_w = 4908 \text{ kN}$

Invullen van al de berekende waarden in (1) geeft :

$$F_{eff} = 1583 \text{ kN} < F_{eff,blok} \quad \text{Voldoet}$$

Voor de tussenplanken is verder geen berekening uitgevoerd. Het intrillen van deze planken zal over het algemeen geen problemen geven.

Op dezelfde wijze is ook voor de andere damwanden een geschikt profiel bepaald. Er wordt hier volstaan met de presenteren van de resultaten:

$\emptyset 1220 \text{ mm.}$ Opp. = 45541 mm^2
 $t = 12 \text{ mm.}$ Omtrek = $\pi * 1220 \text{ mm.}$
 $L = 24.5 \text{ m.}$ Massa = 8703 kg

ICE 8514

$$\begin{array}{lcl}
 m_{r,ben} & = & 792 \text{ Nm.} < m_{r,blok} & = & 835 \text{ Nm. Voldoet} \\
 F_{eff,ben} & = & 1950 \text{ kN} < F_{eff,blok} & = & 1968 \text{ kN Voldoet}
 \end{array}$$

$$\begin{array}{lcl}
 \varnothing 450 \text{ mm.} & \text{Opp.} & = & 20500 \text{ mm}^2 \\
 t = 15 \text{ mm.} & \text{Omtrek} & = & \pi * 450 \text{ mm.} \\
 L = 22.3 \text{ m} & \text{Massa} & = & 3566 \text{ kg}
 \end{array}$$

ICE 5515

$$\begin{array}{lcl}
 m_{r,ben} & = & 395 \text{ Nm.} < m_{r,blok} & = & 550 \text{ Nm. Voldoet} \\
 F_{eff,ben} & = & 726 \text{ kN} < F_{eff,blok} & = & 1560 \text{ kN Voldoet}
 \end{array}$$

Hoewel een ICE 416L ook mogelijk lijkt blijkt dit type blok bij controle niet te voldoen.

$$\begin{array}{lcl}
 \varnothing 670 \text{ mm.} & \text{Opp.} & = & 28850 \text{ mm}^2 \\
 t = 14 \text{ mm.} & \text{Omtrek} & = & \pi * 670 \text{ mm.} \\
 L = 22.3 \text{ m.} & \text{Massa} & = & 5018 \text{ kg}
 \end{array}$$

ICE 5515

$$\begin{array}{lcl}
 m_{r,ben} & = & 466 \text{ Nm.} < m_{r,blok} & = & 550 \text{ Nm. Voldoet} \\
 F_{eff,ben} & = & 814 \text{ kN} < F_{eff,blok} & = & 1560 \text{ kN Voldoet}
 \end{array}$$

$$\begin{array}{lcl}
 \text{PU 16} & \text{Opp.} & = & 15900 \text{ mm}^2 \\
 & \text{Omtrek} & = & 2690 \text{ mm} \\
 L = 22.0 \text{ m.} & \text{Massa} & = & 2729 \text{ kg}
 \end{array}$$

ICE 5515

$$\begin{array}{lcl}
 m_{r,ben} & = & 354 \text{ Nm.} < m_{r,blok} & = & 550 \text{ Nm. Voldoet} \\
 F_{eff,ben} & = & 964 \text{ kN} < F_{eff,blok} & = & 1551 \text{ kN Voldoet}
 \end{array}$$

