

***Technisch-Constructieve
Beschouwing
Uitvoering Roertunnel***

- EINDVERSLAG -

D. Stoop

Voorwoord

Voor u ligt het eindverslag van mijn afstudeerwerk aan de TU Delft, afdeling civiele techniek. Het afstuderen gebeurde in samenwerking met de Bouwdienst Rijkswaterstaat te Utrecht. Het afstuderen heeft zich toegespitst tot het vinden van de meest gunstige uitvoeringsmethode voor de bouw van de Roertunnel. Deze tunnel van ca. 2300 meter lang is opgenomen in het Rijksweg 73 tracé nabij Roermond.

Mijn afstudeercommissie bestond uit de heren:

Prof. drs. ir. J.K. Vrijling, T.U. Delft, sectie Waterbouwkunde
Ir. K.G. Bezuyen, T.U. Delft, sectie Waterbouwkunde
Ir. J.P. Oostveen, T.U. Delft, sectie Geotechniek
Ing. R. Camerik, Bouwdienst Rijkswaterstaat, afdeling Tunnelbouw

Ik wil hen en alle anderen die mij met raad en daad ter zijde hebben gestaan gedurende mijn afstudeerperiode zeer hartelijk bedanken.

Daan Stoop, 17 juli 1998

Inhoudsopgave

SAMENVATTING.....	1
1 INLEIDING	2
2 PROBLEMANALYSE.....	4
2.1 HUIDIGE SITUATIE	4
2.2 WIJZIGINGEN FUNCTIONEEL ONTWERP	11
2.2.1 Varianten verticaal alignement.....	11
2.2.2 Toetsingsaspecten.....	12
2.2.3 Keuze variant	13
2.3 CONSEQUENTIES VAN WIJZIGINGEN VAN HET FUNCTIONEEL ONTWERP	14
2.4 GRONDOPBOUW.....	15
2.4.1 Roerdal	18
2.4.2 Stedelijk gebied.....	18
2.4.3 Toepasbaarheid damwanden	19
2.4.4 Conclusies	20
2.5 PROFIEL VAN VRIJE RUIMTE.....	22
3 OVERZICHT TOEPASBARE UITVOERINGSMETHODEN.....	24
3.1 STEDELIJK GEBIED.....	24
3.1.1 Randvoorwaarden.....	28
3.1.2 Uitgangspunten.....	28
3.1.3 Beschrijving uitvoeringsmethoden	28
3.2 OVERGANGSGEBIED ROERDAL/STEDELIJK GEBIED	45
3.2.1 Randvoorwaarden.....	45
3.2.2 Uitgangspunten.....	46
3.2.3 Beschrijving uitvoeringsmethoden	46
3.3 ROER EN INUNDATIEGEBIED	51
3.3.1 Randvoorwaarden.....	52
3.3.2 Uitgangspunten.....	52
3.3.3 Beschrijving uitvoeringsmethoden	52
3.4 ROERDAL-WEST.....	64
3.4.1 Randvoorwaarden.....	64
3.4.2 Uitgangspunten.....	65
3.4.3 Beschrijving uitvoeringsmethoden	65
4 ONTWERPBEREKENINGEN.....	69
4.1 INLEIDING	69
4.2 BEREKENINGSWIJZE GEWICHTSVLOER.....	69
4.3 BEREKENING ONDERWATERBETONVLOER MET TREKELEMENTEN	72
4.4 BEREKENING TREKELEMENTEN.....	86
4.5 BEREKENING DAMWANDEN.....	91
4.6 COMBIWANDEN.....	105
4.7 DIEPWANDEN	108
5 DIMENSIONERING EN KOSTEN UITVOERINGSMETHODEN	110
5.1 ROERDAL-WEST.....	112
5.2 ROER EN INUNDATIEGEBIED	115
5.3 OVERGANGSGEBIED ROERDAL / STEDELIJK GEBIED.....	118
5.4 STEDELIJK GEBIED.....	122
5.5 OVERZICHT BOUWKOSTEN	126
6 EVALUATIE	127
7 CONCLUSIE	131

Samenvatting

In maart 1995 is besloten tot aanleg van de rijksweg 73-zuid, welke loopt van Venlo tot Echt, aan de oostzijde van de Maas. In het tracé zijn twee tunnels en een open tunnelbak gepland. De Roertunnel bij Roermond, één van deze tunnels, was onderwerp voor mijn afstudeerproject.

De tunnel heeft een lengte van circa 2300 meter en gaat door zowel landelijk als stedelijk gebied.

Vanuit diverse overwegingen is voor dit project uitgegaan van een andere uitvoering van de tunnel, dan in het voorontwerp van 1995 was gegeven. De tunnel zal in het stedelijk gebied aan de oppervlakte komen te liggen en zal voorzien zijn van een semi-open dak. In het landelijke gebied zal de tunnel ook hoger liggen dan in het voorontwerp, terwijl aan weerszijden de toerit tot dit deel over een grote lengte zal worden uitgevoerd als open tunnelbak.

Voor de uitvoering van de Roertunnel zijn per deelgebied een aantal uitvoeringsmethoden beschreven en globaal gedimensioneerd. Aan de hand van deze dimensionering is een kostenraming gemaakt.

De kosten zijn afgewogen tegen de aspecten bouwhinder, milieu en kwaliteit om te komen tot de meest geschikte uitvoeringsmethode per deelgebied.

Van de voor het stedelijk gebied geschikt geachte uitvoeringsmethoden komen de wanden-dak methode en de damwandkuip beiden als beste uit de afweging. Op basis van de criteria hinder en milieu gaat de voorkeur uit naar de wanden-dak methode. Op basis van kwaliteit scoort de damwandkuip beter.

Voor het landelijke gebied kan worden geconcludeerd, dat de damwandkuip ten aanzien van de open tunnelbakgedeelten eenduidig als beste naar voren komt. Het geheel gesloten gedeelte kan eveneens op deze wijze uitgevoerd worden, maar een gedeeltelijke uitvoering als afgezonken tunnel komt gelijkwaardig uit de evaluatie. De afgezonken tunnel scoort beter op het gebied van hinder en milieu, terwijl het risicoprofiel voor deze uitvoering hoger ligt.

1 Inleiding

Het wegennet in noord- en midden-Limburg wordt gekenmerkt door parallel aan de Maas lopende noord-zuid verbindingen, zoals de A2 van Amsterdam naar Maastricht. Er bestond echter behoefte aan een snelle verbinding, die het oosten van Nederland rechtstreeks verbindt met de in Limburg gelegen sociaal-economische centra Roermond en Venlo. Met het besluit tot aanleg van de rijksweg 73 wordt aan deze behoefte tegemoet gekomen.

De gehele rijksweg 73 loopt van Nijmegen tot Echt (St. Joost) en gaat door de provincies Gelderland, Noord Brabant en Limburg. De rijksweg 73 kan in twee gedeeltes worden onderscheiden; de rijksweg 73-Noord en de rijksweg 73-Zuid. De rijksweg 73-Noord loopt van Nijmegen tot Venlo en werd in augustus 1996 opengesteld voor het verkeer. Van Venlo tot Echt zal de rijksweg 73-Zuid worden aangelegd, welke volgens de planning in 2004 zal moeten worden opgeleverd. Er zal dan een rechtstreekse verbinding zijn gerealiseerd tussen de A50 bij Nijmegen en de A2 bij Echt.

De politieke besluitvorming ten aanzien van het traject van de rijksweg 73-Zuid heeft nogal wat voeten in de aarde gehad. De vraag was of het ten oosten of juist ten westen van de Maas moest komen te lopen. Economische aspecten dienden te worden afgewogen tegen ecologische. Op 3 maart 1995 besloot minister Jorritsma tot de economisch gunstigere aanleg van de rijksweg 73-Zuid op de oostoever van de Maas, waarbij als compensatie een tweetal tunnels en een open tunnelbak in het tracé werden opgenomen. In bijlage 1 is het tracé terug te vinden van de Rijksweg 73-Zuid, met daarin de lokaties van de geplande kunstwerken. De tunnelbak zal komen te liggen in Tegelen en zal een lengte hebben van ongeveer een kilometer. In Swalmen zal de rijksweg over een lengte van ca. 350m door een tunnel worden geleid. Het grootste van de drie kunstwerken zal de Roertunnel te Roermond worden, met een lengte van ca. 2350 m. De Roertunnel is het onderwerp van dit afstudeerverslag.

De tunnel zal komen te liggen aan de zuid-oost kant van Roermond en is gesitueerd in zowel landelijk als stedelijk gebied. De omstandigheden in de beide deelgebieden van de tunnel verschillen dientengevolge aanzienlijk. In het stedelijk gebied zal de Roertunnel grotendeels komen te liggen onder een bestaande weg tussen bestaande bebouwing, terwijl het landelijk gebied wordt gevormd door het Roerdal, waar geen bebouwing aanwezig is. Het Roerdal bestaat uit landschappelijk waardevolle weidelandschappen.

Reeds eerder is het ontwerp van de Roertunnel onderwerp geweest voor het afstudeerproject aan de T.U. Delft van J. van der Sanden. In november 1997 verscheen het afstudeerverslag met de titel "Selectie Uitvoeringsmethode Roertunnel". Hierin wordt het onderzoek beschreven dat zij heeft gedaan naar de mogelijke uitvoeringsmethoden voor de Roertunnel. Na het Programma van Eisen en een inventarisatie van de uitvoeringsmethoden voor verkeerstunnels wordt hierin beschreven hoe in een aantal stappen de keuze is gemaakt voor een uitvoeringsmethode. De samenvatting is integraal overgenomen in bijlage 1.1.

Het doel van het afstudeerwerk, waarvan het voorliggende verslag het resultaat is, was te komen tot een technisch-constructieve beschouwing voor de mogelijke uitvoeringsmethoden van de Roertunnel. Hierbij is geen direkt gebruik gemaakt van de bevindingen en conclusies die uit het onderzoek van J. van der Sanden volgden. De redenering hiervoor is tweeledig. Enerzijds is om redenen, waarop later in dit verslag wordt teruggekomen, gekozen voor een ander ontwerpalignement.

Anderzijds is ervoor gekozen om op een andere wijze van selectie te komen tot een keuze voor de meest geschikte uitvoeringsmethode. J. van der Sanden heeft het gehele scala van toepasbare uitvoeringsmethoden voor verkeerstunnels in algemene zin beschreven en beoordeeld voor de specifieke randvoorwaarden en uitgangspunten die hier van toepassing zijn. Dit resulteerde in een zeer uitgebreid verslag, waarin slechts een zeer beperkt aantal ontwerpberoeeningen zijn gemaakt.

Voor dit afstudeeronderzoek daarentegen, is ervoor gekozen om meer de nadruk te leggen op technisch-constructieve beschouwing, waarbij het educatieve zwaartepunt lag op het opbouwen van een grotere kennis ten aanzien van specifieke uitvoeringstechnische problemen en het ontwerpen en berekenen van (onderdelen van) constructies.

Om deze reden is besloten om een afweging te maken op grond van een veel geringer aantal uitvoeringsmethoden, die reeds in een vroeg stadium zijn vastgesteld. Van deze uitvoeringsmethoden moest bij voorbaat kunnen worden gezegd dat ze zowel logisch als technisch haalbaar zijn. Hiermee is beoogd om binnen de tijd die beschikbaar was, een aantal verschillende uitvoeringsmethoden te beoordelen op een wijze, die per uitvoeringsmethode aanzienlijk dieper ingaat op de uitvoering, de dimensionering en de (onder andere) daaruit voortvloeiende bouwkosten.

De opbouw van het verslag is als volgt. In hoofdstuk 2 is de probleemanalyse gegeven, waarna in hoofdstuk 3 meer in detail voor verschillende deelgebieden een inzicht wordt gegeven in de specifieke randvoorwaarden en uitgangspunten die daar gelden. Per deelgebied is daarna aangegeven en gemotiveerd, welke uitvoeringsmethoden geschikt worden geacht voor het desbetreffende deelgebied. Deze uitvoeringsmethoden zullen worden besproken.

Hoofdstuk 4 vormt het zwaartepunt van de studie en omvat, na een algemene inleiding, beschrijvingen van een aantal berekeningsmethoden. In dit hoofdstuk wordt verwezen naar bijbehorende uitgewerkte representatieve berekeningen.

In hoofdstuk 5 worden de resultaten weergegeven van de dimensioneringsberekeningen die voor dit afstudeerproject zijn uitgevoerd, alsmede de aannamen die zijn gedaan voor de constructieve doorsneden voor het hele tracé. Deze berekeningsresultaten en aannamen liggen ten grondslag aan een globale kostenanalyse, waarvan de resultaten in ditzelfde hoofdstuk worden gegeven.

In hoofdstuk 6 wordt vervolgens door middel van een multi criteria analyse getracht voor de verschillende deelgebieden in het tracé een inzicht te verkrijgen, welke uitvoeringsmethode het meest geschikt is om ter plaatse toe te passen. De toetsingscriteria betreffen de bouwkosten, omgevingshinder, milieu en kwaliteit.

De studie is afgerond met een conclusie in hoofdstuk 7.

2 Probleemanalyse

J. van der Sanden ging voor haar afstudeerproject uit van het tracébesluit, zoals dat door minister Jorritsma in december 1995 werd genomen. In deze studie wordt daarvan afgeweken. In paragraaf 2.1 zal een korte introductie in het tracé van de Roertunnel worden gegeven. Een beschrijving en beargumentering van de wijzigingen kunnen worden teruggevonden in paragraaf 2.2. De consequenties van die wijzigingen zijn terug te vinden in paragraaf 2.3, waarna in paragraaf 2.4 de grondopbouw langs het tunneltracé behandeld wordt. Het benodigde profiel van vrije ruimte wordt ten slotte besproken in paragraaf 2.5.

2.1 Huidige situatie

De Roertunnel is gepland aan de zuid-oost kant van Roermond. Het oostelijke deel zal komen te liggen in stedelijk gebied, het westelijke in het Roerdal.

- In bijlage 1.1 is het tracé terug te vinden van de Rijksweg 73-Zuid, met daarin de lokaties van de geplande kunstwerken.
- In figuur 2.1 (bladzijde 5) is op een kleinere schaal het verloop van de Roertunnel weergegeven.
- In figuur 2.2 (bladzijde 6) is een weergave gegeven van een deel van de plattegrond van Roermond, waarin de relevante straatnamen kunnen worden afgelezen.

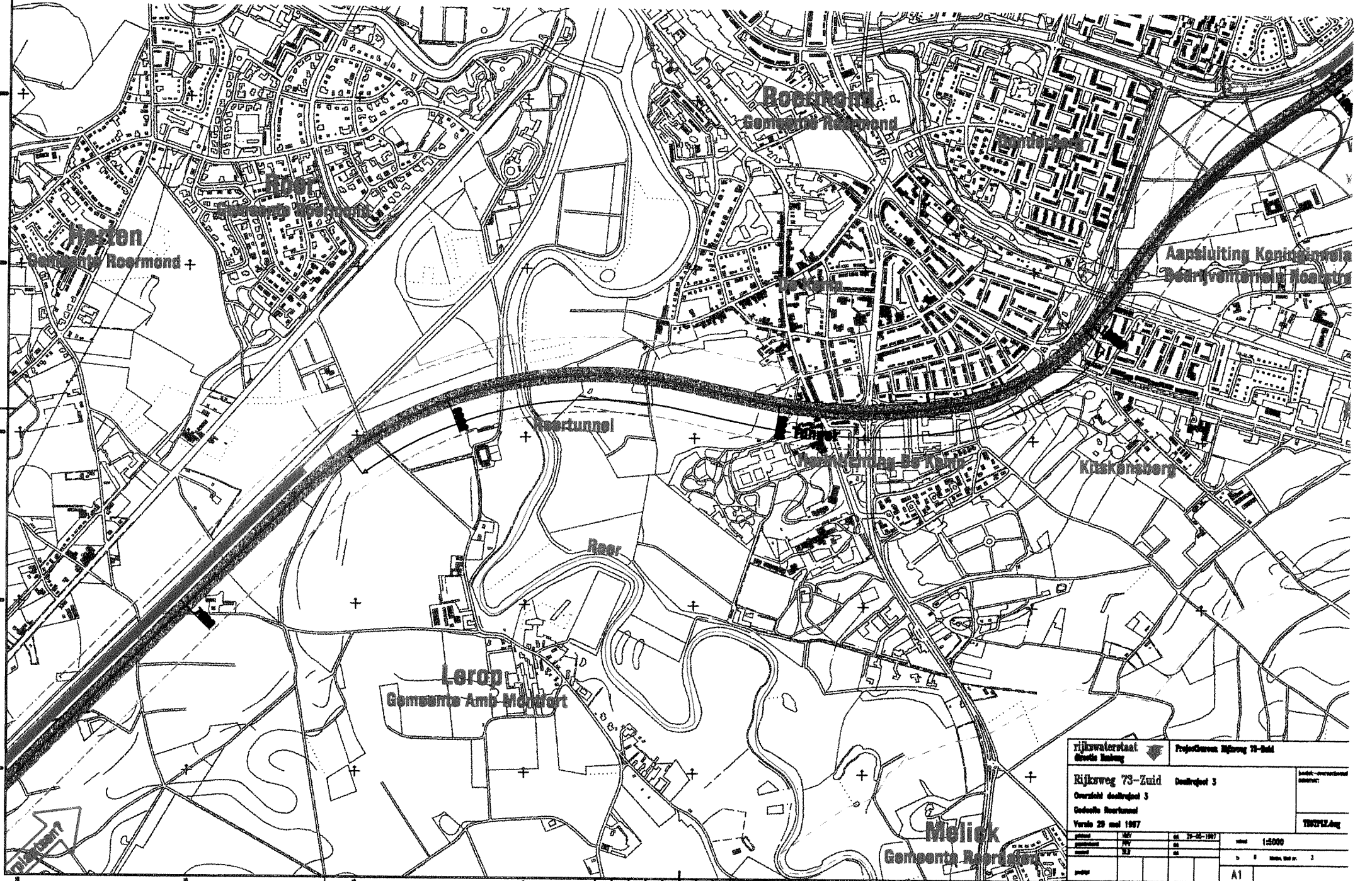
Het Rijksweg 73-tracé is voorzien van een metrerings, welke is terug te vinden in bijlage 2.1. In deze bijlage zijn eveneens de bijbehorende maaiveldhoogten, het verticaal alignement volgens het tracébesluit van december 1995 en de (grond)waterstanden met een overschrijdingsfrequentie van eens in de honderd jaar gegeven. Omdat de schaal dermate klein is dat de bijgeschreven getalwaarden niet meer te lezen zijn is in dezelfde bijlage een vergroting opgenomen voor het tracé van de Roertunnel. Hierbij moet aangetekend worden dat ten aanzien van de bodemligging van de Roer de waarden onjuist zijn. Het laagste punt van de Roerbodem ligt momenteel op 16,35 m + NAP.

Het tunneltracé beslaat globaal metrerings 7.550 tot 10.500. Dit is inclusief de open tunnelgedeelten.

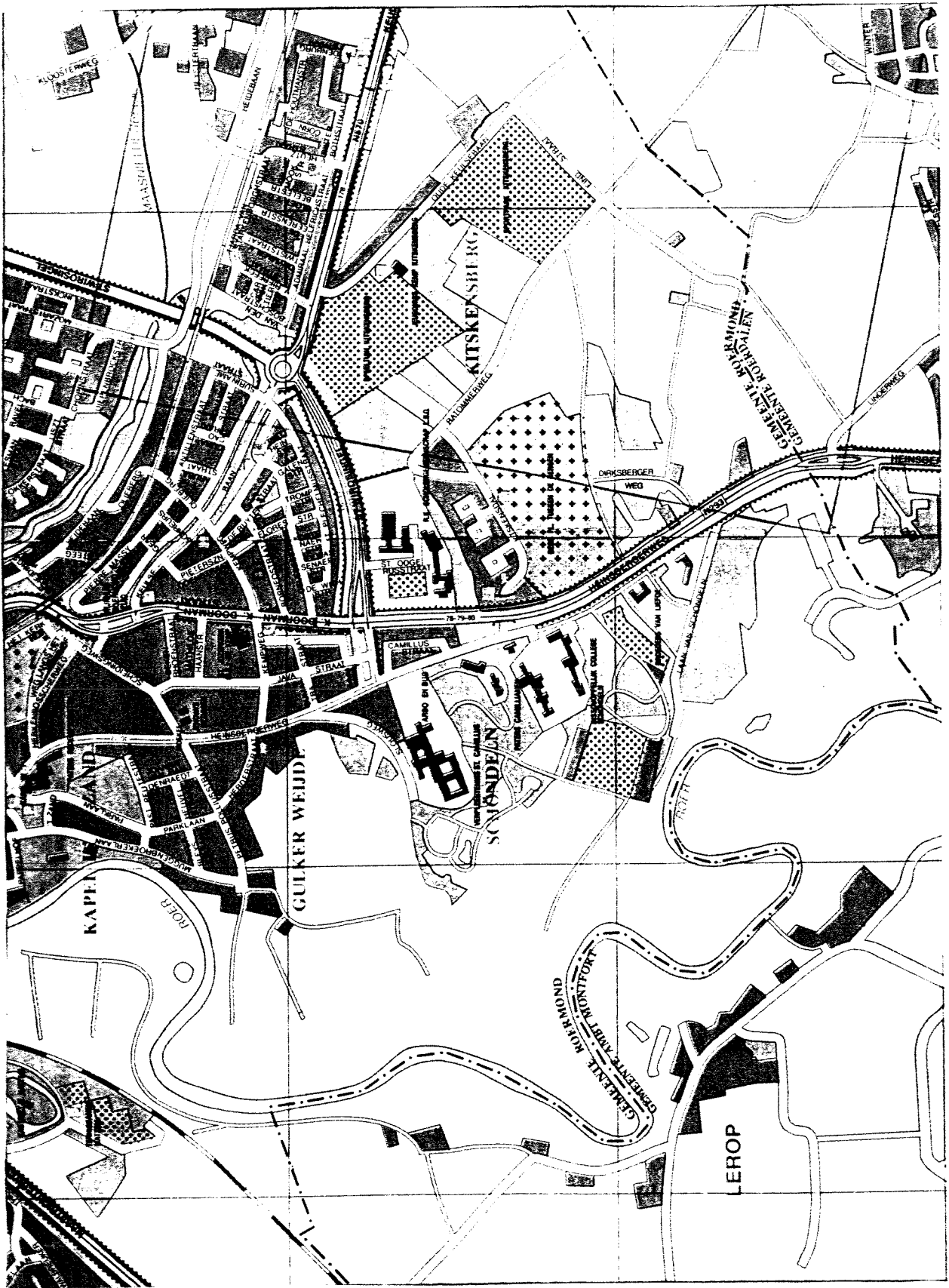
Het tunneltracé kan in eerste instantie grofweg in twee deelgebieden worden onderscheiden:

Roerdal	metrerings 7.550 tot 9.035
stedelijk gebied	metrerings 9.035 tot 10.500

Deeltraject 3 >>> Roertunnel



rijkswaterstaat Streekl. Bureaus	Projectnummer: Rijksweg 73-Zuid	
Rijksweg 73-Zuid	Deeltraject 3	Scale: 1:5000
Overschik deeltraject 3		1987/12/15
Geografische Bureaus		
Vanaf 29 mei 1987		
plaat	1/1	1:5000
nummer	1/1	
jaar	1987	
	A1	



Als meest relevante zaken met betrekking tot de huidige situatie ter plaatse dient onderscheiden naar delen tussen metreringspunten het volgende.

Roerdal

Het westelijke deel van de Roertunnel komt in het Roerdal te liggen, in agrarisch gebied met voor een deel aanzienlijke landschappelijke waarde.

- metrerings 7.550-8.173

Het maaiveld ligt in dit gebied ongeveer op NAP + 23,00 m. De inrichting van het landschap bestaat uit weilanden, een boomgaard en nabij metrerings 8.100, op een afstand van ruim 90 m, een monumentale boerderij met hierbij behorende landbouwwegen. Aan de noordwestzijde van het tunneltracé loopt de spoorlijn Sittard-Roermond.

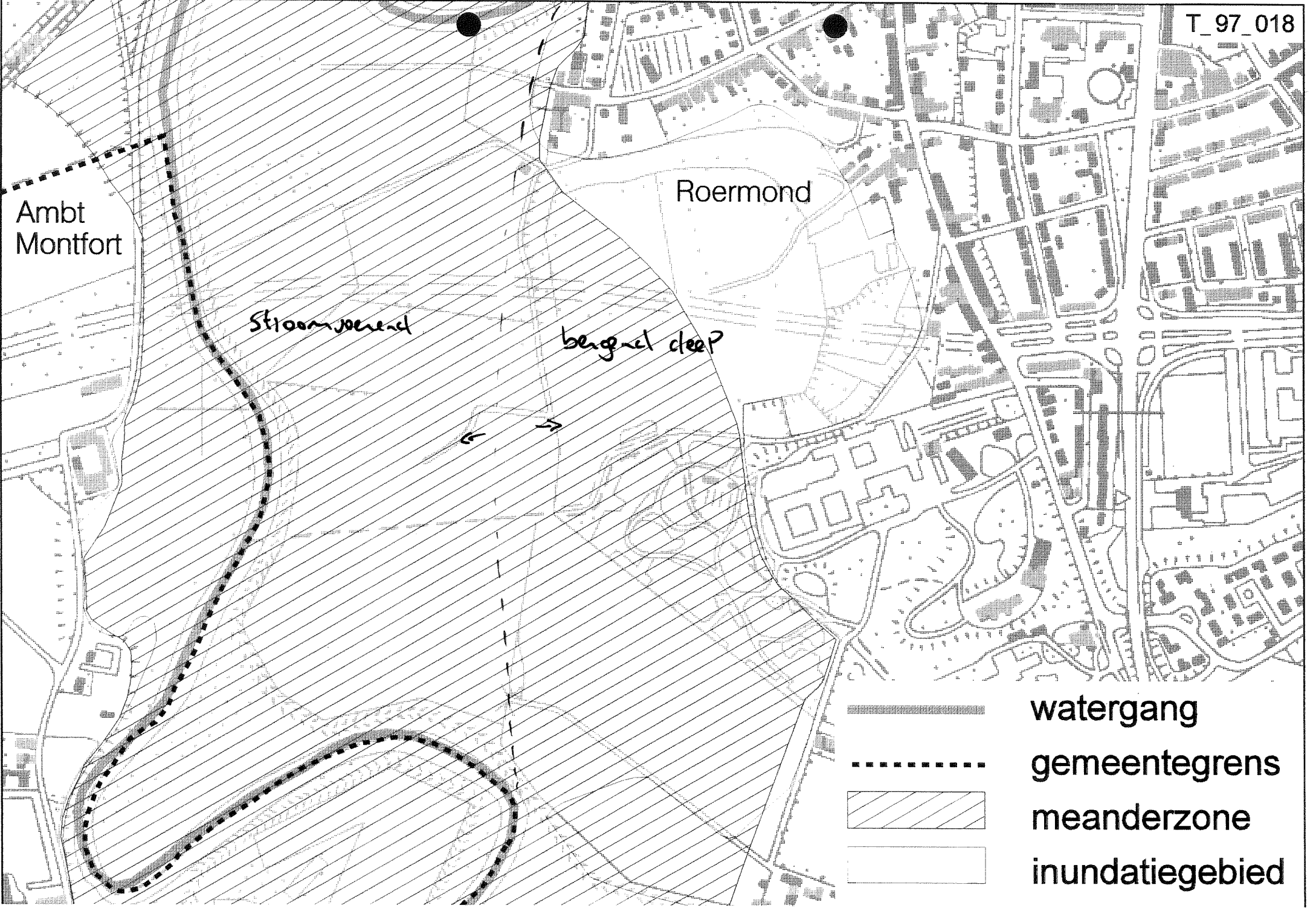
Het tunneltracé doorsnijdt de landbouwwegen, alsmede, nabij metrerings 7.742, de belangrijke ontsluitingsweg van het gehucht Lerop, de Leropperweg. Voor deze kruisende wegen moet een alternatief geboden worden, omdat enerzijds de kortste verbinding tussen Lerop en Roermond verloren gaat en anderzijds de verbinding tussen de boerderij en de weilanden.

- metrerings 8.173-9.037

Dit deel vormt het inundatiegebied van de Roer, die aan de westzijde van dit gebied haar bedding heeft liggen. Sinds korte tijd is deze rivier niet meer genormaliseerd, maar kan zij haar lopen binnen de meanderzone wijzigen. De meanderzone heeft ter hoogte van de Roertunnel een breedte van ca. 580 m. en is samen met het inundatiegebied weergegeven in figuur 2.3, op bladzijde 8. Afhankelijk van de keuze van het verticale alignement van de tunnel zal de meanderzone in de toekomst weer in meer of mindere mate worden beperkt. De breedte van de Roer is op dit moment ongeveer 27 m en de bodem ligt op ca. NAP + 16,00 m. De debieten van de Roer zijn nogal wisselvallig. Naast de stand van de Maas en de neerslag, is de afvoer afhankelijk van spaarbekkens in Duitsland.

Voor het inundatiegebied ter plaatse van het tunneltracé geldt dat het waterniveau overeenkomt met de stand van de Maas. De gemiddelde waterstand ligt op een niveau van NAP + 19,00 m. De waterstand met een herhalingsjijd van honderd jaar is NAP + 21,00 m.

Het gehele inundatiegebied bestaat uit weilanden. Er is geen bebouwing aanwezig en kruisende wegen ontbreken. Qua geluids- en trillingsoverlast gelden hier dan ook geen beperkingen.



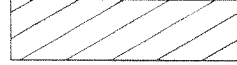



Ambt
Montfort

Roermond

Stroomvoerend

bergenet diep

-  watergang
-  gemeentegrens
-  meanderzone
-  inundatiegebied

Roermond Zuidoost

Het oostelijke deel van de Roertunnel komt in het zuidoostelijke deel van Roermond te liggen, aan de rand van de stad. Ter weerszijden van het tracé bevinden zich woonwijken, voornamelijk uit de jaren 50 en 60. De volledige bebouwing is hier op staal gefundeerd.

- metrerings 9037-9250

In dit gedeelte bevindt zich stadsrand De Kemp. Het tracé doorkruist hier twee wegen en zal noodzakelijke amovering van een aantal woonhuizen betekenen. De dichte nabijheid van woonhuizen en op enige afstand een verpleeghuis noopt tot bijzondere zorg bij de uitvoering ten aanzien van geluid en trillingen.

Om de overlast en het aantal te amoveren woonhuizen te beperken is het van belang dat het ruimtebeslag bij uitvoering zo beperkt mogelijk blijft. Ten aanzien van de bereikbaarheid dienen voorzieningen tijdens de bouwfase te worden getroffen.

Qua maaiveldhoogte vormt dit gebied een overgang. Over een kleine lengte van ca. 150 m stijgt het maaiveld 8 m, van NAP + 20,00 m tot NAP + 28,00 m.

- metrerings 9.250-9.850

Dit gedeelte bestaat uit de St. Wirosingel, vanaf de Karel Doormanstraat tot aan de rotonde bij de Keulsebaan. De langs het tunneltracé aanliggende bebouwing van de scholengemeenschap 'Dr. Cuypers' en enkele woonhuizen en flatgebouwen vormen belangrijke attentiepunten ten aanzien van de bereikbaarheid en de geluids- en trillingsoverlast. De scholengemeenschap ligt met een uitbouw op slechts 3,5 m van de buitenkant van de tunnelconstructie. Hier zal met name zeer omzichtig gewerkt moeten worden om zettingsschade te voorkomen.

Één flatgebouw bevindt zich op slechts 1,5 m van de tunnelconstructie. Dit heeft op de uitvoering van de tunnel geen invloed, omdat deze voor aanvang van de werkzaamheden zal worden geamoveerd. Andere flatgebouwen bevinden zich op een afstand van resp. 5 m en 7 m. Samen met de beperkte ruimte die beschikbaar is bij de tegenoverliggende school, is voor de uitvoering van de Roertunnel slechts een beperkt werkterrein beschikbaar. Zie figuur 2.4 en 2.5.

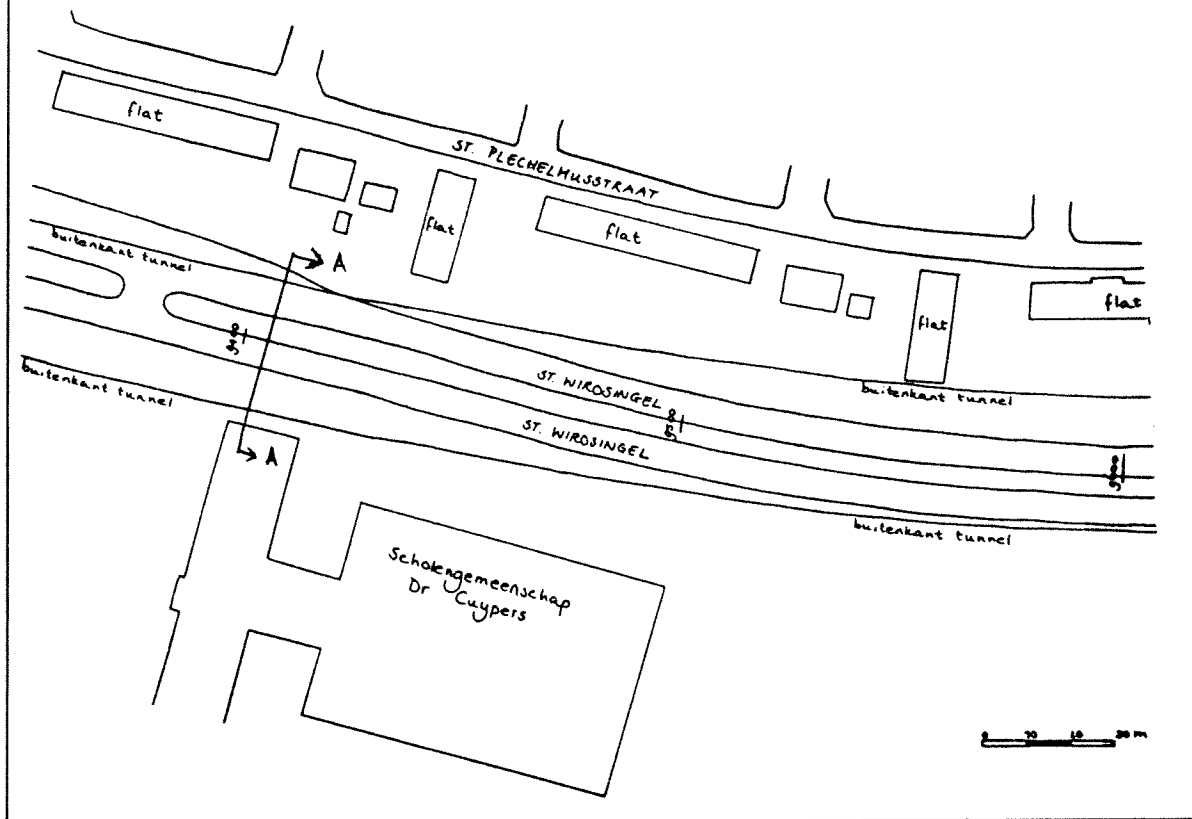
- metrerings 9.850-10.500

Het tracé ter plaatse maakt het noodzakelijk om vooraf aan de uitvoering van de tunnel, ten behoeve van de belangrijke uitvalsweg de Keulsebaan richting industrieterrein 'Heide-Roerstreek', een alternatief voor de verkeersafwikkeling te bieden. Terzake hebben de gemeente Roermond en de provincie Limburg concrete plannen.

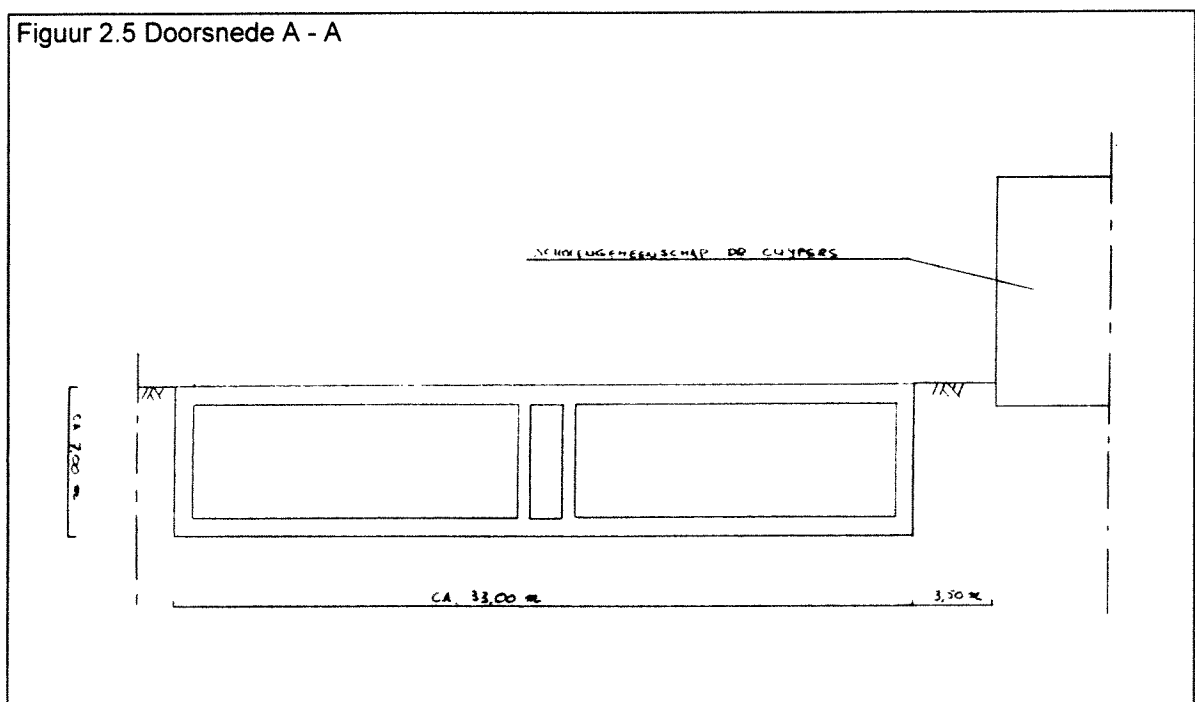
Ook in dit gedeelte is er op sommige locaties slechts zeer weinig ruimte tussen de bebouwing en de buitenkant van de tunnelconstructie. Zo bevindt zich nabij metrerings 10.075 een flatgebouw op een afstand van 5m. Naarmate de tunnel in oostelijke richting vordert, nadert de Van de Boschstraat de Roertunnel op steeds kortere afstand. De afstand tot de woningen is aan het einde van de straat echter nog wel zo groot, dat verwacht kan worden dat de woningen bereikbaar blijven.

Ter hoogte van metrerings 10.093 kruist het tracé de buiten gebruik zijnde goederenspoorlijn Roermond-Monchengladbach. Wat er in de toekomst met de spoorlijn zal gebeuren is niet eenduidig. Er zijn enkele niet uitgewerkte plannen van NS Railinfrabeheer voor hergebruik, maar sloop van de spoorlijn behoort ook tot de mogelijkheden

Figuur 2.4 Plattegrond St. Wirosingel



Figuur 2.5 Doorsnede A - A



Voor een meer gedetailleerde beschrijving wordt korthedshalve verwezen naar de beschrijving van de huidige situatie in het afstudeerverslag van J van der Sanden.

2.2 Wijzigingen functioneel ontwerp

Er is door Rijkswaterstaat, Projectbureau Rijksweg 73-Zuid, een achttal varianten voor het verticaal alignement van de Roertunnel uitgewerkt. Deze varianten onderscheiden zich, behalve in verticaal alignement, ook van elkaar in de mate waarin de tunnel gesloten is. In bijlage 2.2 zijn deze acht varianten weergegeven. Ten tijde van de productie van het afstudeerproject is het overigens meer waarschijnlijk geworden dat, vanwege de kosten, een politieke keuze voor een brug in plaats van een tunnel ter plaatse van het Roerdal wordt gemaakt.

Vanwege de noodzakelijke voortgang van het afstudeerwerk wordt in dit rapport een afgewogen keuze gedaan voor een tunnelvariant.

Het is van belang te vermelden dat J. van der Sanden zich bij haar afstudeerwerk heeft gebaseerd op het tunnel-alignement uit het tracébesluit van 1995. Dit alignement is bij de acht varianten beschreven als variant één. Voor de technisch-constructieve uitwerking is in het voorliggende verslag variant zes als basis gekozen. Op de motivering hiervoor zal verderop worden teruggekomen. Voor de keuze van de uitvoeringsmethode heeft dit enkele vergaande consequenties.

Behalve het feit dat de keuze voor het verticaal alignement en de mate waarin de tunnel gesloten zal zijn nu nog niet bekend zijn, ligt het horizontaal alignement ook nog niet vast. Zo is nu een horizontaal alignement uitgewerkt, dat in het stedelijk gebied uitgaat van een categorie II autosnelweg, hetgeen onder andere wil zeggen dat de ontwerp maximum snelheid op 90 km/uur ligt. Bij een uitvoering volgens die omstandigheden zou de tunnel een discontinuïteit in de rijksweg 73 vormen, hetgeen niet aanvaardbaar wordt geacht. De consequentie hiervan is dat op dit moment door Rijkswaterstaat een nieuw horizontaal alignement wordt uitgewerkt, gebaseerd op de eisen die worden gesteld aan een categorie I autosnelweg. Dit zal resulteren in grotere boogstralen dan die, welke aan het huidige ontwerp ten grondslag lagen. In bijlage 2.3 is het waarschijnlijke werkelijke toekomstige verloop in bovenaanzicht weergegeven. Ter vergelijking kan in bijlage 2.4 het tracéverloop worden gevonden, waarvan tot nog toe was uitgegaan.

Aanpassing van het horizontaal alignement leidt vanwege verkeerstechnische aspecten ook tot aanpassingen van het verticaal alignement. Inzicht in deze problematiek vereist specifiek verkeerskundige kennis. Voor dit afstudeerwerk is ervoor gekozen om de technisch-constructieve beschouwing van de uitvoeringsmethoden voor de Roertunnel te laten geschieden op basis van het huidig ontwerp van één van de acht voornoemde varianten.

2.2.1 Varianten verticaal alignement

De verschillen tussen de varianten betreffen de mate waarin wordt tegemoet gekomen aan de wensen en eisen van de belanghebbenden in het gebied cq. de beleidsbepalende instanties voor de verschillende deelgebieden van het tunneltracé. Deze verschillen bestaan uit de hoogteligging van de tunnel en de mate waarin deze gesloten is uitgevoerd.

Bij aanvang van dit afstudeerproject was de verwachting dat de minister begin 1998 zou besluiten om te kiezen voor één van de acht varianten. Een belangrijke, zo niet de belangrijkste invloed op die keuze zullen de onderlinge kostenverschillen hebben. De keuze voor uitvoering volgens het tracébesluit van december 1995, welke bij de varianten is opgenomen onder variant één, is om deze reden dan ook niet erg waarschijnlijk.

In het volgende zullen de aspecten, die van invloed zijn op de totstandkoming van de acht varianten, worden besproken.

2.2.2 Toetsingsaspecten

- Hoogteligging in het stedelijk gebied

Het oostelijke deel van de tunnel komt in stedelijk gebied te liggen, in het zuidoosten van Roermond tussen de woonwijken 'de Kemp' en 'Kitkensberg'. De tunnel zal grotendeels onder een bestaande weg, de St. Wirosingel, komen te liggen. In figuur 2.2 op bladzijde 7 is een plattegrond van het betreffende gebied opgenomen.

Door de gemeente Roermond is voor dit gebied een herinrichtingsplan gemaakt, dat uitgaat van het tracébesluit van december 1995, dus volgens variant één. Dit houdt in dat zich op het tunneldak een gronddekking van ca. twee meter bevindt.

Het herinrichtingsplan behelst onder andere het herstel van de St. Wirosingel in een nieuwe vorm boven het tunneltracé. In bijlage 2.4 is hiervan een bovenaanzicht gegeven, waarin de geplande nieuw te realiseren en de bestaande te amoveren bebouwing is weergegeven. Het dwarsprofiel van de St. Wirosingel zou moeten bestaan uit een rijweg met aan de zuidzijde naast de rijweg een smalle groenstrook, een fietspad en een trottoir. Aan de noordzijde van de rijweg is een brede groenstrook met bomen gepland. Deze bomen vereisen een grondlaag van twee meter en dienen voor de weg een begeleidende functie te vervullen voor het auto- en vrachtverkeer dat van de St. Wirosingel gebruik zal maken. De gemeente Roermond heeft voor bomen gekozen, omdat struiken een te grote afscheiding vormen tussen rijweg en fietspad cq. voetpad. Deze afscheiding zou de veiligheid van fietsers en voetgangers te veel gevaar doen lopen.

Een bijkomend voordeel van de dekking van twee meter is de mogelijkheid om zonder extra voorzieningen kabels, leidingen en buizen (opnieuw) aan te leggen.

Een groot nadeel van de dekking van twee meter is dat door de diepe ligging van de tunnel de kosten voor aanleg van de tunnel aanzienlijk hoger zullen zijn. Bij een ligging van het tunneldak ter hoogte van het maaiveld zal er minder grondverzet nodig zijn en zullen de horizontale grondbelastingen op de verticale grondkerende wanden geringer zijn, waardoor deze goedkoper gedimensioneerd kunnen worden. Tevens zal, bij een ligging van het tunneldak aan de oppervlakte, de horizontale afdichting van de bodem van de bouwkuip aanzienlijk eenvoudiger zijn, omdat in die situatie, voor het grootste deel van het traject, de stijghoogte van het grondwater zich zelfs bij een herhalingstijd van honderd jaar slechts in de orde van een halve meter tot één meter boven de onderkant van de toekomstige tunnel zal bevinden. Het is duidelijk dat dit aspect, ook voor wat de dimensionering van de tunnelvloer betreft, zal leiden tot grote kostenbesparingen.

- Gevaarlijke stoffen

Een eis, die aan het ontwerp van de tunnel is gesteld, is dat vervoer van gevaarlijke stoffen veilig zal moeten kunnen gebeuren. Dit houdt in dat bij een explosie de dientengevolge ontstane drukgolf moet kunnen ontsnappen, zonder de tunnel zwaar te beschadigen of economisch (gedeeltelijk) onbruikbaar te maken. Op dit moment (eind 1997) wordt bij T.N.O. onderzocht welke voorzieningen hiertoe moeten worden getroffen en over welke lengte de tunnel geheel gesloten zal mogen zijn.

Wat de uitkomst van dit onderzoek zal worden is op dit moment nog niet bekend.

Duidelijk is al wel, dat het toepassen van openingen in het tunneldak de veiligheid aanzienlijk vergroot. Om die reden wordt ervan uitgegaan, dat bij een verhouding open/dicht tunneldak van 40/60 procent de veiligheid bij vervoer van gevaarlijke stoffen voldoende gegarandeerd is.

- Meandergebied

Het waterschap Roer en Overmaas stelt eisen aan de mate waarin het beekje de Roer in de toekomst zal kunnen meanderen. In het verleden is besloten om de Roer haar natuurlijke vrijheid terug te geven en zodoende minimale beperkingen op te leggen voor het horizontaal verplaatsen van de as van het zomerbed. Dit heeft geleid tot een vrije meanderzone ter plaatse van het tunneltracé met een breedte van 580 m.

Voor de dekking op het tunneldak onder het zomerbed van de Roer is, mede met het oog op mogelijke toekomstige bodemdaling, bepaald dat deze minimaal 1,50 m moet bedragen. Deze dekking is van toepassing op het huidige laagste niveau van de bodem, dat zich op NAP + 16,35 m bevindt. De dwangpunten, waardoor de hoogteligging van de tunnel wordt bepaald, zijn de grenzen van het meandergebied. Ter plaatse van deze grenzen moet het tunneldak zich dus 1,50 m onder het huidige laagste bodemniveau van de Roer bevinden. Bij de wens van het waterschap Roer en Overmaas dat de rivier vrij zal kunnen meanderen over de voornoemde breedte van 580 m leidt dit over een aanzienlijke lengte van het tunneltracé tot een grote diepteligging.

De kosten van de tunnel worden hoger naarmate de tunnel dieper moet komen te liggen. Het verkleinen van de breedte waarover de Roer vrij zou mogen meanderen leidt dus tot kostenbesparingen. In de verschillende varianten is, behalve voor variant één, de vrije meanderzone dan ook beperkt.

- Inundatiegebied

Als het debiet een waarde van 60 m³/s bereikt, treedt de Roer buiten de oevers van haar zomerbed en wordt het inundatiegebied overstroomd. Dit vindt meestal plaats in het voorjaar, terwijl het bij zware regenval ook mogelijk is dat een overstroming voorkomt in de maanden juli en augustus.

Het verkleinen van de stroomvoerende breedte in dit inundatiegebied kan vanwege de opstuwung die dit bovenstrooms teweeg brengt niet straffeloos in onbeperkte mate tijdelijk of permanent gebeuren. Bovenstrooms van de kruising van de tunnel met de Roer bevinden zich enkele lokaties waar de dijken bij de hoge waterstanden van 1995 nog ternauwernood voldeden. Een waterstandsverhoging ten gevolge van opstuwung kan dus niet zonder meer worden toegestaan.

In figuur 2.3 op bladzijde 7 is het inundatiegebied weergegeven, met daarin aangegeven een onderverdeling in een stroomvoerend en een bergend deel.

2.2.3 Keuze variant

Bij de selectie van de variant die als basis zal worden genomen voor de technisch-constructieve uitwerking is gekeken naar de waarschijnlijkheid dat door de politiek eenzelfde keuze zou worden gedaan. Hierbij is de verwachting dat de hieronder aangegeven opeenvolging van prioriteiten zal worden gehanteerd:

1. Eisen Roer en Overmaas ten aanzien van beperking inundatiegebied
2. Veiligheid ten aanzien van het vervoer van gevaarlijke stoffen
3. Economische aspecten
4. Herinrichtingsplan gemeente Roermond
5. Breedte vrije meanderzone

Hierbij hebben de eisen ten aanzien van de beperking van de stroomvoerende breedte en de daarvan afhankende waterafvoercapaciteit, een onoverkomelijk karakter. Variant twee voorziet in een dermate grote beperking van deze stroomvoerende breedte dat deze dientengevolge afvalt.

De veiligheid ten aanzien van het vervoer van gevaarlijke stoffen heeft voor het stedelijk gebied als consequentie dat het tunneldak ter hoogte van het maaiveld dient te komen liggen. Dit valt samen met de verwachting dat de landelijke politiek economische aspecten zal laten prevaleren boven de wensen van de gemeente Roermond. Hierdoor zijn alle varianten, waarbij voor het stedelijk gebied in een dekking van twee meter is voorzien, onvoordelig. Dit betreft de varianten één, drie en vier.

Varianten vijf en acht zijn minder kansrijk, omdat zij over een bepaald gedeelte niet worden uitgevoerd als een open tunnelbak, terwijl dat zonder meer mogelijk zou zijn. Voor variant vijf is dat de 'boomgaard', het gedeelte tussen de Leropperweg en het Roerdal, voor variant acht is dat het overgangsgebied tussen het Roerdal en het stedelijk gebied.

Variant zeven gaat voor de eisen, die gelden ten aanzien van de explosie-veiligheid, voor het stedelijk gebied uit van een zodanige verdeling open/dicht voor het tunneldak, dat het ten eenen male onmogelijk zal zijn om hierop opnieuw de St. Wirosingel aan te brengen. Naar verwachting zal dit onacceptabel worden geacht en is een keuze voor variant zeven dan ook niet waarschijnlijk.

De meest optimale variant, indien de aangenomen prioritering wordt gehanteerd, is variant zes. Deze variant is degene die als basis wordt genomen voor het technisch-constructief ontwerp.

De breedte van het vrije meandergebied is bij deze variant beperkt tot 250 meter. Dit houdt het midden tussen de breedte van 580 meter die de Roer bij variant één gegund wordt en de minimale waarde van 220 meter bij een aantal andere varianten.

Het alignement en de grenzen van de gebieden waar de tunnel wordt uitgevoerd met een geheel of gedeeltelijk gesloten tunneldak, danwel wordt uitgevoerd als open tunnelbak, wordt als uitgangspunt genomen. Variant zes wordt exact gehanteerd zoals dat door Rijkswaterstaat, Projectbureau Rijksweg 73-Zuid, is getekend en van getalwaarden is voorzien.

2.3 Consequenties van wijzigingen van het functioneel ontwerp

De selectie van geschikte uitvoeringsmethoden voor de realisatie van de Roertunnel, door J. van der Sanden, is verricht met de randvoorwaarden en uitgangspunten die gelden bij de uitvoering volgens het tracébesluit van 1995. Bij een uitvoering volgens variant zes kan aan een aantal van die randvoorwaarden en uitgangspunten niet meer worden voldaan.

De belangrijkste worden hier genoemd:

- De vrije meanderbreedte van de Roer is beperkt.
- De boomgaard in het Roerdal-West zal niet kunnen worden hersteld. In dit gebied is een open tunnelbak gepland.
- De Roertunnel zal in het stedelijk gebied met een voor veertig procent geopend tunneldak aan de oppervlakte komen te liggen. Dit heeft evidente consequenties voor het herinrichtingsplan van de gemeente Roermond voor dit gebied.

Bij de motivering voor de keuze van variant zes zijn deze aspecten reeds aan de orde gekomen. Deze randvoorwaarden en uitgangspunten zullen als vervallen worden beschouwd.

Door J. van der Sanden is geconcludeerd dat voor het stedelijk gebied twee uitvoeringsmethoden als meest geschikt kunnen worden aangemerkt; de diepwandkuip met een gewapende onderwaterbetonvloer en trekpalen en de duurdere, maar snellere wanden-dak methode met verhoogde luchtdruk. Deze conclusie is gedaan onder de aanname dat er in het gehele stedelijk gebied een minimale dekking van twee meter op het tunneldak aanwezig zou moeten zijn, zoals gesteld was in het tracébesluit.

Variante zes daarentegen voorziet voor metrerings 9.465 tot 10.115 in een gedeeltelijk geopend tunneldak op huidig maaiveld niveau. Deze twee meter hogere ligging heeft met name ten aanzien van de grondwaterstand zeer grote voordelen.

Van metrerings 9.075 tot 9.465 zal het tunneldak wel weer geheel gesloten zijn, waarbij er een gronddekking op het tunneldak gepland is. Deze gronddekking (bij metrerings 9.075 ca. 0,5 m) is daarentegen nog altijd zeer gering in vergelijking met de dekking waarin het tracébesluit voorziet (bij metrerings 9.075 ca. 4,8 m).

De ondiepere ligging is reden om voor het stedelijk gebied een nieuwe afweging te maken ten aanzien van de meest geschikte uitvoeringsmethode. Ook voor het Roerdal zal een nieuwe afweging worden gemaakt, welke is gebaseerd op gewijzigde omstandigheden en andere inzichten.

2.4 Grondopbouw

Door het Nederlands Instituut voor Toegepaste Geowetenschappen, NITG-TNO, is onderzoek verricht naar de opbouw van de ondergrond. Het onderzoek betrof het samenstellen van een geologisch profiel van de ondergrond van de rijksweg 73-Zuid. Het geologisch profiel is voor het gehele tracé bepaald tot een diepte van circa 25 m onder maaiveld. Ter hoogte van de kunstwerken bij Tegelen, Swalmen en Roermond is de interpretatie in de profielen verdiept tot circa 40 m onder maaiveld.

Het onderzoek is verricht met gebruikmaking van bij het NITG-TNO aanwezige ondiepe tot matig diepe boringen, aangevuld met door Rijkswaterstaat verstrekte sonderingen en boringen. Het onderzoek naar de ondergrond in het tracé rijksweg 73-Zuid heeft uiteindelijk geleid tot de definitie van 15 geomechanische subeenheden, welke in tabel 2.1 staan beschreven.

De beschikbare geologische en geomechanische gegevens zijn geïnterpreteerd en verwerkt in een profiel. Dit profiel is voor het gedeelte van de Roertunnel te vinden in bijlage 2.5. Hierbij dient te worden opgemerkt dat het profiel slechts een vereenvoudigd beeld weergeeft van de ondergrond. Op plaatsen waar geen data beschikbaar was is een interpretatie gemaakt.

In totaal zijn ter plaatse van de Roertunnel zes sonderingen en drie boringen gemaakt. Ter plaatse van het Roerdal zijn twee sonderingen en één boring beschikbaar; een sondering en een boring in de nabijheid van de Roer en een sondering midden in het Roerdal. De overige sonderingen en boringen zijn in het stedelijk gebied langs de St. Wirosingel gemaakt.

In bijlage 2.6 zijn de exacte lokaties van de sonderingen en boringen aangegeven in een plattegrond. De tevens aangegeven langs- en dwarsdoorsneden van de tunnel zijn overigens voor deze studie niet van toepassing.

De resultaten van de sonderingen en boringen zijn terug te vinden in bijlagen 2.7 en 2.8.

Uit de sonderingen kan de grondsoort, de laagopbouw van de grond en verscheidene

grondparameters worden afgeleid. Met de afleiding van grondparameters uit sonderingen dient de nodige voorzichtigheid te worden betracht, omdat de meeste correlaties niet theoretisch onderbouwd zijn en beperkte geldigheid bezitten.

De sonderingsmethode is uitermate geschikt om de Nederlandse grond te onderzoeken. In gebieden met zeer grof grind, stenen of rots in de ondergrond verliest de sondering zijn waarde wegens het vastlopen van de conus in het gesteente of de storing van het gedrag door individuele grindkorrels. Aangenomen kan worden dat gesondeerd kan worden in grindlagen tot een korreldiameter van maximaal 10 à 20 mm; de waarde de van conusweerstand is dan echter beperkt. Voor de bepaling van de schachtwrijving dient bijvoorbeeld reeds bij een korreldiameter groter dan 0,6 mm een reductiefactor van 0,75 te worden toegepast.

Tabel 2.1 Geomechanische subeenheden

Groep/Formatie	Geomechanische subeenheid	lithologie
Formatie van Singraven	SI	klei, leem, zand en veen
Betuwe Formatie	BE	fijn tot grof zand, leem en klei
Nuene Groep	NU	zeer fijn tot matig fijn zand, lokaal met leemlagen
Formatie van Kreftenheye	KR1 KR2	klei en/of leem met zandlaagjes matig fijn tot zeer grove zanden, kleilig en bevat grind
Formatie van Veghel	VL1 VL2 VL3	klei met veen grove grindhoudende zanden zandhoudende grinden
Formatie van Sterksel	ST	grove grindhoudende zanden, grinden en dunne kleilagen
Formatie van Kedichem	KE	klei, leem en uiterst fijn zand met veenlagen
Formatie van Tegelen	TE1 TE2	humeuze klei met leem matig fijn tot grof zand met fijn grind
Kiezeloöliet Formatie	KI1 KI2	klei, veen en bruinkool, matig grof tot uiterst grof zand en ligniet
Formatie van Breda	BR	(glauconiethoudende) matig fijn tot matig grove zanden

In tabel 2.2 staat de korrelgrootte-classificatie van verschillende grondsoorten gegeven.

Op basis van het geologisch profiel kan worden geconcludeerd dat voor het Roertunneltracé de nodige voorzichtigheid moet worden betracht bij de interpretatie van de sondeerwaarden, welke gevonden worden voor de geomechanische subeenheid VL3 (ca. NAP + 15 m tot NAP + 3 m), onderdeel van de Formatie van Veghel.

Tabel 2.2 Grondsoorten, klassebenaming en korrelgroottes

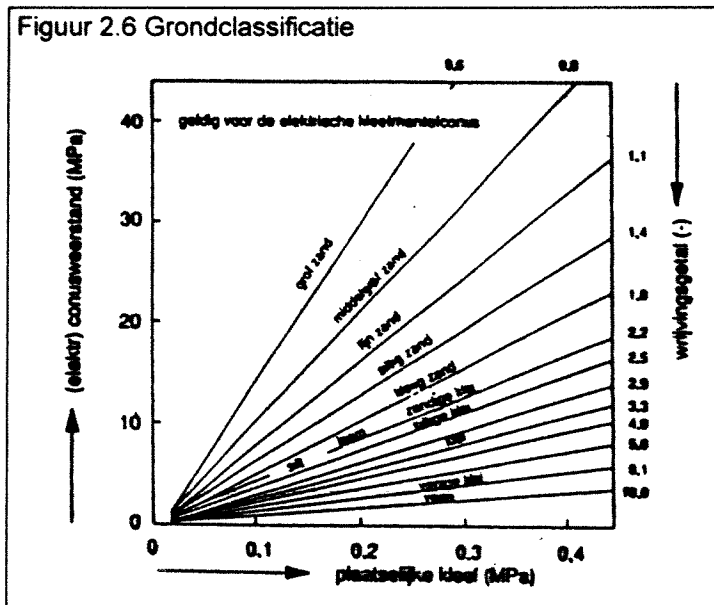
grondsoort en klassebenaming (NEN5104)	korrelgrootte bereik (NEN5104)
klei (of lutum)	< 2 μm
silt (of leem)	2 - 63 μm
uiterste fijn zand	63 - 105 μm
zeer fijn zand	105 - 150 μm
matig fijn zand	150 - 210 μm
matig grof zand	210 - 300 μm
zeer grof zand	300 - 420 μm
uiterst grof zand	420 μm - 2 mm
fijn grind	2 - 5,6 mm
matig grof grind	5,6 - 16 mm
zeer grof grind	16 - 63 mm

Tijdens de uitgevoerde sonderingen zijn de conusweerstand en het wrijvingsgetal (het quotient van de plaatselijke kleef en de conusweerstand, in procenten) gemeten. Uit het wrijvingsgetal kan de grondsoort worden afgeleid. Bij een afname van de deeltjesgrootte neemt het wrijvingsgetal toe. Hieruit wordt geconcludeerd dat zand en grind een laag wrijvingsgetal hebben en dat cohesieve lagen een hoog wrijvingsgetal bezitten. Een indeling van de grondsoort kan bijvoorbeeld aan de hand van tabel 2.3 gebeuren.

Tabel 2.3

Grondsoort	Wrijvingsgetal
zand	1
leem of zand/klei-mengsel	2
klei	3 - 5
veen	8 - 10

Figuur 2.6 Grondclassificatie



In het volgende zullen de resultaten van de uitgevoerde sonderingen en boringen voor het Roerdal en voor het stedelijk gebied worden beschreven. Als ter plaatse van een uitgevoerde sondering geen boring is gemaakt kan een inschatting van de grondsoort worden gemaakt aan de hand van figuur 2.6, een aantal tabellen, welke zijn terug te vinden in bijlage 2.9 en het geologisch profiel volgens het NITG-TNO.

Opgemerkt kan nog worden dat bij een vergelijking van het grondprofiel op basis van een classificatie van sondeerwaarden en het grondprofiel op basis van een nabijgelegen boring, zoals bijvoorbeeld sondering DKMP 3.18.1 en de circa 25 meter daarvandaan genomen boring B 3.18.1, naar voren komt, dat de grondopbouw nogal grillig is; de grondlagen vertonen grote hoogtgradienten.

2.4.1 Roerdal

De sondering met nummer DKMP 3.18.1 en boring B 3.18.1 zijn gemaakt nabij metrerings 8.160, iets ten westen van de Roer.

Zoals uit de boring valt af te lezen bestaan de bovenste grondlagen, tot NAP + 16,10 m, uit zand met afwisselend een sterk siltige of zwak siltige samenstelling. Hieronder bevindt zich een leemlaag met een dikte van ca. 2,30 m. Onder de leemlaag wordt vanaf NAP + 13,80 m grind gevonden. (Opvallend hierbij is, zoals al eerder was opgemerkt, dat ondanks de korte afstand tussen de boring en de bijbehorende sondering de grondlagen qua hoogteligging toch enigszins afwijken.)

Uit het geologisch profiel volgens het NITG-TNO volgt globaal eenzelfde beeld. De bovenste 7 à 8 m wordt gevormd door de Formatie van Kreftenheye, fijn tot zeer grof zand, met op enkele plaatsen, voornamelijk bovenin, klei- of leemlagen. De lithografische variatie in de afzetting is groot, wat karakteristiek is voor een rivierafzetting.

Onder de Formatie van Kreftenheye bevindt zich de formatie van Veghel. Deze eenheid bestaat uit klei, fijn zand tot grove, grindhoudende zanden met grindbanken. Het bovenste gedeelte van de Formatie van Veghel bestaat uit zanden en lokaal komen klei-inschakelingen aan de top van de Formatie van Veghel voor.

Onder de Formatie van Veghel bevinden zich nog de Formaties van Sterksel en Kedichem. De Formatie van Sterksel bestaat uit grindhoudende zanden en is op deze lokatie meer dan 20 m dik. Op meer dan veertig meter onder het maaiveld bevindt zich de Formatie van Kedichem, fijne zanden, leem, klei en veen.

De tweede sondering die in het Roerdal is gemaakt (DKMP 3.18.2) ligt ter plaatse van metrerings 8.600, ongeveer halverwege het inundatiegebied. Bij deze sondering is geen boring gemaakt. Uit de sonderingsgegevens kunnen evenwel voorspellingen gedaan worden over de bodemsamenstelling. Van NAP + 20,75 m tot NAP + 18,50 m bevindt zich een kleilaag, welke wordt gekenmerkt door de combinatie van een lage sondeerwaarde met een hoog wrijvingsgetal. Hieronder bevindt zich een ca. 3,00 m dikke leemlaag. Tot NAP + 14,00 m wordt vervolgens zwak siltig zand gevonden. Onder NAP + 14,00 m bevindt zich ook hier zandhoudend grind.

Ook hier kloppen de bevindingen uit de sondeerwaarden met het profiel van het NITG-TNO. De bovenste 6,75 m wordt gevormd door de Formatie van Singraven, humeuze klei, leem zand en veen. Onder NAP + 14,00 m worden weer de Formaties van Veghel, van Sterksel en van Kedichem gevonden.

2.4.2 Stedelijk gebied

In het stedelijk gebied is de beschikking over vier sonderingen en twee boringen. De sondering DKMP 3.17.3 en boring B 3.17.3 zijn gemaakt ter plaatse van metrerings 9.250. De tweede en derde sondering (DKMP 3.17.5 resp. DKMP 3.17.4) zijn uitgevoerd ter plaatse van metrerings 9.450 resp. 9.900. Ter plaatse van metrerings 10.100 zijn de meest oostelijke

sondering en boring uitgevoerd (DKMP 3.17.6 en B 3.17.6).

De samenstelling van de grond op de vier plaatsen komt redelijk overeen. Steeds wordt tot op een diepte van NAP + 15,00 à NAP + 16,00 m zand aangetroffen met een afwisselend zwak of matig siltige samenstelling. Bij sondering DKMP 3.17.4 wordt echter nog een circa 3,50 m dikke leem- en kleilaag gevonden. Beneden het zandpakket bevindt zich een zandhoudend grindpakket.

Dit beeld stemt iets minder overeen met het profiel volgens het NITG-TNO. Tot op een diepte van circa NAP + 23,00 m wordt hier de aanwezigheid van de Formatie van Nuenen aangegeven. Deze Formatie bestaat uit zeer fijn tot matig fijn zand en leemlagen. De leemlagen komen evenwel alleen in sondering DKMP 3.17.4 duidelijk naar voren. Onder de Formatie van Nuenen worden weer achtereenvolgens de Formaties van Kreftenheye, Veghel, Sterksel en Kedichem gevonden.

2.4.3 Toepasbaarheid damwanden

De toepasbaarheid van dam- en combiwanden in de zandhoudende grindlagen vraagt speciale aandacht. Ten aanzien van de damwanden kan worden afgevraagd of ze trillend en/of heidend op diepte kunnen worden gebracht, zonder dat ze een zodanig grote vervorming ondergaan, dat ze hun grond- en grondwaterkerende functie niet meer naar behoren kunnen vervullen. Hetzelfde geldt voor de tussenplanken bij combiwanden.

Indien het inbrengen van dam- en combiwanden mogelijk is, is het tevens de vraag of het trillingsniveau bij het inbrengen (en eventueel verwijderen) van dien aard is, dat de omliggende bebouwing in het stedelijk gebied hiervan geen schade ondervindt. Deze bebouwing is op staal gefundeerd en voor een groot gedeelte opgebouwd uit metselwerk. Zodoende kan de bebouwing worden aangemerkt als erg kwetsbaar.

De hei- en trilbaarheid van dam- en combiwanden in de zandhoudende grindlagen is een aspect dat behalve voor de Roertunnel ook voor de tunnel bij Swalmen van belang is. Vanuit de behoefte om meer inzicht te krijgen in de (on)mogelijkheden, is daarom bij Swalmen, op initiatief van de Bouwdienst van Rijkswaterstaat afd. Tilburg, een proefproject uitgevoerd. Hoewel de grondgesteldheid ter plaatse van de tunnel bij Swalmen niet identiek is aan die van het Roertunnel tracé, hebben de resultaten wel waarde voor de verwachting die kan worden uitgesproken voor Roermond.

De grindlaag waarop de proefnemingen bij Swalmen betrekking hebben, behoort tot dezelfde geomechanische subeenheid, als de bovenste grindhoudende geomechanische subeenheid bij Roermond, VL3, onderdeel van de Formatie van Veghel.

De onzekerheid met betrekking tot het maken van een verticale bouwputbegrenzing bestaande uit dam- of combiwanden betrof de volgende punten:

1. de mogelijkheid van het inbrengen van de dam- en combiwanden tot een bepaalde diepte in de aanwezige grindlagen
2. het effect van het voorboren ter plaatse van damwandsloten op het inbrengen van de damwanden
3. de trillingsintensiteit en het frequentiespectrum in de omgeving, welke ontstaat tijdens het heiwerk
4. het geluidsniveau in de omgeving, welke optreedt tijdens het heiwerk, en de mogelijkheden tot beperking van dit niveau

Hoewel deze proefnemingen reeds zijn gedaan was er tot op het moment van verschijnen van

dit afstudeerverslag nog geen schriftelijke evaluatie over beschikbaar. Toch konden ten aanzien van een aantal punten reeds kwalitatieve conclusies worden getrokken.

De proefnemingen hadden betrekking op Hoesch 1700 profielen, AZ 26 profielen en voor de combiwand twee buispalen \varnothing 1420 mm, met een dubbele tussenplank Larssen 3S. De gegevens staan in onderstaande tabel.

Het weerstandsmoment W en het traagheidsmoment I zijn gegeven per strekkende meter damwand. De breedte is gegeven voor een dubbel profiel.

Tabel 2.4 Gegevens van beproefde damwanden

Damwand	profiel	hoogte [mm]	Breedte [mm]	Flensdikte [mm]	lijfdikte [mm]	W [cm ⁻³]	I [cm ⁻⁴]
H 1700	Z	350	1.150	10	9	1.420	30.100
AZ 26	Z	427	1.260	13	12,2	2.600	55.510
Larssen 3S	S	P.M.	1.000	P.M.	P.M.	2.000	38.000

Ten aanzien van de Hoesch 1700 profielen, welke ter plaatse van de sloten waren voorgeboord en waarvan het voorgeboorde gat was voorzien van een bentoniet/cement mengsel, kon worden geconcludeerd dat het intrillen zeer goed mogelijk is. Bij deze profielen is geen test gedaan naar de heikbaarheid. De reden dat het intrillen zo goed mogelijk is, wordt gezocht in het feit, dat de grindlaag behoorlijk zandhoudend is, waardoor er door de opspanning van het grondwater een afname plaats vindt in de korreldruk. De aanwezigheid van zand in de grindlagen wordt daarom essentieel geacht voor succesvol intrillen. Om deze reden zal aanvullend grondonderzoek voor Roermond moeten worden verricht.

Ook het trillend terugwinnen van de profielen ging zonder problemen.

Het inbrengen van de AZ 26 profielen, waarbij gebruik werd gemaakt van trillen, zowel als heien, bleek ook mogelijk. Hierbij is voor een aantal damwandprofielen voorgeboord ter plaatse van de sloten, waarbij het gat werd gesteund door een bentoniet suspensie, danwel door een cement-bentoniet-mengsel. Ook is een aantal AZ 26 profielen geheid en getrild, zonder dat van te voren gaten waren geboord.

Een belangrijke uitkomst van deze proef was dat het voorbereiden van de gaten ter plaatse van de sloten voor deze situatie vrijwel overbodig is; alle damwandprofielen waren goed op diepte te brengen, en liepen niet uit het slot, of er nu wel of niet was voorgeboord. Omdat het voorbereiden relatief veel kost ligt het voor de hand dit achterwege te laten.

Nadat de profielen weer waren teruggewonnen, bleek wel dat ze aan de onderzijde behoorlijk in een waaier-vorm waren vervormd. Een consequentie hiervan is dat er bij de berekening voor het onderste gedeelte van de damwand moet worden gerekend op een afname van de momentopname capaciteit en een afname in de stijfheid. De reden hiervoor is dat door de vervorming in een waaier-vorm, de flenzen van de profielen dichter bij de neutrale lijn komen te liggen.

Een tweede consequentie is dat de profielen niet (geheel) herbruikbaar zijn.

Het inbrengen en terugwinnen van de buispalen \varnothing 1420 mm ging eveneens zonder problemen, evenals het inheien van de dubbele tussenplanken Larssen 3S. Voor deze combiwand waren wel gaten geboord op alle slotlocaties.

Ten aanzien van het trillingen- en het geluidsniveau is tot op dit moment eveneens nog niets gepubliceerd. Wel kon reeds in kwalitatieve zin worden gezegd dat het trillingen- en geluidsniveau voor zowel heien als trillen, met of zonder voorbereiden op slotlocaties, dermate hoog was, dat dam- en combiwanden op één van deze wijzen inbrengen voor het stedelijk gebied ten enen male uitgesloten is.

2.4.4 Conclusies

Uit de sonderingen, boringen en het geologische profiel van NITG-TNO blijkt dat zowel in het Roerdal, als in het stedelijk gebied vanaf circa NAP + 13,00 à 14,00 m resp. NAP + 15,00 à 16,00 m tot op maximaal NAP - 15,00 m zich grondlagen bevinden die kunnen worden geclassificeerd als zandhoudend grind.

Vanwege het bovenstaande en met het oog op de resultaten van de sonderingen en boringen van de hoger gelegen grondlagen, alsmede het feit dat de bebouwing in het stedelijk gebied geheel op staal gefundeerd is, kan worden geconcludeerd dat de tunnel, voor wat neerwaartse belasting van de ondergrond betreft, zonder meer op staal gefundeerd kan worden.

Ten behoeve van berekeningen, welke verderop in het afstudeerwerk beschreven staan, is het nodig om voorspellingen te doen voor de diverse grondparameters van afzonderlijke grondlagen, op verschillende locaties. Omdat grondlagen, zoals reeds eerder aangegeven, nogal wat hoogtegradiënten hebben en de sonderingen en boringen op een nogal grote onderlinge afstand van elkaar zijn genomen zal aanvullend grondonderzoek in de toekomst noodzakelijk zijn.

Voor dit rapport is er voor gekozen om op de locaties van de zes beschikbare sonderingen de grondopbouw te classificeren naar grondsoort en daarbij naar zo goed mogelijk inzicht de betreffende grondparameters te bepalen. Om niet een te grote nauwkeurigheid te suggereren zullen de berekeningen op diverse locaties in het tracé geschieden op basis van het geschetste grondprofiel van de daarbij van toepassing geachte sondering.

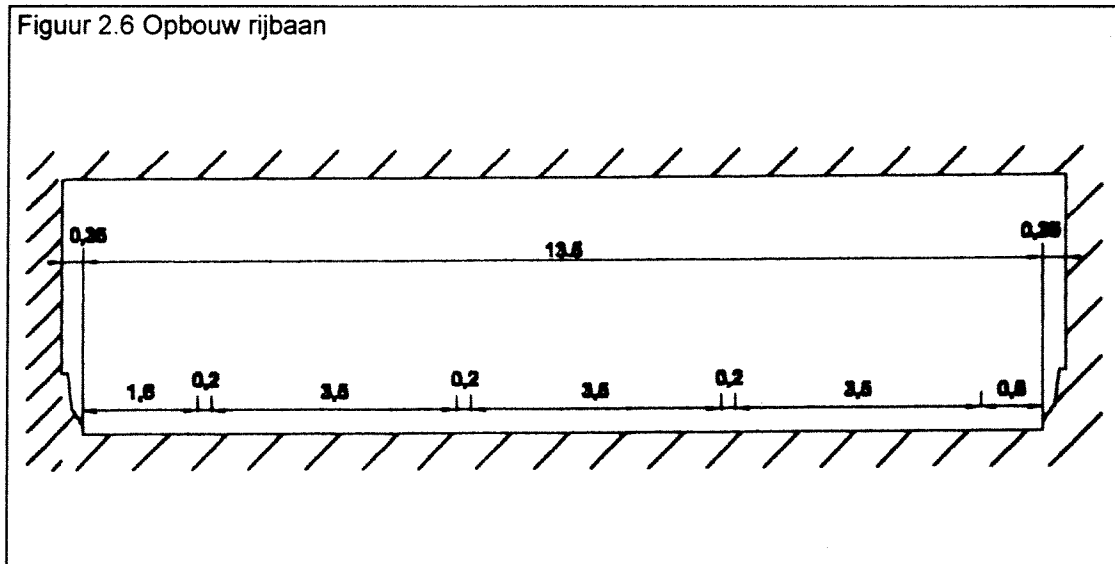
In bijlage 2.10 zijn de geschetste grondprofielen gegeven. Voor iedere grondlaag staan de geschatte grondparameters in tabelvorm erbij. In bijlage 2.11 zijn deze profielen op schaal weergegeven in een langsdoorsnede van het tracé, waarbij op basis hiervan een inschatting is gemaakt voor de grondopbouw voor het gehele tunneltracé.

Ten aanzien van de hei- en trilbaarheid van dam- en combiwanden kan worden geconcludeerd, dat dit onder voorbehoud mogelijk is, indien geluids- en trillingsoverlast geen problemen opleveren voor de omgeving. Hierbij wordt wel aanbevolen om voor een beter onderbouwde bepaling van het minimaal benodigde weerstandsmoment voor inbrengen, nog aanvullende proeven te doen ter plaatse van het Roertunneltracé.

Voor deze studie wordt gebruik gemaakt van de bevindingen bij Swalmen. Op grond hiervan wordt toepassing van damwanden met een minimaal weerstandsmoment van $1420 \text{ cm}^3/\text{m}^1$ wand mogelijk geacht.

2.5 Profiel van vrije ruimte

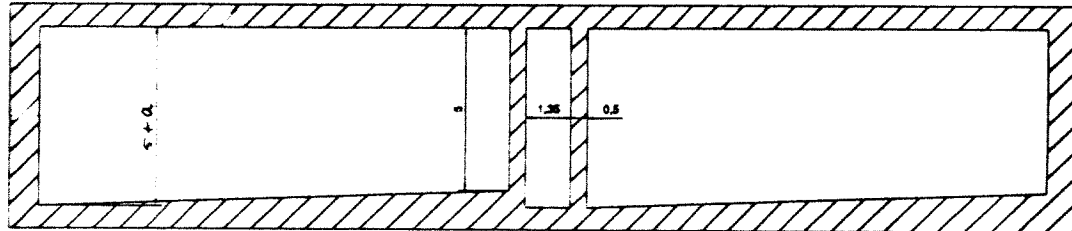
Voor de Roertunnel zijn op dit moment bij Rijkswaterstaat nog niet de exacte afmetingen van het profiel van vrije ruimte bekend. Duidelijk is al wel dat er een categorie I autosnelweg, met twee rijstroken en een vluchtstrook vice versa doorheen moet. Dit resulteert in een minimale breedte van de tunnelbuizen van 14,20 m. De opbouw van deze breedte is te zien in figuur 2.6.



Met deze breedte wordt ook de eis gehonoreerd dat in geval van afsluiting van één tunnelbuis door de andere tunnelbuis, volgens het contraflow systeem 4-0, in beide richtingen het verkeer kan worden afgewikkeld. Voor het contraflow systeem 4-0 wordt in de ROA (Richtlijnen Ontwerp Autosnelwegen) een minimale breedte van 12,00 m voorgeschreven. In het Advies inzake Contraflow systemen 3-1 en 4-0 voor werken in uitvoering op autosnelwegen dd. 22 augustus 1996, wordt echter geadviseerd om minimaal een breedte van 12,50 m aan te houden. Aan dit advies wordt ruimschoots voldaan. De toegestane maximum snelheid onder deze omstandigheden is vastgesteld op 90 km/uur.

In bochten zal de breedte van het vrije profiel in verband met de benodigde zichtlengte groter moeten zijn dan op rechte gedeelten. Dit geldt overigens ook aan de oostzijde van de Roertunnel, waar een invoegstrook gedeeltelijk de tunnelbuis inloopt. Ten tijde van dit afstudeerwerk waren deze afwijkende breedtematen echter nog niet beschikbaar. Gekozen is daarom om voor de gehele tunnallengte uit te gaan van een profiel van vrije ruimte als getekend in figuur 2.7. De afmetingen van de buitenwanden, de vloer en (eventueel) het dak moeten nog worden bepaald.

Figuur 2.7 Doorsnede tunnel



3 Overzicht Toepasbare Uitvoeringsmethoden

Het alignement volgens variant zes geeft aanleiding tot een nieuwe indeling van het tracé in vier deelgebieden:

stedelijk gebied	metreering 9.075 tot 10.115	(=1.040 m)
overgangsgebied Roerdal/stedelijk gebied	metreering 8.835 tot 9.075	(= 240 m)
Roer en inundatiegebied	metreering 8.140 tot 8.835	(= 695 m)
Roerdal-West	metreering 7.840 tot 8.140	(= 300 m)

Bij de beschrijving van de mogelijke uitvoeringsmethoden per deelgebied is als uitgangspunt genomen, dat de uitvoeringsmethode in het deelgebied logisch en technisch mogelijk moet zijn. Zo is bijvoorbeeld toepassing van de wanden-dak methode, een methode die gericht is op snel herstel van maaiveld, voor het inundatie gebied niet logisch, omdat in dit deelgebied geen randvoorwaarden of uitgangspunten gelden die daartoe aanleiding zouden geven. Voor het stedelijk gebied is bijvoorbeeld het toepassen van een afgezonken tunnel technisch niet mogelijk, vanwege de hoge ligging. Vanwege het gekozen verticale alignement is het bijvoorbeeld ook niet mogelijk om een boortunnel toe te passen. Dat zou namelijk resulteren in een aanzienlijk diepere ligging.

In het volgende zullen voor de verschillende deelgebieden de relevante randvoorwaarden en uitgangspunten die gelden bij het alignement volgens variant zes worden weergegeven. Op grond hiervan zal per deelgebied een aantal toepasbare uitvoeringsmethoden worden beschreven.

Omdat het de bedoeling is om deze uitvoeringsmethoden onderling te vergelijken, waarbij ook de kosten een belangrijke rol zullen spelen, is het noodzakelijk om reeds na de beschrijving van de een uitvoeringsmethode een definitieve afbakening te maken voor de manier waarop die uitvoeringsmethode wordt uitgevoerd. Als binnen één uitvoeringsmethode twee of meer varianten voor een onderdeel toepasbaar worden bevonden, zal een keuze worden gedaan voor die variant, welke in dit stadium heeft meest succesvol wordt geacht.

3.1 Stedelijk gebied

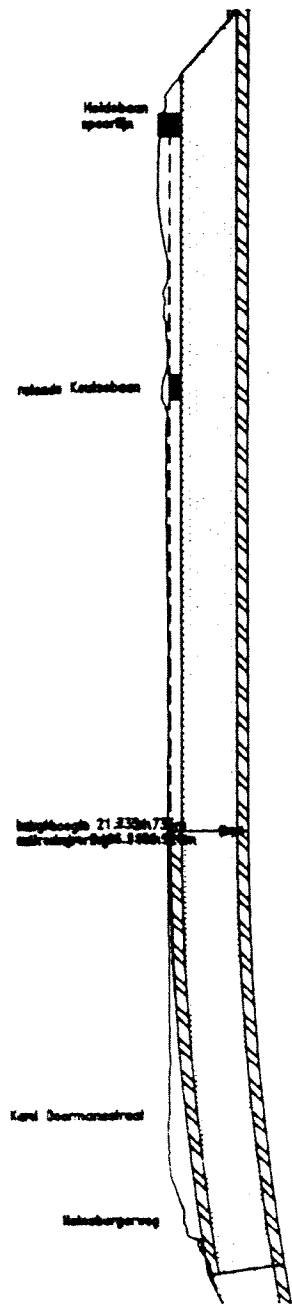
Het stedelijk gebied loopt van metreering 9.075 tot 10.115. Van metreering 9.075 tot 9.465 is de tunnel geheel gesloten. Dit gedeelte wordt in het stedelijk gebied bovendien gekenmerkt door een wat diepere ligging ten opzichte van het maaiveld. Naar dit gedeelte zal worden gerefereerd als het westelijke deel.

Van metreering 9.465 tot 10.115 is het tunneldak voor 40 procent geopend en voor 60 procent gesloten. Dit gedeelte, waarnaar zal worden gerefereerd als het oostelijke deel, ligt met het dak op maaiveldniveau.

In de lengterichting heeft de tunnel in het oostelijke gedeelte slechts een zeer geringe helling van 0,002 procent. Dit is niet voldoende om het regen en spoelwater onder vrij verval naar een pompput te laten stromen. Om deze reden zullen de langsriolen een afschot moeten krijgen, hetgeen zal leiden tot een hogere tunneldoorsnede dan om andere redenen noodzakelijk zou zijn.

In figuur 3.1 is een weergave van het verticale alignement voor het stedelijk gebied weergegeven.

Figuur 3.1 Vertikaal alignement stedelijk gebied



hoogte wegdek	metreering	maaiveld
21.718	10285.00	21.720
21.718	10285.00	21.685
21.718	10285.00	21.680
21.718	10285.00	21.675
21.718	10285.00	21.670
21.718	10285.00	21.665
21.718	10285.00	21.660
21.718	10285.00	21.655
21.718	10285.00	21.650
21.718	10285.00	21.645
21.718	10285.00	21.640
21.718	10285.00	21.635
21.718	10285.00	21.630
21.718	10285.00	21.625
21.718	10285.00	21.620
21.718	10285.00	21.615
21.718	10285.00	21.610
21.718	10285.00	21.605
21.718	10285.00	21.600
21.718	10285.00	21.595
21.718	10285.00	21.590
21.718	10285.00	21.585
21.718	10285.00	21.580
21.718	10285.00	21.575
21.718	10285.00	21.570
21.718	10285.00	21.565
21.718	10285.00	21.560
21.718	10285.00	21.555
21.718	10285.00	21.550
21.718	10285.00	21.545
21.718	10285.00	21.540
21.718	10285.00	21.535
21.718	10285.00	21.530
21.718	10285.00	21.525
21.718	10285.00	21.520
21.718	10285.00	21.515
21.718	10285.00	21.510
21.718	10285.00	21.505
21.718	10285.00	21.500
21.718	10285.00	21.495
21.718	10285.00	21.490
21.718	10285.00	21.485
21.718	10285.00	21.480
21.718	10285.00	21.475
21.718	10285.00	21.470
21.718	10285.00	21.465
21.718	10285.00	21.460
21.718	10285.00	21.455
21.718	10285.00	21.450
21.718	10285.00	21.445
21.718	10285.00	21.440
21.718	10285.00	21.435
21.718	10285.00	21.430
21.718	10285.00	21.425
21.718	10285.00	21.420
21.718	10285.00	21.415
21.718	10285.00	21.410
21.718	10285.00	21.405
21.718	10285.00	21.400
21.718	10285.00	21.395
21.718	10285.00	21.390
21.718	10285.00	21.385
21.718	10285.00	21.380
21.718	10285.00	21.375
21.718	10285.00	21.370
21.718	10285.00	21.365
21.718	10285.00	21.360
21.718	10285.00	21.355
21.718	10285.00	21.350
21.718	10285.00	21.345
21.718	10285.00	21.340
21.718	10285.00	21.335
21.718	10285.00	21.330
21.718	10285.00	21.325
21.718	10285.00	21.320
21.718	10285.00	21.315
21.718	10285.00	21.310
21.718	10285.00	21.305
21.718	10285.00	21.300
21.718	10285.00	21.295
21.718	10285.00	21.290
21.718	10285.00	21.285
21.718	10285.00	21.280
21.718	10285.00	21.275
21.718	10285.00	21.270
21.718	10285.00	21.265
21.718	10285.00	21.260
21.718	10285.00	21.255
21.718	10285.00	21.250
21.718	10285.00	21.245
21.718	10285.00	21.240
21.718	10285.00	21.235
21.718	10285.00	21.230
21.718	10285.00	21.225
21.718	10285.00	21.220
21.718	10285.00	21.215
21.718	10285.00	21.210
21.718	10285.00	21.205
21.718	10285.00	21.200
21.718	10285.00	21.195
21.718	10285.00	21.190
21.718	10285.00	21.185
21.718	10285.00	21.180
21.718	10285.00	21.175
21.718	10285.00	21.170
21.718	10285.00	21.165
21.718	10285.00	21.160
21.718	10285.00	21.155
21.718	10285.00	21.150
21.718	10285.00	21.145
21.718	10285.00	21.140
21.718	10285.00	21.135
21.718	10285.00	21.130
21.718	10285.00	21.125
21.718	10285.00	21.120
21.718	10285.00	21.115
21.718	10285.00	21.110
21.718	10285.00	21.105
21.718	10285.00	21.100
21.718	10285.00	21.095
21.718	10285.00	21.090
21.718	10285.00	21.085
21.718	10285.00	21.080
21.718	10285.00	21.075
21.718	10285.00	21.070
21.718	10285.00	21.065
21.718	10285.00	21.060
21.718	10285.00	21.055
21.718	10285.00	21.050
21.718	10285.00	21.045
21.718	10285.00	21.040
21.718	10285.00	21.035
21.718	10285.00	21.030
21.718	10285.00	21.025
21.718	10285.00	21.020
21.718	10285.00	21.015
21.718	10285.00	21.010
21.718	10285.00	21.005
21.718	10285.00	21.000

In tabel 3.1 wordt voor een aantal punten het niveau van het maaiveld, het wegdek, de gemiddelde waterstand (GGW) en de grondwaterstand met een overschrijdingsfrequentie van eens per honderd jaar (HGW) weergegeven. Van de gemiddelde waterstand waren niet dermate gedetailleerde gegevens beschikbaar, als van de grondwaterstand met een overschrijdingsfrequentie van eens per honderd jaar. Om deze reden is een inschatting gemaakt, waarbij de gemiddelde grondwaterstand lineair oploopt van NAP + 19,00 m bij metrerings 9.075 tot NAP + 19,50 m bij metrerings 10.115.

Tabel 3.1

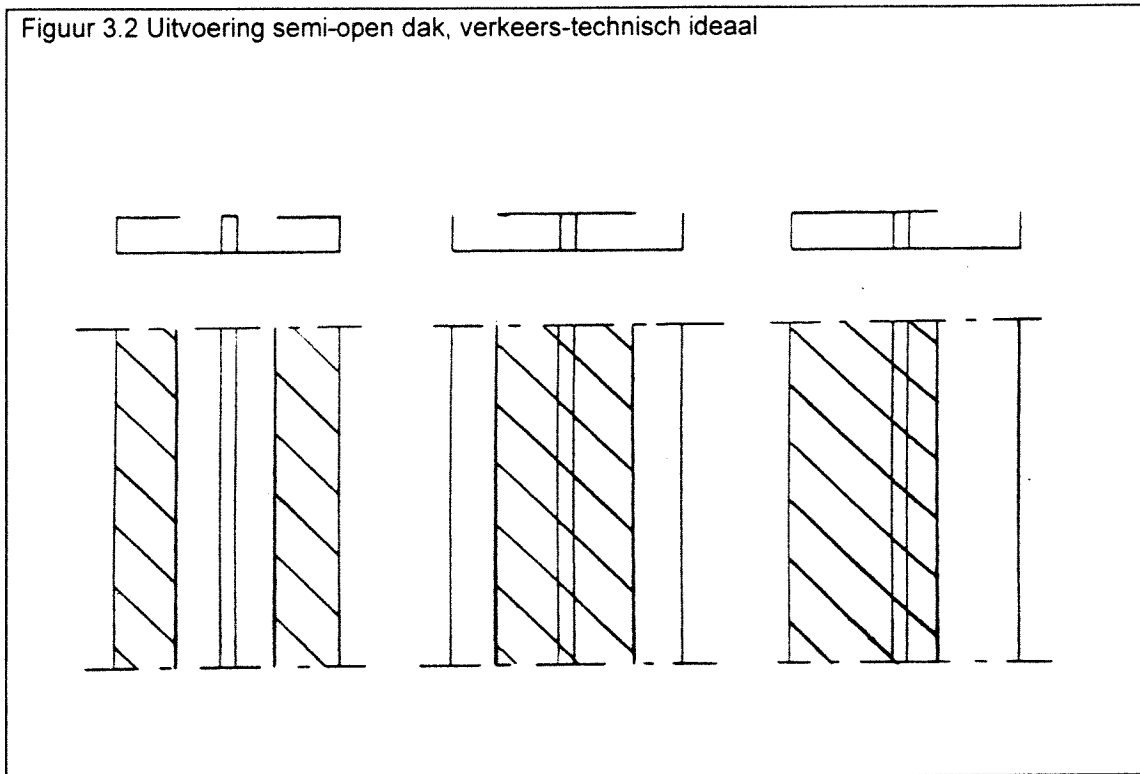
Metrerings	9.075	9.165	9.280	9.465	9.790	10.115
Maaiveld (m + NAP)	24,97	27,94	27,85	27,95	28,04	28,10
Wegdek (m + NAP)	18,67	19,92	21,04	21,73	21,73	21,72
GGW (m + NAP)	19,00	19,04	19,10	19,19	19,34	19,50
HGW (m + NAP)	21,00	20,66	20,52	20,86	21,29	21,76

Zoals reeds naar voren was gekomen, wordt het oostelijke deel van het stedelijk gebied uitgevoerd met een semi-open tunneldak; veertig procent open, 60 procent gesloten. Er bestaan op dit moment nog geen concrete plannen omtrent de vormgeving die hiervoor zal worden toegepast.

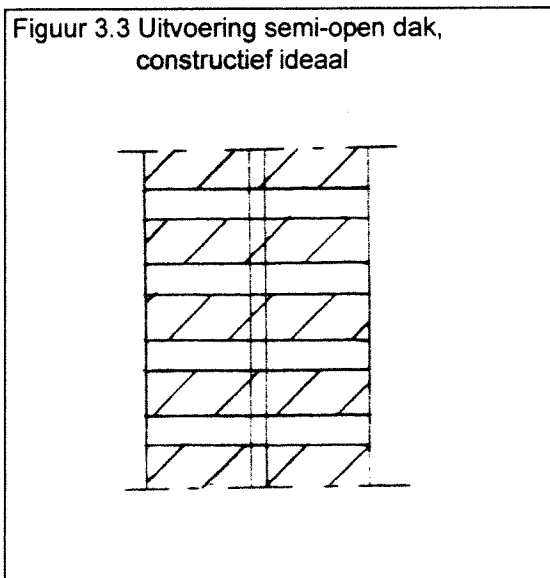
Wel kan er al een inzicht worden gegeven in de aspecten die op de vormgeving invloed zullen hebben:

1. Bovenop het tunneldak zal op enigerlei wijze, na het gereedkomen van de tunnel, de Sint Wirosingel moeten kunnen heraangelegd. Het mag duidelijk zijn dat dit niet meer in dezelfde vorm als voorheen zal kunnen gebeuren. Om toch zoveel mogelijk vrijheid te hebben in de nieuwe indeling, zal de wens bestaan om in het dwars aanzicht de geopende breedte zoveel mogelijk te beperken. Dit wordt inzichtelijk gemaakt in figuur 3.2. Hierbij moet worden opgemerkt dat de rechter oplossing slechts dan kan worden toegestaan, wanneer om de circa 80 m afwisselend de ene en weer de andere tunnelbuis wordt uitgevoerd met een geheel gesloten dak. Dit maakt deze oplossing niet erg logisch. Vanuit constructief oogpunt is een vormgeving als boven aangegeven weinig aantrekkelijk. Enerzijds zullen de grote uitkragingen zeer zwaar gewapend of voorgespannen moeten worden, anderzijds worden de tunnelwanden niet door het dak afgestempeld, waardoor ook deze extra zwaar gedimensioneerd moeten worden. Een en ander leidt er toe dat vanuit constructief oogpunt een uitvoering als getekend in figuur 3.3 het meest logisch zou zijn.

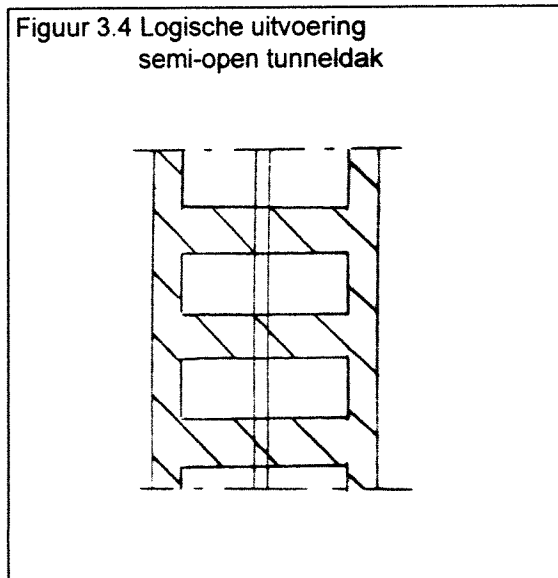
Figuur 3.2 Uitvoering semi-open dak, verkeers-technisch ideaal



Figuur 3.3 Uitvoering semi-open dak, constructief ideaal



Figuur 3.4 Logische uitvoering semi-open tunneldak



Om aan beide aspecten tegemoet te komen zal een oplossing, zoals in figuur 3.4 gegeven is het meest voor de hand liggen. De optimale afmetingen van de 'gaten' in het tunneldak zullen uit nadere studie moeten volgen.

3.1.1 Randvoorwaarden

- De grondopbouw.
- De maaiveldhoogte.
- De grondwaterstanden.
- Het verticale en horizontale tunnelalignement, volgens variant zes.
- Op zeer geringe afstand van het tunneltracé is bebouwing aanwezig. Deze bebouwing is op staal gefundeerd. Gedurende de bouwfase mag er als gevolg van werkzaamheden geen schade aan de bebouwing optreden.

3.1.2 Uitgangspunten

- De St. Wirosingel zal zo spoedig mogelijk in zijn nieuwe vorm weer in gebruik genomen moeten kunnen worden.
- De omgeving dient zo min mogelijk visuele hinder tijdens de bouw te ondervinden.
- De geluids- en trillingsoverlast dient tot het minimum beperkt te worden.
- De woonhuizen, flatgebouwen en in het bijzonder de scholengemeenschap 'Dr. Cuypers' dienen veilig te bereiken zijn.
- Er zijn geen aanwijzingen dat de grond in dit deeltraject vervuild is. Mocht dit wel het geval blijken te zijn, dan dient de grond binnen een depot op te worden geslagen. Eventueel kan deze grond na sanering weer voor aanvulling van een deel van de bouwsleuf worden hergebruikt. (bron: waterschap Roer en Overmaas)

3.1.3 Beschrijving uitvoeringsmethoden

Een deel van de belendende bebouwing staat zeer dicht op het tunneltracé. Dit is de reden dat het toepassen van een open bouwput onder vrij talud vanwege het grote ruimtebeslag hier onmogelijk is. Bovendien is de belendende bebouwing op staal gefundeerd. Het heien of trillen van damwanden zal aan de bebouwing onherroepelijk schade opleveren. Aangezien dit niet toelaatbaar wordt geacht zal de toepassing van damwanden eveneens niet mogelijk zijn.

In het volgende zal een aantal voor dit deelgebied technisch mogelijke uitvoeringsmethoden worden behandeld:

- uitvoeringsmethode A Diepwandkuip
- uitvoeringsmethode B Damwandkuip, middels diepwandsleuven
- uitvoeringsmethode C Wanden-dak methode
- uitvoeringsmethode D Afgezonken (pneumatisch) caisson

uitvoeringsmethode A Diepwandkuip

Wanneer de omgeving waarin wordt gewerkt geen geluids- of trillingsoverlast mag ondervinden, zoals hier het geval is, is een mogelijke oplossing voor de verticale begrenzing van de bouwkuip het toepassen van diepwanden.

Het diepwand systeem bestaat uit het in secties graven van een verticale sleuf, waarbij de tijdens het graven ontstane sleuf in stand wordt gehouden door een steunvloeistof, bestaande uit een bentonietsuspensie. In de sleuf wordt vervolgens wapening afgehangen, waarna de sleuf wordt opgevuld met beton.

Nadat twee diepwandpanelen zijn gerealiseerd en voldoende uitgehard, kan de sleuf ertussen

worden ontgraven en op eenzelfde wijze worden gewapend en gestort.

De voor diepwanden gangbare betonkwaliteit is B35 en de toegepaste wanddiktes liggen over het algemeen tussen de 40 en 140 cm, oplopend met 20 cm. Voor grote lengtes kan het lonend zijn om afwijkende breedtes toe te passen. Het graafmaterieel moet dan wel op maat gemaakt worden.

De gebruikelijke gang van zaken bij het realiseren van diepwanden, wordt bij de lezer bekend verondersteld. In het volgende wordt ingegaan op de specifiek voor deze situatie van toepassing zijnde problematiek.

Bij toepassing van diepwanden op deze locatie kunnen zich twee specifieke problemen voordoen:

1. Ontspanning van de grond door het ontgraven, afhankelijk van de afstand tot de belendingen resulterend in vervormingen ter plaatse van deze belendingen
2. Verlies van bentonietsuspensie in zeer doorlatende lagen, resulterend in mogelijk stabiliteitsverlies van de sleuf

ad 1)

Tijdens het graven van een diepwandsleuf is enige vervorming in de omgeving te verwachten. Deze vervormingen worden beperkt door het feit dat de sleuf in secties wordt ontgraven en dat een ontgraven sectie eerst wordt gebetonneerd, alvorens de naastliggende sectie te ontgraven. Gezien de boogwerking die bij ontgraven in secties ontstaat, is de invloed op de omgeving bij een nauwkeurige uitvoering, afhankelijk van de afstand tot de belendingen, over het algemeen beperkt.

Om de invloed op de omgeving te minimaliseren dienen de volgende algemene uitgangspunten tijdens de uitvoering gehanteerd te worden:

- een hoog niveau van bentonietspoeling in de sleuf
- kleine paneelbreedte
- een voldoende zware bentonietspoeling

Voor het graven van de voor de diepwand benodigde secties kan worden gekozen voor een klassieke, aan een kabel vrij hangende, zichzelf geleidende, zware diepwandgrijper. Een andere mogelijkheid is de toepassing van een Kelly. Dit is een lange, betrekkelijk stijve stang, welke wordt geleid binnen een verticale geleiding, die aan een rupskraan is verbonden. De Kellystang en de grijper worden door de hijsdraden van de kraan verticaal bewogen. Als voordeel van een door een Kellystang genoemde grijper wordt genoemd een betere maatvastheid en een betere verticaliteit die tijdens het graven kan worden verkregen. Afwijkingen door kantelende grijpers of variaties in het aanzetpunt zijn, mits het geheel goed is afgesteld, vrijwel uitgesloten.

Een nadeel van de hierboven beschreven graafsystemen is het feit dat er gezien de beperkte ruimte in de sleuf, tijdens het ophalen onder de grijper een onderdruk kan ontstaan, waardoor met name in cohesieloze, grove grondsoorten zoals degenen waar in dit project sprake van is, de sleufwand ernstige afwijkingen kan vertonen, of zelfs instabiel kan worden. Het ophalen van de grijper dient dan ook op een zeer kalme wijze te geschieden, zodat er zo min mogelijk onderdrukken opgebouwd kunnen worden.

Beide hierboven genoemde graafsystemen werken discontinu., hetgeen betekent, dat de snelheid van het productieproces sterk afhankelijk is van de diepte van de wand. De grijper moet immers telkens in de sleuf worden neergelaten en vervolgens weer naar het maaiveld worden gehesen om de grijper te legen. Dit laatste mag beslist geen aanleiding geven om de eis dat er kalm moet worden opgehaald te negeren.

Ter illustratie dat, mits aan de bovenstaande voorwaarden wordt voldaan, het verantwoord is om een diepwandkuip te realiseren op een zeer geringe afstand van bestaande op staal gefundeerde bebouwing, kan de bouw van 'Het Souterrain' in Den Haag worden genoemd. Hierbij diende ter plaatse van de Grote Marktstraat een bouwkuip te worden aangelegd, waarbij de breedte tussen de gevels van de op staal gefundeerde belendingen circa 20 m bedroeg. Dit resulteerde in een minimale afstand tussen de buitenkant van de diepwand en de gevels van plaatselijk slechts 1,50 m.

ad 2)

Bij het maken van diepwanden worden, zoals gezegd, sleuven in de grond gemaakt, waarvan de wand tijdens het ontgraven, wapenen en betonstorten wordt gesteund door een steunvloeistof.

De steunvloeistof wordt geacht een soort cake, ook wel filterkoek genoemd, te vormen tegen de gatwand, opdat de vloeistof niet in de poriën van de omliggende grond wegvloeit. In zandlagen is dit geen probleem. In grovere grindlagen daarentegen wél. Dan dreigt de suspensie in de poriën te dringen met als gevolg een daling van het niveau in de sleuf en afname van de drukhoogte. Dit kan aanleiding geven tot instabiliteit van de gatwand. Bovendien wordt lekken van bentoniet om milieu-technische redenen niet toelaatbaar geacht. Om het lekken te voorkomen zal het nodig zijn om aanvullende maatregelen te nemen. Dit kan bijvoorbeeld door het toepassen van een dikkere spoeling. Een andere mogelijkheid is het toepassen van mica-schubben. Ook is er wel eens overwogen om papiersnippers toe te voegen. Dit is in het verleden echter nog nooit gedaan, zodat het moeilijk is om voorspellingen te doen over het succes dat hiermee geboekt kan worden.

In het stedelijk gebied bevindt de bovenkant van de grindlaag zich variërend op NAP + 14,50 m tot NAP + 16,50 m.

Als voorbeeld dat de realisatie van diepwanden in goedgeoorlatende grindlagen wel degelijk mogelijk is kan de aanpassing van het tracé van de rijksweg A2 bij Maastricht worden genoemd.

Diepwanden kunnen als definitieve wand in de tunnelconstructie worden opgenomen, of worden gebruikt als verticale begrenzing van een tijdelijke bouwkuip, waarin de definitieve tunnelconstructie wordt gerealiseerd. Het eerste, de diepwanden in de tunnelconstructie opnemen als definitieve wand, heeft om twee redenen de voorkeur. Ten eerste is het uit kosten oogpunt voordeliger, want er hoeft dan slechts eenmaal een wand gewapend en gestort te worden. Indien de diepwand als tijdelijke bouwkuip begrenzing wordt toegepast blijft er na de bouw een nutteloze wand in de grond achter.

Een tweede voordeel dat met name in het stedelijk gebied speelt, is dat tijdens de bouwfase het ruimtebeslag beperkter zal zijn.

Een reden waarom in de praktijk toch wel gewerkt met een diepwand als tijdelijke bouwputbegrenzing, is dat een goed waterdichte aansluiting tussen de diepwand en de constructievloer van de tunnel vrijwel onmogelijk is te realiseren. Bovendien zal tussen de onderlinge voegen van de diepwandpanelen ook verticale grondwatertrading onvermijdelijk zijn. Indien dit echter van tevoren wordt onderkend en maatregelen worden genomen om enige watertoetreding op te vangen en af te voeren, wordt dit niet problematisch geacht. Er zullen immers ook maatregelen moeten worden genomen om regen- en spoelwater voor de wanden op te vangen en uit te pompen.

Een momentvaste verbinding tussen de diepwand en de constructievloer kan worden gerealiseerd door stekken voor de aansluiting aan de constructievloer in het wapenings van de diepwand te monteren. De uit te buigen stekeinden worden in het voorvlak gereedgelegd

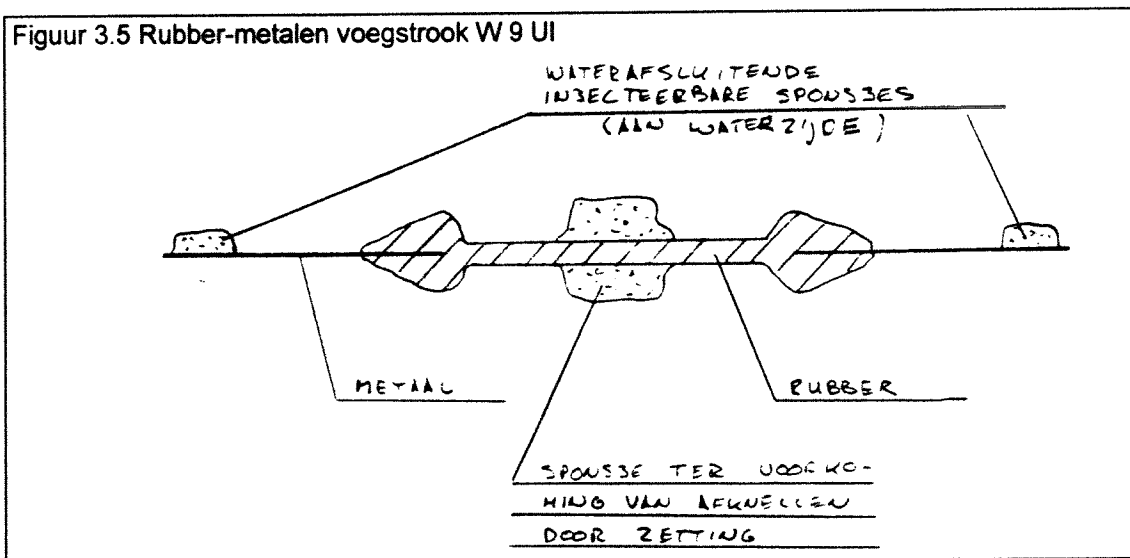
om na verwijdering van het voorvlak te zijner tijd te worden uitgebogen.

Om het verwijderen van de betonschil te vergemakkelijken worden vaak met succes platen triplex of kunststof bevestigd tussen de stekken en de verdeelwapening. Na het blootgraven van de diepwand is dit triplex of kunststof eenvoudig toegankelijk en te verwijderen, waarna de stekeinden eveneens gereedliggen.

Een probleem dat hierbij speelt, is dat in de definitieve situatie de stekeinden in contact zullen komen met het toetredende grondwater. Een bevredigende oplossing voor dit probleem is nog niet gevonden.

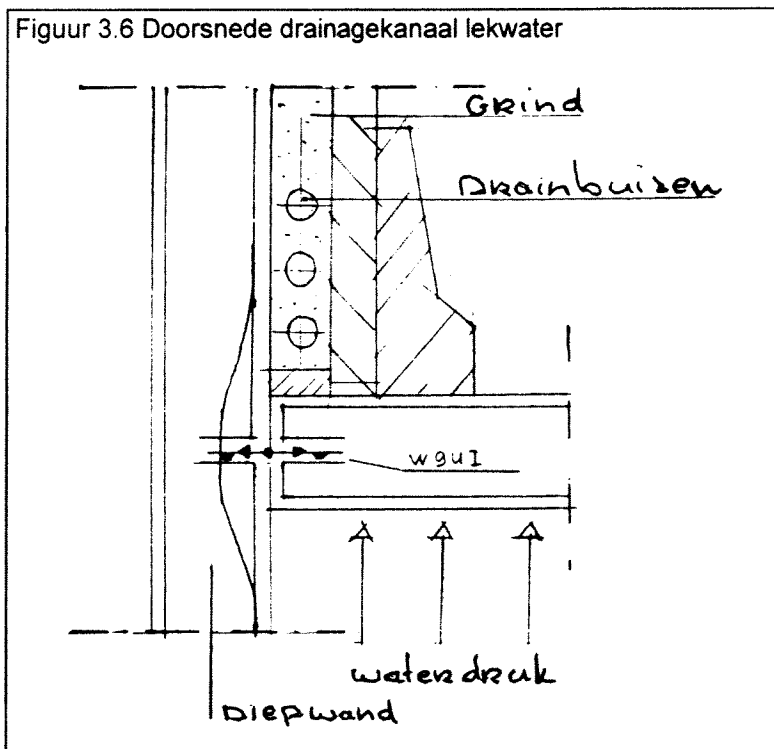
Een andere werkwijze, die ook voor de H.O.V. tunnel te Schiphol is gehanteerd, is het koud tegen de diepwand aanstorten van de constructievloer. Hierbij is er geen wapeningsverbinding tussen de vloer en de wand en kan er dus ook geen moment worden overgedragen. Een probleem hierbij is dat, indien de maatgevende maximale grondwaterstand dermate hoog is dat het verticale evenwicht in het gebruiksstadium niet gewaarborgd is, aanvullende maatregelen nodig zullen zijn, om te voorkomen dat de constructievloer opdrijft. Indien er een gewichtsvloer is toegepast, zou het mogelijk kunnen zijn om de constructievloer daaraan te verbinden. Bij gebruik van trekpalen of -ankers ligt het voor de hand deze met de constructievloer te verbinden

Om het lekwater bezwaar te beperken zijn diverse mogelijkheden geopperd en/of geprobeerd. Voor de H.O.V. tunnel te schiphol is gexperimenteerd met het toepassen van het injecteerbare W 9 UI profiel, welke bekend is voor de waterafdichting van dilatatievoegen in afgezonken tunnelelementen (zie figuur 3.5). De resultaten stemden niet tot tevredenheid, omdat het profiel zeer lastig in de juiste positie te krijgen was.



Ook is de mogelijkheid onderzocht om te werken met een kunststof, welke in contact met water uitzet. Hierbij strandde het idee op de beperkte levensduur van deze eigenschap, circa tien jaar.

De meest gebruikelijke manier, om het toetredende lekwater te beperken is het onder druk injecteren van lekwegen met grout. Ook kan aan de buiten kant van de constructie een groutschil worden aangebracht, door een gat door de tunnelconstructie heen te boren en hierdoor onder druk grout te spuiten. Ook zijn in het verleden chemicalien voor dit doel gebruikt, maar deze zijn erg milieubelastend gebleken.



Een mogelijke werkwijze voor de afvoer van lekwater is getekend in figuur 3.6. Bij deze uitvoering wordt geprobeerd het waterbezwaar te beperken m.b.v. het hiervoor genoemde injecteerbare W 9 UI profiel.

Diepwanden zijn veel stijver dan damwanden. Toepassing van grondankers, die ten opzichte van de diepwanden relatief slap zijn, is niet ideaal. Als de belasting op de diepwanden toeneemt (bij ontgraven van de bouwkuip), zullen de ankers gaan vervormen en zal de diepwand een hoekverdraaiing ondergaan. Beter is het om stempels toe te passen die een aanzienlijk stijver gedrag vertonen dan grondankers. Een goed alternatief, dat ook veel wordt toegepast, is het voorgespannen grondanker.

Omdat in het stedelijk gebied op sommige locaties slechts een zeer beperkte beschikbare ruimte naast de diepwand beschikbaar is, ligt voor dit project het toepassen van stempels het meest voor de hand. De bouwkuipbreedte zal, indien de diepwanden worden opgenomen als constructiewand van de tunnel, zo'n 31,00 m bedragen. Dit is geen beletsel om voor stempels te kiezen.

Om het verticale grondwaterbezwaar tijdens de bouwfase te kunnen verhelpen zijn hier in principe drie werkwijzen toepasbaar: piekbemaling, een gewichtsvloer en een onderwaterbetonvloer met trekpalen.

Een piekbemaling is de eenvoudigste en goedkoopste methode en kan worden toegepast, wanneer de gemiddelde grondwaterstand zich op voldoende diepte bevindt. Om tijdens de bouw geen last te hebben van het grondwater, zal de stijghoogte zich op minstens een halve meter onder de ontgravingsdiepte van de bouwkuip moeten bevinden. Wanneer de grondwaterstand dermate hoog wordt, dat deze halve meter onderschreden wordt, kan het water worden afgemalen. Er mag evenwel niet worden bemalen tot onder het niveau van de gemiddelde grondwaterstand, i.v.m. gevaar voor zakking van belendende bebouwing op staal.

Om globaal aan te geven, waar de grens ongeveer zal liggen van het gedeelte waar piekbemaling kan volstaan, kan gebruik worden gemaakt van bijlage 2.11. Hierin zijn het wegdek en de gemiddelde grondwaterstand weergegeven. Indien voor het ontgravingsniveau van de bouwkuip een waarde van circa 1,20 meter onder het wegdekniveau wordt aangehouden, blijkt dat de grens tussen het gebied waar piekbemaling kan volstaan en het gebied waar aanvullende voorzieningen, zoals een gewichtsvloer of een onderwaterbetonvloer met trekpalen, nodig zijn, tussen metering 9.200 en 9.300 zal liggen, waarbij het oostelijke deel bemalen kan worden.

Indien een onderwaterbetonvloer met trekelementen wordt toegepast, geldt dat de trekelementen kunnen worden aangebracht, zodra de diepwanden zijn gerealiseerd en de bouwkuip tot op het benodigde niveau is ontgraven, maar nog niet is drooggezet. Het aanbrengen dient dus onder de waterspiegel te gebeuren.

De stramienmaten van de trekelementen dienen om begrijpelijke redenen in samenhang met de hart op hart afstand van de stempels te worden bepaald.

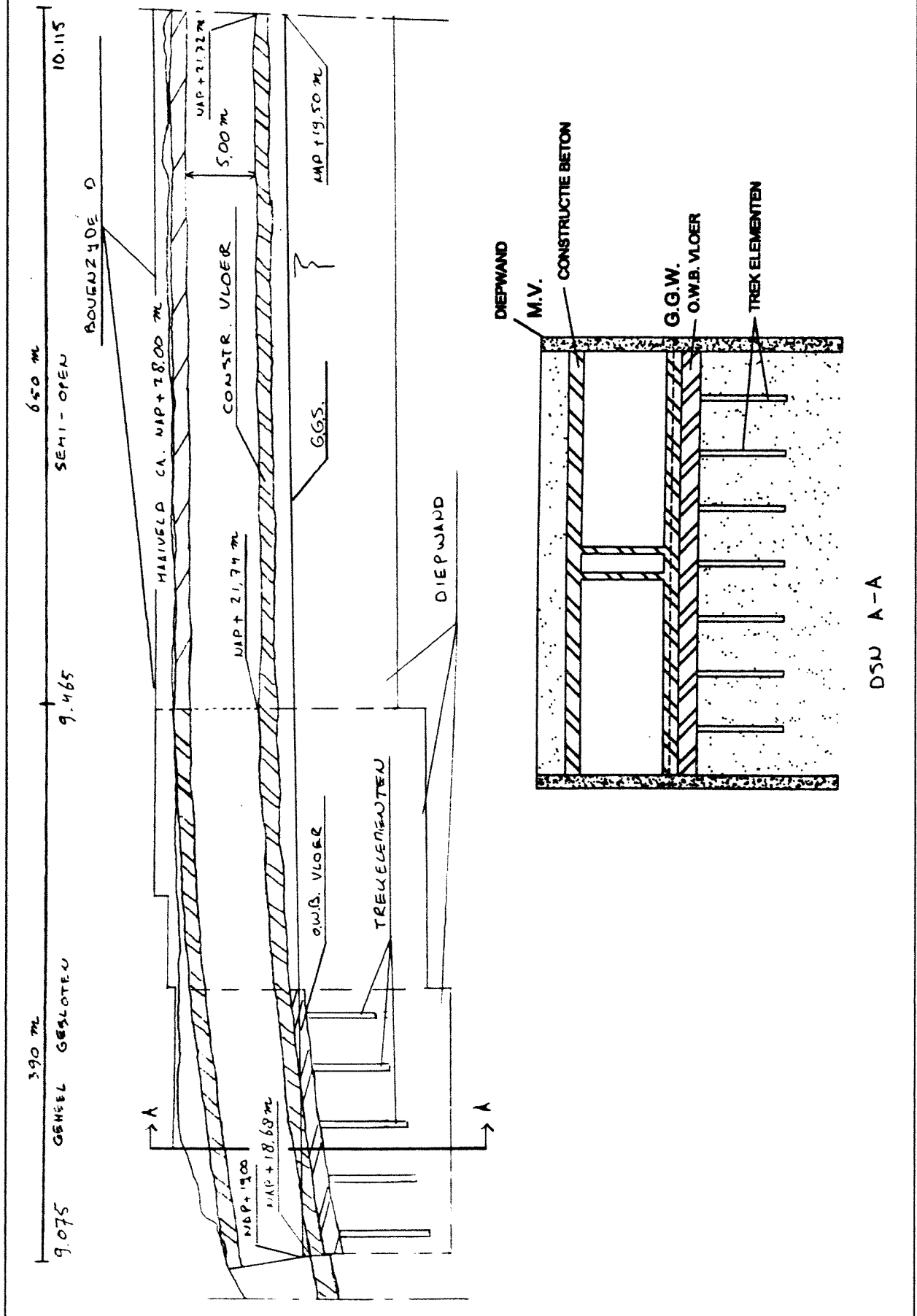
In bijlage 3.1 wordt nader op de onderwaterbetonvloer met trekelementen ingegaan, waarbij tevens twee typen trekelementen uitvoerig worden toegelicht.

Het injecteren van de grond, op een zodanige diepte dat het verticale evenwicht wordt gewaarborgd door een kunstmatige afsluitende laag wordt niet goed mogelijk geacht, omdat deze laag zou moeten worden gerealiseerd in het grindpakket. Een veelgenoemd risico van injectielagen is juist de onbetrouwbaarheid van de waterafdichting. In het goed doorlatende grind is het lastig om te injecteren, omdat door de grote poriën het injectiemiddel gemakkelijk kan wegstromen. Om die reden zal het risico voor lekkage alleen maar groter zijn. Deze oplossing wordt daarom niet bekeken.

In figuur 3.7 op de volgende bladzijde is een langs- en dwarsdoorsnede voor de hier beschreven uitvoeringsmethode, de diepwandkuip, weergegeven. Hierin is voor het westelijke, dieper gelegen gedeelte, voor het verticale evenwicht de oplossing weergegeven welke uitgaat van een onderwaterbetonvloer met trekpalen. Uit berekeningen zal echter moeten blijken of deze vooronderstelling juist is, of dat een gewichtsvloer beter toepasbaar is.

Bovendien moet uit een nauwkeurige berekening de juiste lokatie moeten worden gevonden voor de grens tussen het gebied, waar een piekbemaling kan worden toegepast en waar aanvullende maatregelen nodig zijn.

Figuur 3.7 Langs- en dwarsdoorsnede bij toepassing diepwandkuip



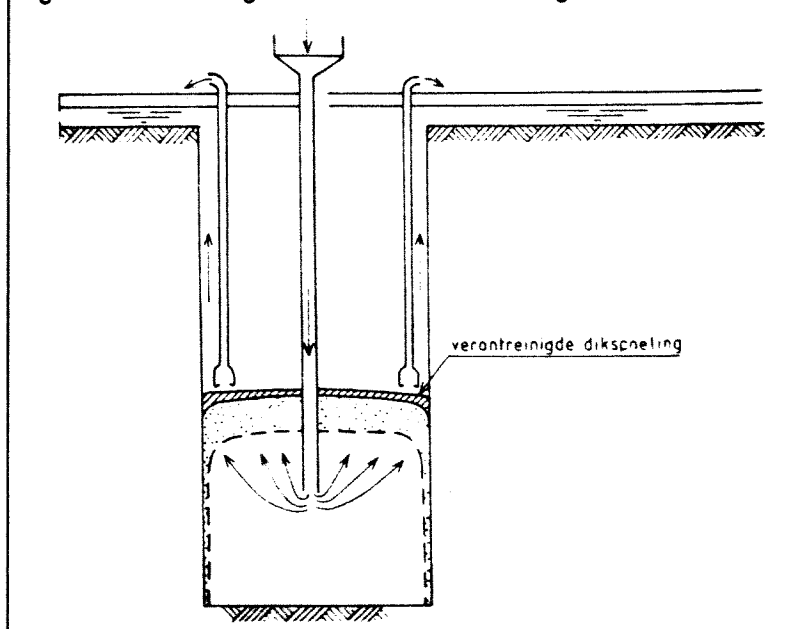
uitvoeringsmethode B Damwandkuip, middels diepwandsleuven

Een methode waarbij het toch mogelijk is om damwanden als verticale grond- en grondwaterkerende constructie toe te passen, is het plaatsen ervan in smalle diepwandsleuven. Deze werkwijze heeft als voordeel ten opzichte van de diepwand als tijdelijke bouwkuipwand, dat er geen beton en wapening nodig is.

Bij deze werkwijze worden overeenkomstig de diepwandmethode op een bepaalde onderlinge afstand sleuven gegraven, welke worden gesteund door bentoniet. Zodra de diepwandsleuf op diepte is, kan van onderen af een bentoniet-cement mengsel worden ingepompt, waarbij de verdrongen bentoniet kan worden opgevangen en gereinigd, voor hergebruik. Deze werkwijze is dus identiek aan die bij een diepwand, waarbij nu in plaats van beton het cement-bentoniet mengsel wordt aangebracht (zie figuur 3.8). De problematiek die echter speelt bij diepwanden ten aanzien van het betonstorten spelen hier een minder grote rol. Zo zal de bentoniet niet van een dermate schone kwaliteit hoeven te zijn als voor het storten van een diepwand nodig is.

In de vloeibare cement-bentoniet kunnen vervolgens de damwanden worden gedrukt. Na verharding van het cement-bentoniet mengsel - de verhardingstijd is afhankelijk van de samenstelling vier tot achtenveertig uur - kan het tussengelegen deel worden ontgraven en kan op identieke wijze ook hier het cement-bentoniet mengsel en de damwand worden aangebracht.

Figuur 3.8 Aanbrengen bentoniet-cement mengsel



De functie van het cement-bentoniet mengsel is ervoor te zorgen dat de zakkings van het maaiveld en de belendende bebouwing op staal aan de actieve zijde, als gevolg van de afname in horizontale korreldruk, beperkt blijven. De verharde cement-bentoniet is qua mechanische eigenschappen te vergelijken met gips. Indien, in plaats van cement-bentoniet, zand zou worden toegevoegd, zou de pakking van dat zand zo laag zijn, dat er toch te grote vervormingen

aan de actieve zijde zouden kunnen optreden.

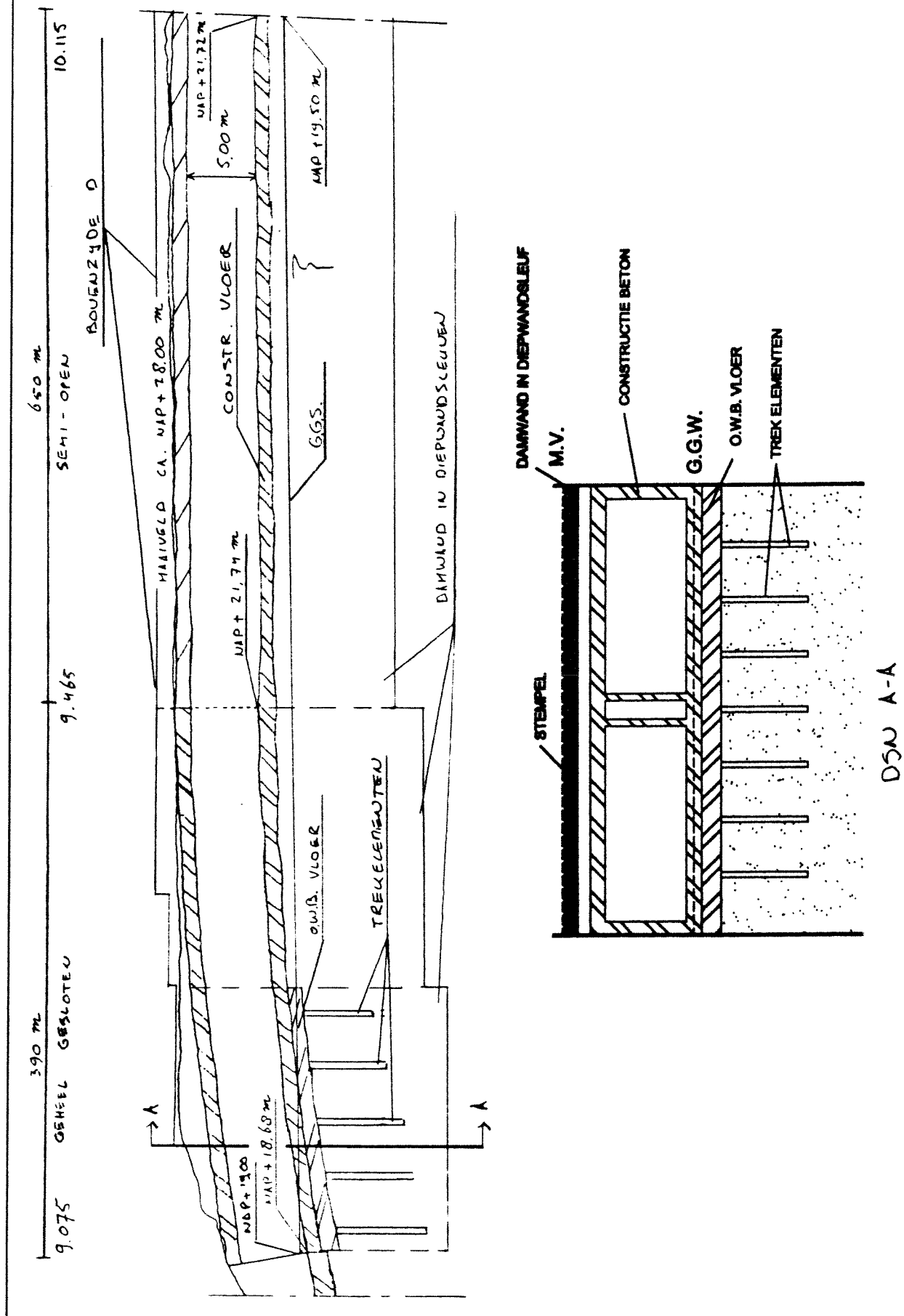
Omdat de aanhechting van de cement-bentoniet aan de damwanden van dien aard is, dat terugwinnen zonder trillen niet mogelijk is, zullen de damwanden in de grond moeten achterblijven. Om die reden is het aantrekkelijk om ze als bekisting van de constructiewand van de tunnel dienst laten doen. (Een bijkomend voordeel is dat het ruimtebeslag beperkt blijft)

Opgemerkt kan hierbij worden, dat de ingraving in het stedelijk gebied voor het grootste gedeelte beperkt is tot zo'n kleine acht meter. Met name in vergelijking tot het Roerdal is dit niet erg diep en kan er met relatief lichte profielen worden volstaan. De kostenbesparing die gedaan had kunnen worden bij terugwinnen zou dan ook gering zijn geweest.

Ten aanzien van het verticale evenwicht en het verticale grondwaterbezwaar gelden dezelfde overwegingen als bij uitvoeringsmethode A.

In figuur 3.9 op de volgende bladzijde is deze uitvoeringsmethode in een langs- en dwarsdoorsnede weergegeven. Voor de getekende o.w.b. vloer met trekelementen geldt dezelfde opmerking als bij figuur 3.7: de lokatie van de grens tussen het gebied waar kan worden volstaan met een piek bemaling en het gebied waar aanvullende maatregelen dienen te worden genomen, moet volgen uit een nadere berekening.

Figuur 3.9 Langs- en dwarsdoorsnede bij toepassing damwandkuip, middels diepwandsleuven



uitvoeringsmethode C Wanden-dakmethode

Bij gebruikmaking van een open bouwput zal de omgeving daarvan hinder ondervinden. Vooral in stedelijk gebied wordt de infrastructuur geruime tijd gehinderd. Een uitvoeringsmethode waarbij deze hinder tot een minimum wordt beperkt is de wanden-dakmethode.

In grote lijnen ziet de uitvoering ervan er als volgt uit.

Allereerst worden vanuit een ondiepe ingraving de wanden van de bouwkuip gemaakt. Vervolgens wordt het dak van de tunnel gemaakt en op een momentvaste wijze verankerd aan de wanden. Na eventuele aanvulling van grond kan de weg weer op het dak van de tunnel worden aangebracht.

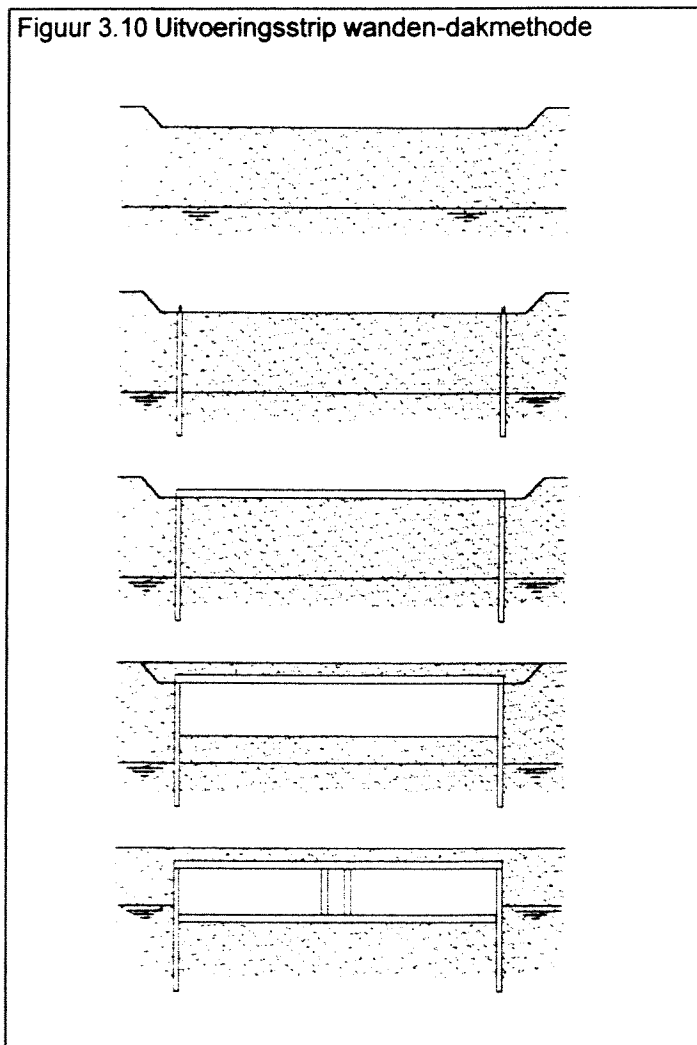
Ondertussen wordt onder het dak de grond verwijderd tot op het gewenste niveau.

Afhankelijk van de grondwaterstand zal moeten worden bemalen, of zal dit moeten gebeuren onder verhoogde luchtdruk. Het zal duidelijk zijn dat dit laatste voor het semi-geopende, oostelijke deel niet van toepassing is. Vanwege de lage gemiddelde grondwaterstand is dat daar echter ook niet nodig; een goedkope piekbemaling volstaat.

Een andere mogelijkheid is het door middel van injecteren creëren van een kunstmatige ondoorlatende laag op grotere diepte. Om redenen welke reeds bij behandeling van de diepwandkuip aan de orde zijn gekomen, wordt deze mogelijkheid niet bekeken.

In de ontstane ruimte kan de vloer van de tunnel gerealiseerd worden. In figuur 3.10 is de volgorde van werkzaamheden in een 'uitvoeringsstrip' weergegeven.

Figuur 3.10 Uitvoeringsstrip wanden-dakmethode



Voor het verwijderen van de grond in het geheel gesloten westelijke deel komen twee technieken in aanmerking.

1. De grond wordt ontgraven. Ontgraven grond wordt in kubels of containers uit de werkruimte verwijderd. Als onder luchtdruk wordt gewerkt zullen deze moeten worden uitgesluisd. Indien in een afgesloten ruimte wordt gewerkt, hetgeen bij werken onder luchtdruk uiteraard altijd het geval zal zijn, kan niet met materieel dat is voorzien van verbrandingsmotoren worden gewerkt. De uitstoot van koolmonoxide maakt dit ten enen male onmogelijk. Toevlucht zal dan moeten worden gezocht in elektrisch materieel.

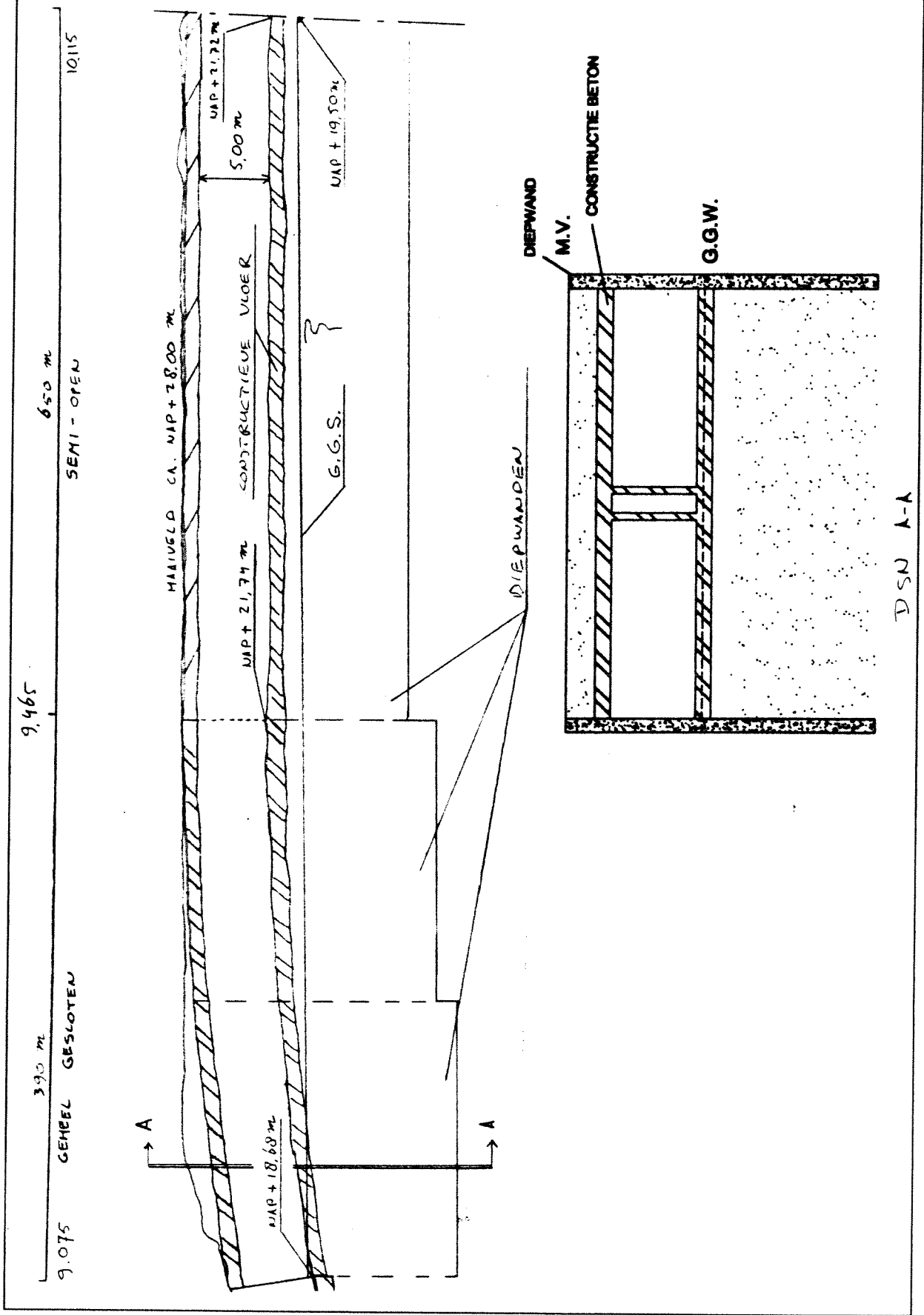
2. De grond wordt weggezogen. De grond wordt door middel van waterkanonnen losgespoten, waarna het als water-grond mengsel wordt weggepompt. Dit water-grond mengsel wordt opgeslagen in een bassin, waarin de grond zal bezinken en het water kan wegvloeien. Omdat in het stedelijk gebied voor deze methode niet tot in de grindlaag hoeft te worden ontgraven is dit systeem hier goed toepasbaar.

Bij werken onder luchtdruk heeft de laatste mogelijkheid de voorkeur, omdat het uitsluizen van de ontgraven grond zeer tijdrovend is.

Voor de wanden-dakmethode wordt hier, voor waar dat nodig is, uitgegaan van een grondverwijdering onder verhoogde luchtdruk voor het westelijke, geheel gesloten deel. Voor het oostelijke, semi-open gedeelte wordt een ontgraving met piekbemaling aangehouden.

In figuur 3.11 is deze uitvoeringsmethode in langs- en dwarsdoorsnede weergegeven.

Figuur 3.11 Langs- en dwarsdoorsnede wanden-dak methode



uitvoeringsmethode D Afgezonken (pneumatisch) caisson

Bij het afgezonken caisson worden tunnelmoten op het maaiveld gerealiseerd. De moten worden aan de onderzijde voorzien van snijranden, die voldoende diep in de ondergrond moeten steken. Op deze wijze ontstaat een werkkamer onder de tunnelmoot, waarvan uit de grond kan worden verwijderd.

Op het moment dat de constructie onder het grondwatervniveau zakt, zal moeten worden gewerkt onder luchtdruk. De werkkamer is dan bereikbaar via een luchtsluis. De hoogte van de werkkamer is ongeveer twee meter. De dikte van de vloer zal bovendien groter moeten zijn dan die van een tunnelvloer, welke rustend op een bedding wordt gestort. Een ander resultaat is erin dat de ontgravingsdiepte voor de caissonmethode groter zal zijn dan voor de hierboven omschreven uitvoeringsmethoden. Dit houdt impliciet in dat ook in de grindlaag zal moeten worden ontgraven.

Het grondverwijderen gebeurt bij deze methode in het algemeen door middel van het systeem waarbij de grond door waterspuiten wordt losgewoeld, waarna het water-grond mengsel met behulp van een zuigbuis wordt weggezogen. Deze werkwijze kan echter slechts voor fijnkorrelige materialen worden gebruikt. Het grind zal moeten worden ontgraven met behulp van elektrisch materieel en via een luchtsluis uit de werkkamer moeten worden verwijderd. Het afzinken gaat geleidelijk en kan binnen zekere grenzen worden bijgestuurd door de ontgraving plaatselijk meer of minder te concentreren.

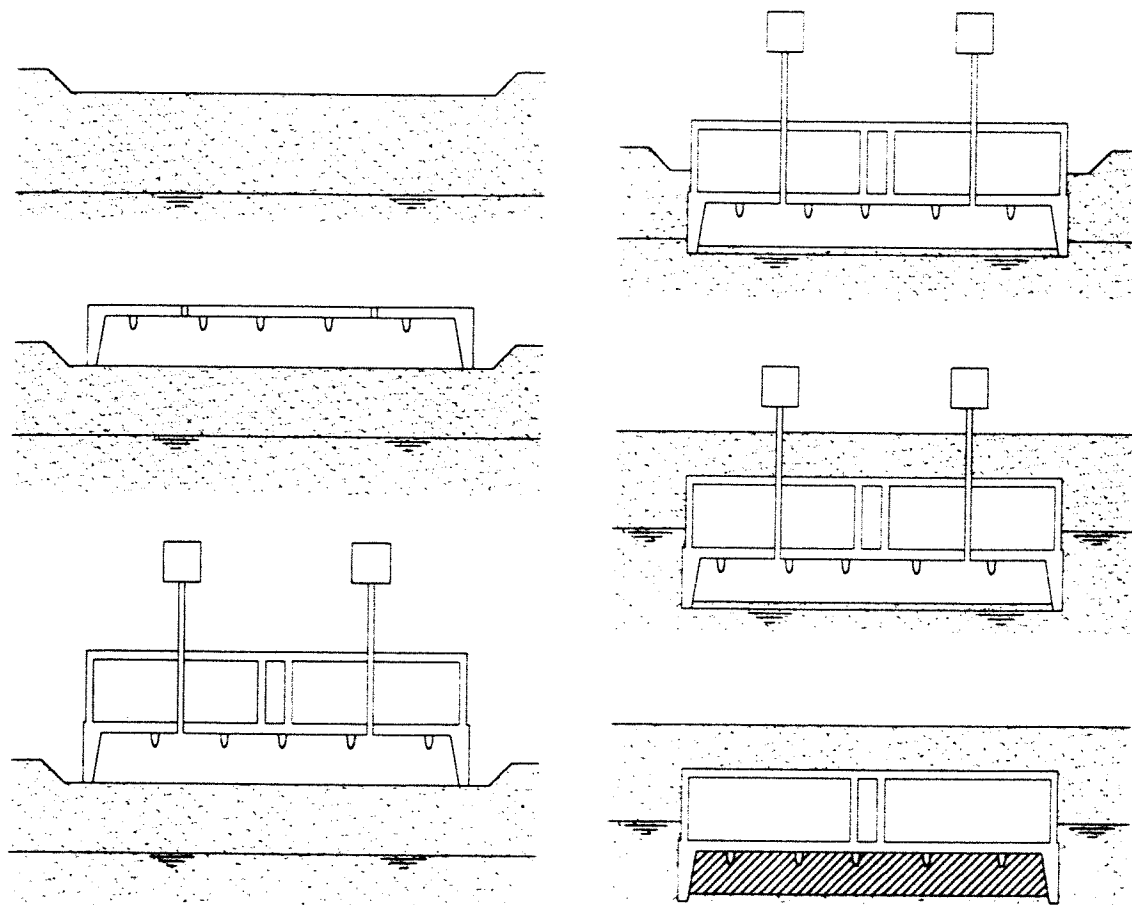
De opwaartse weerstand tegen het caisson wordt geleverd door de mantelwrijving op de buitenwanden en door de penetratieweerstand van de snijranden. Als neerwaartse druk staat ter beschikking het eigen gewicht, verminderd met de opdrijvende kracht van het grondwater, welke even groot is als de luchtdruk. De neerwaartse druk kan indien nodig worden vergroot met behulp van ballasttanks, gevuld met water. De opwaartse weerstand uit wandwrijving kan worden gereduceerd door tussen de buitenkant van de caissonwand en de grond een bentonietsuspensie toe te passen. Een verjonging van de wand direct boven de snijrand met 50 à 100 mm maakt een gelijkmatige verdeling van de suspensie langs de wand mogelijk. Deze werkwijze kan een reductie van de hoeveelheid toe te passen ballast betekenen. Omdat de verjonging echter het risico van ontspanning van de horizontale korrelspanning (en dientengevolge zakkings van het maaiveld en belendingen) kan betekenen en bovendien de mogelijkheid bestaat dat de bentonietsuspensie door de grote poriën in het grindpakket wegvloeit, is het maar de vraag of het de moeite loont.

Uit het plafond van de werkkamer steken wapeningslussen, welke na het gereedkomen van de ontgraving kunnen worden omgebogen. Als het materieel is verwijderd kan de werkkamer vervolgens worden volgepompt met beton. Deze beton zorgt, indien dat nodig is, enerzijds voor het verzekeren van de opdrijfveiligheid in de gebruiksfase. Anderzijds kan het betonlichaam zorgen voor een betere verdeling van de funderingsdruk, bij een netto-neerwaartse belasting.

Aan de kopzijden worden schotten bevestigd, opdat de moten tijdens het afzinken niet vollopen met grond.

De uitvoeringsfasen van het pneumatisch caisson zijn in figuur 3.12 weergegeven.

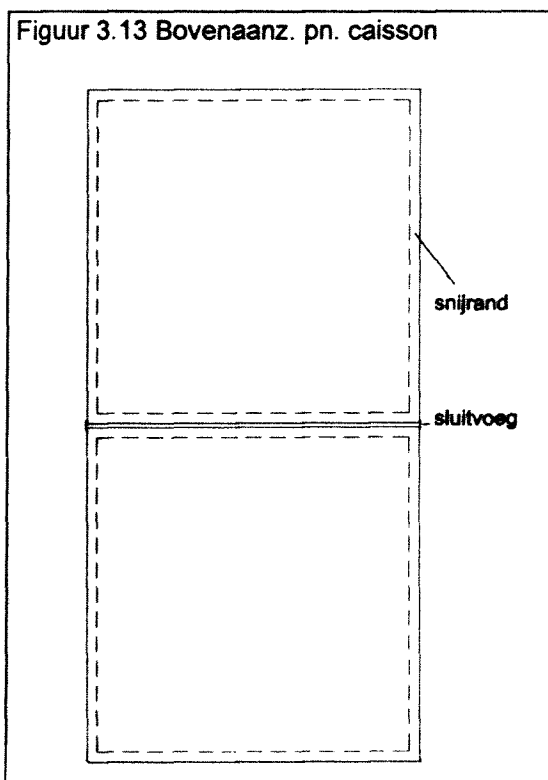
Figuur 3.12 Uitvoeringsstrip pneumatisch caisson



De verbinding tussen twee opeenvolgende caissons kan op verschillende manieren worden gerealiseerd. Op het moment dat twee caissons op korte afstand van elkaar op definitieve diepte zijn gebracht en de ballastbeton is aangebracht, dient de grond om de kier te worden afgeschermd of gestabiliseerd, opdat, na verwijderen van de kopschotten en de tussengelegen grond, geen grond en grondwater meer door de kier kan binnentreden. Het stabiliseren kan, indien de grondwaterstand hoog genoeg is, het eenvoudigst gebeuren door te bevriezen. Mocht de grondwaterstand niet hoog genoeg zijn, dan ook gebruik worden gemaakt van jet-grouting. Naast deze twee methoden kan voor de verticale opening ook een licht damwand profiel worden aangebracht. Er moeten dan nog wel maatregelen worden getroffen om te voorkomen dat er grondwater toetreedt. Vervolgens kan tussen de caissons in den droge een goede waterdichte verbinding worden tot stand gebracht. Dit kan op een overeenkomstige wijze als een sluitvoeg bij een afgezonden tunnel onder water gebeuren.

Ten aanzien van de optimale lengteafmetingen spelen twee zaken een rol:

1. De niet gelijkmatige wijze van ontgraven belast het caisson op een ongunstige manier. De belasting onder de snijranden is niet altijd onder de gehele lengte van de snijrand gelijk, door het ondergraven ervan. Dit zorgt voor extra buigende en wringende momenten in het caisson. Om hieraan het hoofd te kunnen bieden moet het caisson niet al te grote lengteafmetingen krijgen. (Bovenstaande problematiek ook de reden van de grotere dikte die de vloer zal moeten krijgen ten opzichte van andere uitvoeringsmethoden. Deze overmatige dikte kan worden gezien als hulpwerk, omdat deze, nadat de het caisson op diepte is gekomen en over zijn gehele oppervlakte draagt, uiteindelijk niet meer nodig is.)
2. Het realiseren van een goede aansluiting tussen twee opeenvolgende caissons is een kostbare zaak. Om het aantal aansluitingen te beperken zal men ertoe geneigd zijn om zo groot mogelijke caissonlengtes toe te passen. De levert uiteraard ook besparing op van het aantal benodigde kopschotten.



Bij een caissonbreedte voor de Roertunnel van circa 33 m is een lengte in dezelfde orde van grootte logisch. (zie figuur 3.13)

De voordelen van een pneumatisch caisson liggen in het feit dat bemaling achterwege kan blijven, dat er geen geluids- en trillingsoverlast is voor de omgeving en dat de elementen boven de grond gebouwd worden, hetgeen een goede controle mogelijk maakt. Bovendien hoeft er geen open bouwkuip, met alle nadelen van dien, te worden gerealiseerd.

De nadelen bestaan daaruit, dat tijdens de bouwfase gedurende lange tijd een zeer grote visuele hinder voor de omgeving bestaat en dat het werken onder verhoogde luchtdruk gevaar kan opleveren voor de gezondheid. Tevens veroorzaakt het werken onder luchtdruk een groot productiviteitsverlies en is deskundig personeel vereist; dit brengt grote kosten met zich mee.

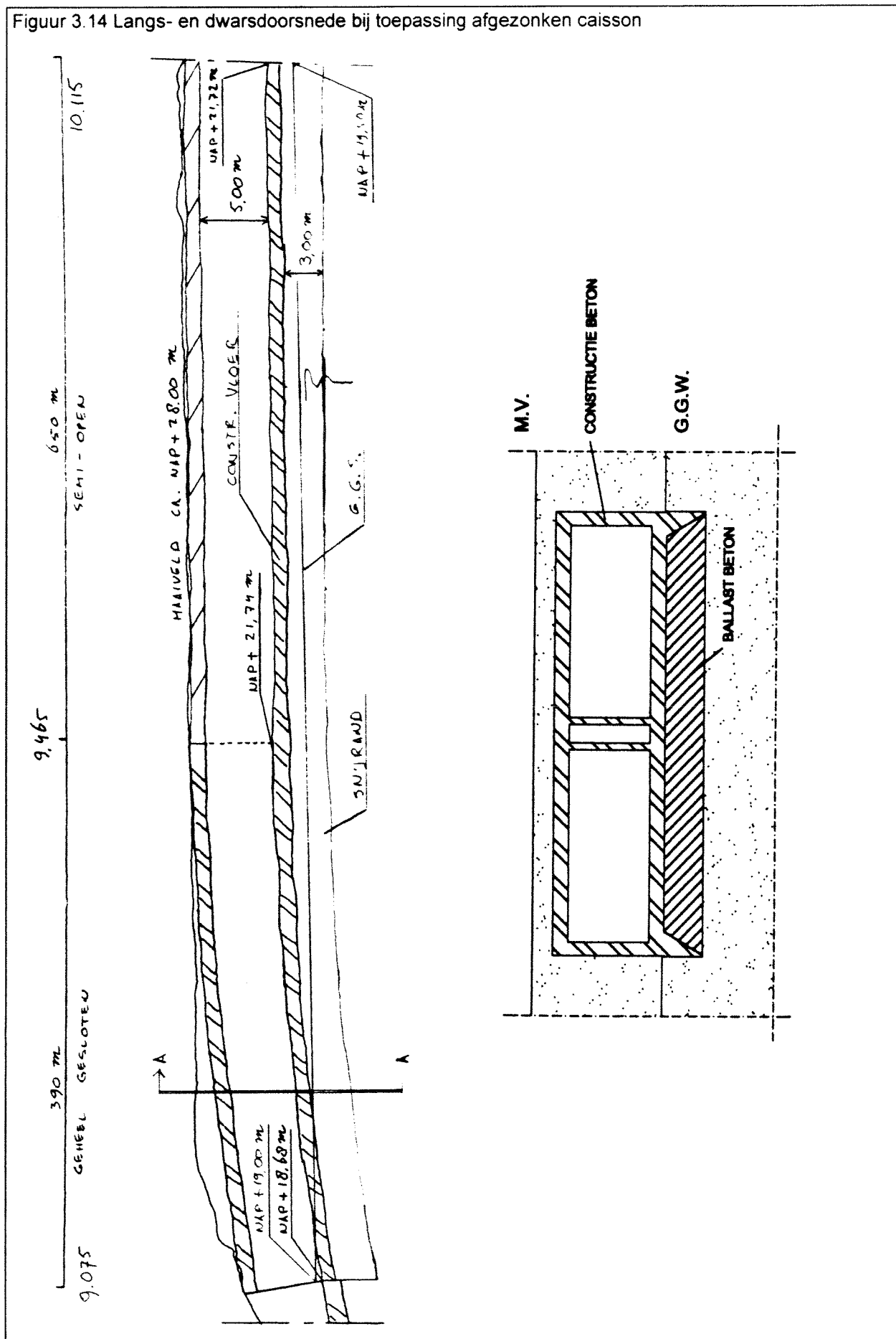
De caissonmethode brengt enig risico met zich mee, ondanks de ervaring die men in Nederland ermee heeft.

Het realiseren van een goede waterdichte verbinding tussen de tunnelmoten is, zoals vermeld, een kostbare zaak. Om het aantal voegen te reduceren zou gedacht kunnen worden aan het koppelen van twee (of meer) tunnelmoten d.m.v. voorspanning. De voorspanelementen kunnen dan na afzinken worden teruggewonnen en voor een volgend pneumatisch caisson-element worden hergebruikt.

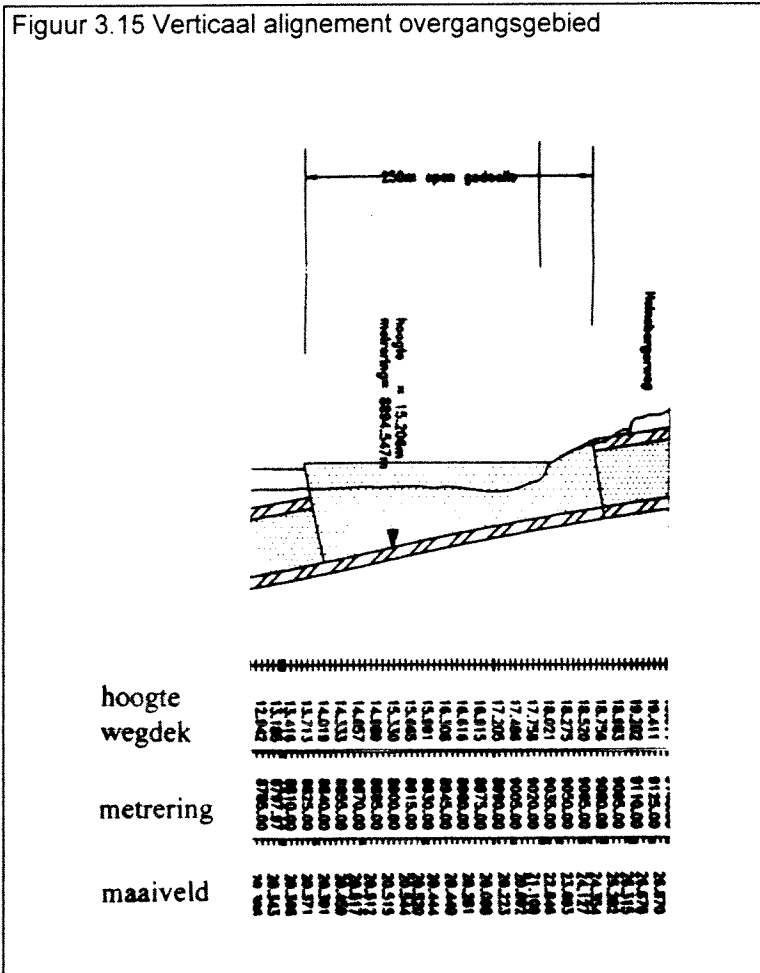
Deze werkwijze is nog niet eerder toegepast.

In figuur 3.14 op de volgende bladzijde is het caisson in langs- en dwarsdoorsnede weergegeven.

Figuur 3.14 Langs- en dwarsdoorsnede bij toepassing afgezonken caisson



3.2 Overgangsgebied Roerdal/stedelijk gebied



Tussen metrerings 8.835 en 9.075 is het overgangsgebied gepland tussen het Roerdal en het stedelijk gebied. Dit overgangsgebied van 240 m lengte zal worden uitgevoerd als open tunnelbak. In figuur 3.15 is een weergave van het verticale alignement voor het overgangsgebied gegeven. Aan de westelijk zijde zal de tunnelbak moeten worden voorzien van een kopwand, waarvan de bovenkant op een gelijk niveau ligt als de zijwanden van de tunnelbak en waarvan de onderkant aansluit op het tunneldak van het aansluitende geheel gesloten tunneldeel.

De grondwaterstand met een overschrijdingsfrequentie van eens per honderd jaar is gelijk aan die van de waterstand in de Roer en ligt op NAP + 21,00 m. De gemiddelde grondwaterstand ligt op NAP + 19,00 m.

3.2.1 Randvoorwaarden

- De grondopbouw.
- De maaiveldhoogte.
- De grondwaterstanden, danwel de Roerwaterstand, tentijde van inundatie.
- Het verticale en horizontale tunnelalignement, volgens variant zes.
- Volgens het tracébesluit van december 1995 is een grondwaterbemaling in het gehele Roerdal niet toegestaan.

3.2.2 Uitgangspunten

- Op ca. 90 m afstand van het tunneltracé bevindt zich een verpleegtehuis. Aangevoerd moet worden, dat toegepaste uitvoeringsmethoden niet leiden tot onacceptabele geluids- en trillingshinder.
- Er zijn geen aanwijzingen dat de grond in dit deeltraject vervuild is. Mocht dit wel het geval blijken te zijn, dan dient de grond binnen een depot op te worden geslagen. Eventueel kan deze grond na sanering weer voor aanvulling van de bouwsleuf worden hergebruikt. (bron: waterschap Roer en Overmaas)

3.2.3 Beschrijving uitvoeringsmethoden

Ondanks het feit dat in het overgangsgebied, op de aanwezigheid van een verpleegtehuis op grote afstand na, geen bebouwing aanwezig is, is het, vanwege het grote ruimtebeslag en grote grondverzet, niet reëel om uit te gaan van een open bouwput onder vrij talud.

Gezien het feit dat er vanuit de omgeving geen stringente eisen gelden ten aanzien van bereikbaarheid, visuele hinder en bouwtijd, bestaat hier geen bezwaar om te kiezen voor een open bouwkuip met verticale grond- en grondwaterkerende wanden.

Omdat rekening moet worden gehouden met het feit dat de Roer regelmatig buiten haar oevers treedt, dienen dan wel voorzieningen te worden getroffen, opdat de bouwkuip niet volloopt. De meest logische oplossing hiervoor is het laten doorlopen van de verticale grondkerende wanden boven het maaiveld, tot aan het noodzakelijke niveau.

Een andere mogelijkheid het toepassen van het pneumatisch caisson. Op de speciale voorzieningen die hiervoor getroffen dienen te worden, i.v.m. het overstromen van het inundatiegebied, wordt eveneens verderop teruggekomen.

In het volgende zal een drietal voor dit deelgebied technisch mogelijke uitvoeringsmethoden worden behandeld:

- uitvoeringsmethode A Diepwandkuip met onderwaterbetonvloer en trekelementen
- uitvoeringsmethode B Damwandkuip met onderwaterbetonvloer en trekelementen
- uitvoeringsmethode C Pneumatisch caisson

uitvoeringsmethode A Diepwandkuip met onderwaterbetonvloer en trekelementen

Bij deze methode wordt gebruik gemaakt van diepwanden om te komen tot verticale grond- en grondwaterkerende constructie. Deze diepwanden zullen worden opgenomen als permanente wanden in de uiteindelijke constructie. De aansluiting tussen de constructieve vloer en de diepwanden is bij de behandeling van de diepwandkuip voor het stedelijk gebied reeds behandeld

Omdat in dit gebied geen belendingen op korte afstand aanwezig zijn, is het hier minder van belang om rekening te houden met maaiveldzettingen.

De diepwanden zullen wel tot in de goed doorlatende grindlaag moeten worden aangebracht, waarbij het risico bestaat dat de steunvloeistof door de poriën wegvloeit, en dientengevolge de diepwandsleuf instabiel wordt. Op deze problematiek is eveneens bij de behandeling van de diepwandkuip voor het stedelijk gebied reeds uitvoerig ingegaan.

De diepwanden dienen te worden doorgezet boven het maaiveld, tot op het niveau dat nodig is om de hoogste Roerwaterstand te kunnen keren. Hiervoor zijn twee werkwijzen toepasbaar. De eerste is het opwerpen van een gronddam van voldoende breedte en de

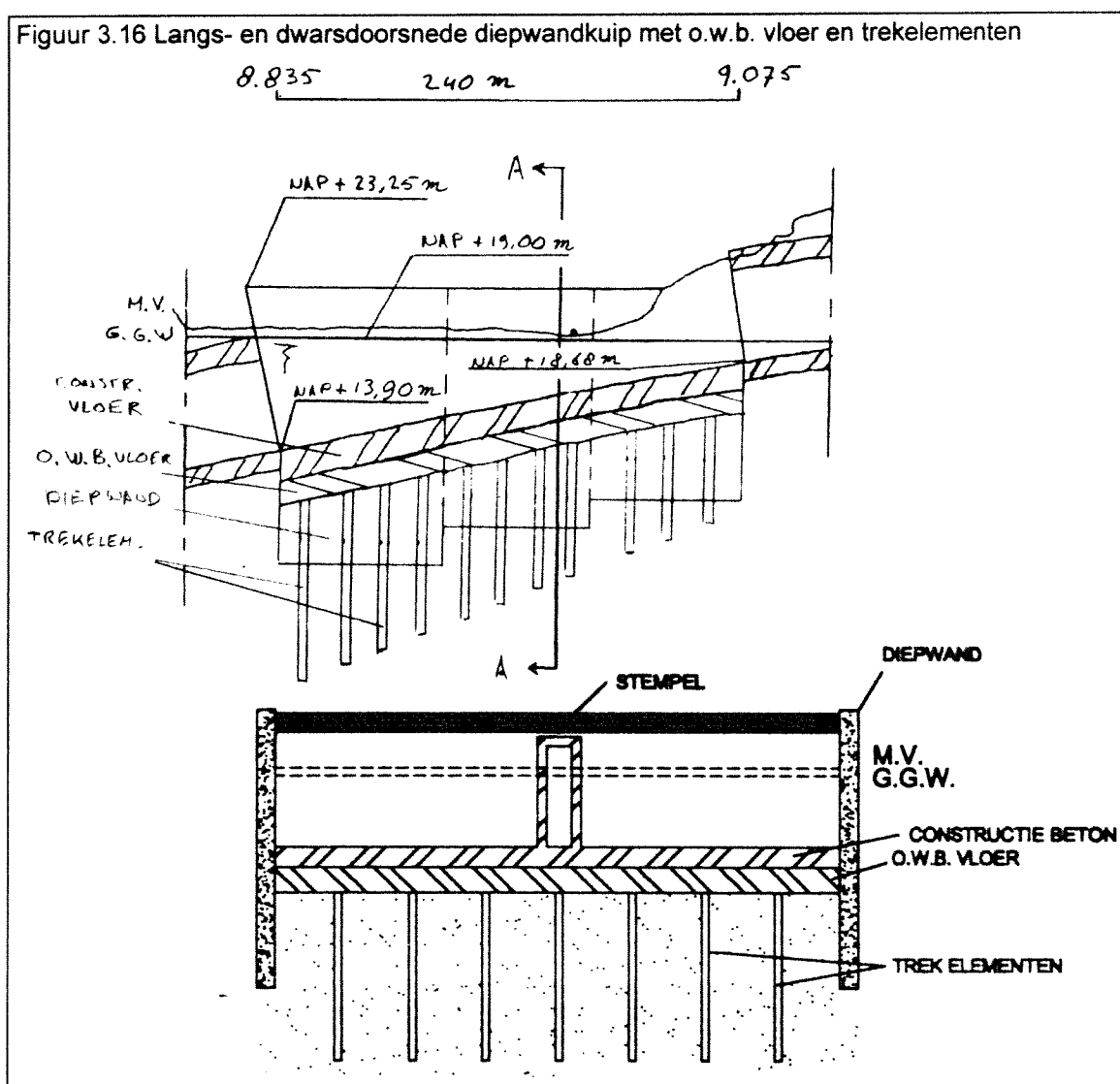
diepwand hierdoorheen te realiseren. De tweede maakt gebruik van betonnen bekistingmallen. Deze worden uitgevoerd als L-wandje en kunnen tevens dienen als geleidebalk. De bekistingmallen kunnen worden hergebruikt. Welke werkwijze gekozen wordt is afhankelijk van de onderlinge kostenverhouding. De keuze wordt hier in het midden gelaten.

Vanwege de relatief diepe ligging van de tunnelbak en de hoge waterstand tijdens overstromen van het inundatie gebied, zal de bodem van de bouwput moeten worden voorzien van een onderwaterbetonvloer met trekelementen. Bemaling is immers niet toegestaan en een gewichtsvloer zou vanwege de grote diepte zo dik moeten zijn dat dit niet reëel is.

Om redenen waarop bij de beschrijving van de diepwandkuip voor het stedelijk gebied reeds is ingegaan, wordt toepassing van een kunstmatig te realiseren ondoorlatende laag door middel van injectie niet goed mogelijk geacht.

De onderwaterbetonvloer met trekelementen is beschreven in bijlage 3.1.

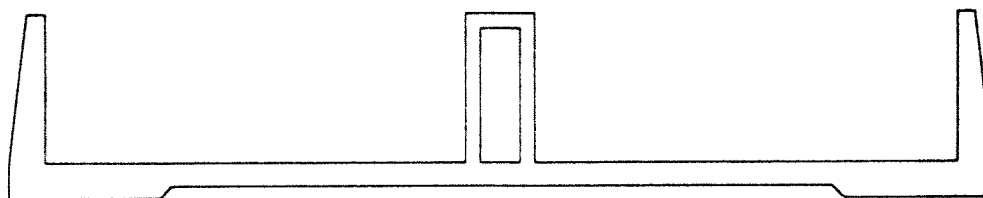
In figuur 3.16 is in langs- en dwarsdoorsnede de diepwandkuip met onderwaterbetonvloer en trekpalen weergegeven.



uitvoeringsmethode B Damwand- / Combiwandkuip met o.w.b. vloer en trekelementen

Deze uitvoeringsmethode gaat er van uit dat de een bouwkuip wordt gecreëerd, waarbinnen in den droge in situ de tunnelbak wordt gerealiseerd. Op deze wijze kan de hoeveelheid constructieve beton tot een minimum worden beperkt. De dikte van de zijwanden kan worden aangepast aan de momenten die ter plaatse in de gebruiksfase zullen heersen (zie figuur 3.19). Dit in tegenstelling tot diepwanden, welke met een uniforme dikte in de constructie worden opgenomen.

Figuur 3.17 Taps verlopende zijwanden, aangepast aan de momentenlijn



Ook zal er geen overdikte van de wanden en vloer hoeven te worden toegepast, zoals bij het pneumatisch caisson het geval is.

Bovendien hoeft er hier in tegenstelling tot de diepwandkuip geen rekening te worden gehouden met verticaal toetredend lekwater tussen de constructievloer en de diepwand en tussen de diepwandpanelen onderling.

Bij de keuze tussen damwanden of combiwanden spelen alleen de kosten een rol. De kosten worden gedomineerd door het gewicht van het staal, per strekkende meter dam- of combiwand. Hoewel er een behoorlijke overlap bestaat in de weerstands- en traagheidsmomenten van zware damwand profielen en lichte combiwanden, kan toch globaal worden gezegd, dat combiwanden worden toegepast als de zwaarste damwand profielen niet meer volstaan.

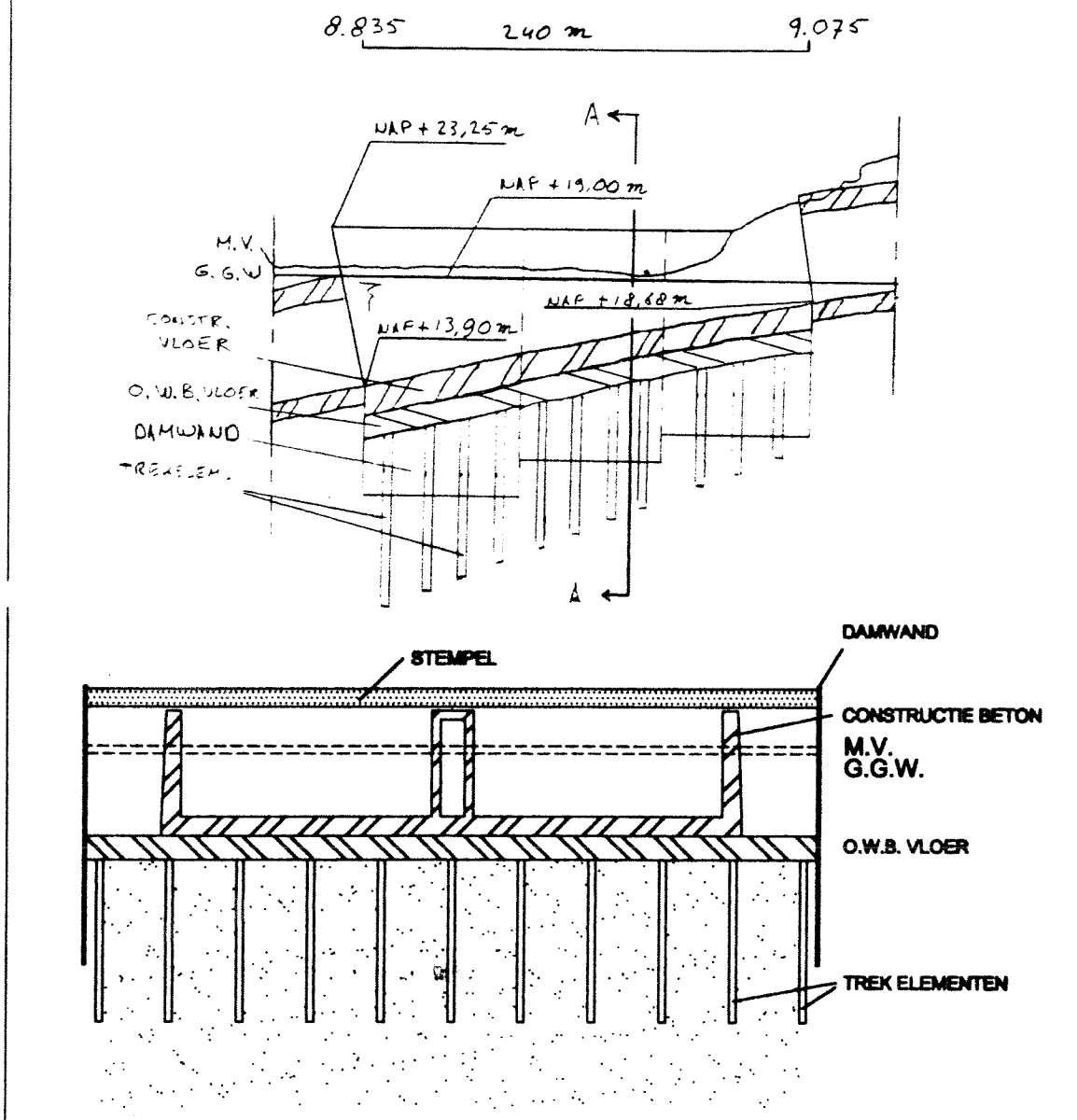
Opgemerkt kan hier nog worden, dat door de grote weerstand van de grindlaag voor de damwanden en de tussenplanken bij combiwanden aanzienlijke vervormingen kunnen worden verwacht. (Dit was ook het geval voor de AZ 26 profielen bij de proefneming te Swalmen.) De buispalen worden daarentegen geacht vrijwel onvervormd te kunnen worden teruggewonnen.

In dit deelgebied is, op het verpleegtehuis na geen bebouwing aanwezig. Het verpleegtehuis ligt op circa 90 m afstand van het tunneltracé. Deze afstand wordt groot genoeg geacht om schade en geluidshinder ten gevolge van heien of trillen van dam- en/of combiwanden te voorkomen (bron Rijkswaterstaat).

De horizontale afsluiting van de bouwkuip wordt ook hier gerealiseerd d.m.v. een onderwaterbetonvloer met trekelementen. De constructieve vloer van de tunnelbak zal dan hierbovenop in den droge kunnen worden gerealiseerd. De tunnelbakvloer zal worden verbonden met de trekelementen, die door de onderwaterbetonvloer heen steken.

In figuur 3.18 is een langs- en dwarsdoorsnede van de damwandkuip met onderwaterbetonvloer en trekpalen weergegeven.

Figuur 3.18 Langs- en dwarsdoorsnede damwandkuip met o.w.b. vloer en trekelementen



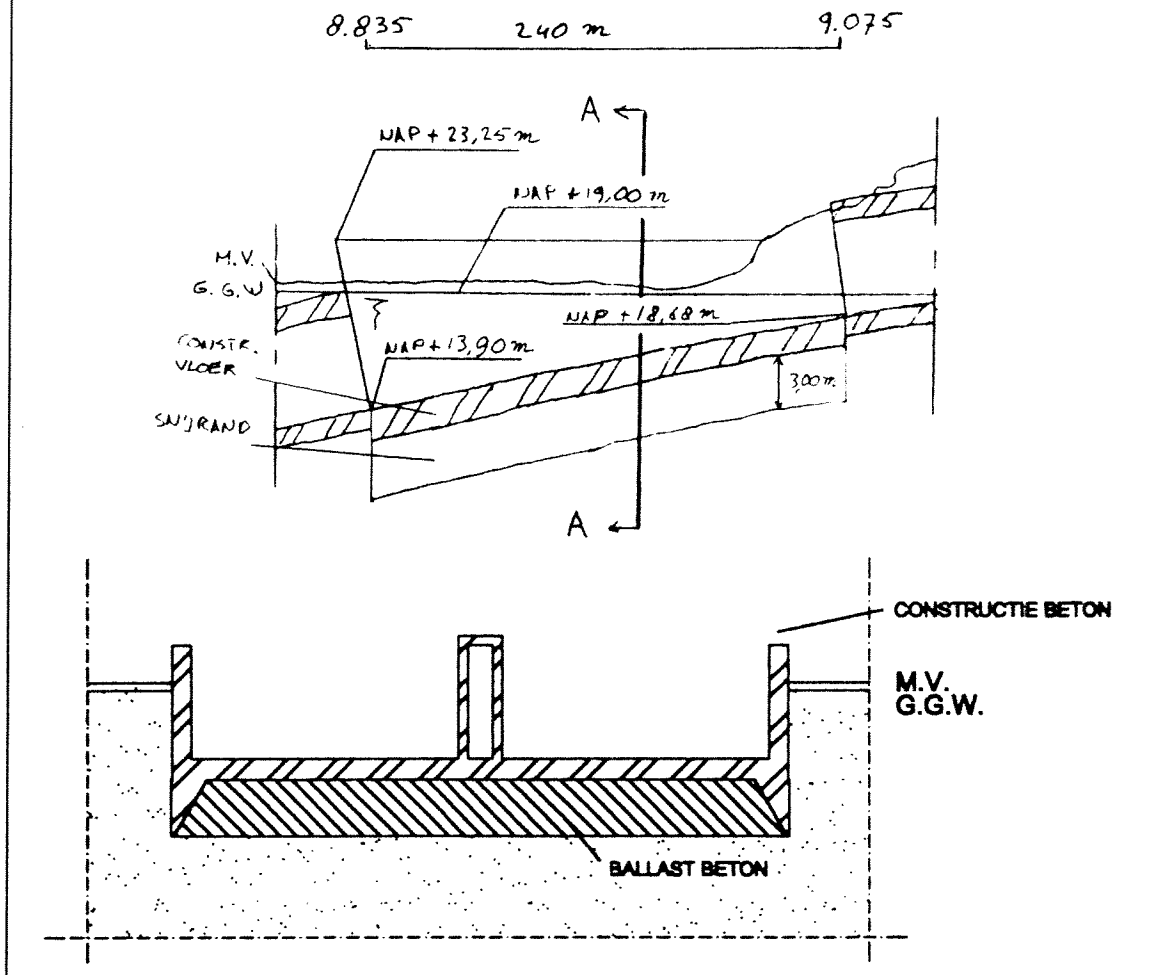
uitvoeringsmethode C Pneumatisch caisson

Deze werkwijze is reeds beschreven onder uitvoeringsmethode D van het stedelijk gebied.

In dit deelgebied dienen extra maatregelen te worden getroffen, om te voorkomen dat de bouw hinder ondervindt, indien de Roer buiten haar oevers treedt. Deze maatregelen zijn zeer eenvoudig; voor dat deel waar het maaiveld zo laag is dat maatregelen nodig zijn kan het pneumatisch caisson worden gerealiseerd, bovenop een grondlichaam van voldoende hoogte. Bij een grondwaterstand met een overschrijdingsfrequentie van eens per honderd jaar van NAP + 21,00, wordt een grondlichaam, waarvan de bovenkant op NAP + 21,50 m ligt voldoende geacht. Dit houdt plaatselijk een ophoging in van één à anderhalve meter. Het pneumatisch caisson kan dan vervolgens door het grondlichaam heen worden afgezonken.

In figuur 3.19 is een langs- en dwarsdoorsnede van het pneumatisch caisson weergegeven.

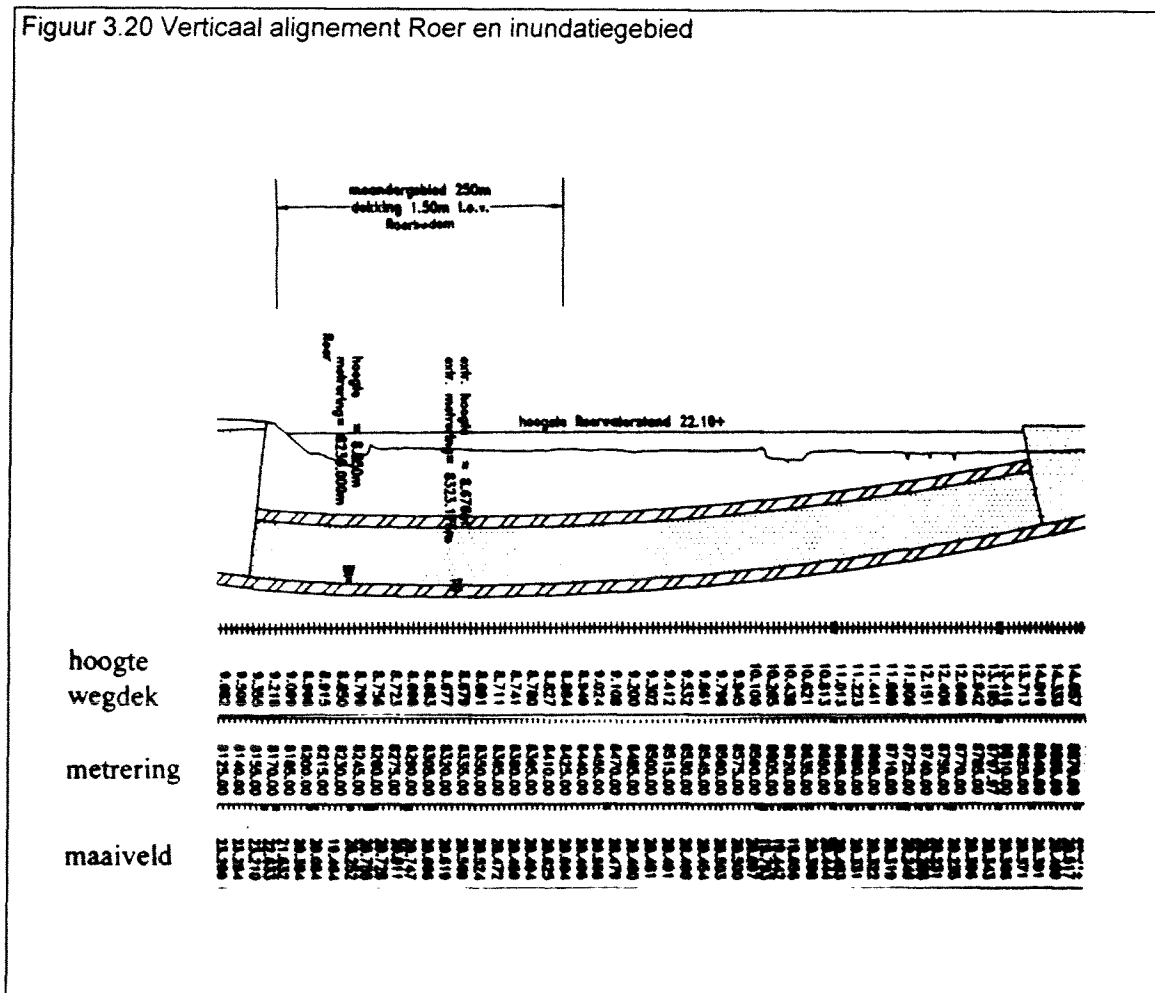
Figuur 3.19 Langs- en dwarsdoorsnede pneumatisch caisson



3.3 Roer en inundatiegebied

Van metrerings 8.140 tot 8.835 bevindt zich het deelgebied 'Roer en inundatiegebied', met een lengte van bijna 700 m. Dit gedeelte zal worden uitgevoerd als een geheel gesloten tunnel.

In figuur 3.20 is een weergave van het verticale alignement voor dit deelgebied gegeven.



De grondwaterstand met een overschrijdingsfrequentie van eens per honderd jaar is gelijk aan die van de waterstand in de Roer en ligt op NAP + 21,00 m. De gemiddelde grondwaterstand ligt op NAP + 19,00 m.

Het inundatiegebied kan worden verdeeld in een bergend en een stroomvoerend gedeelte. De grens ligt globaal op metrerings 8.560, waarbij dus het westelijke deel stroomvoerend is en het oostelijke deel bergend. Volgens het waterschap Roer en Overmaas worden geen grenzen gesteld aan de beperking van het bergende volume in het Roerdal. Ten aanzien van de stroomvoerende breedte zijn geen getalwaardenvoor de maximale toegestane beperking gegeven. Er dient rekening mee te worden gehouden, dat de beperkingen slechts gering mogen zijn.

3.3.1 Randvoorwaarden

- De grondopbouw.
- De maaiveldhoogte.
- De grondwaterstand, danwel de Roerwaterstand, ten tijde van inundatie.
- Het verticale en horizontale tunnelalignement, volgens variant zes.
- Volgens het tracébesluit van december 1995 is een grondwaterbemaling in het gehele Roerdal niet toegestaan.
- De afvoercapaciteit van het zomerbed van de Roer dient zowel tijdens de bouwfase, als in de uiteindelijke situatie behouden te blijven.
- Permanente belemmering van grondwaterstroming richting Maas is niet toegestaan.

3.3.2 Uitgangspunten

- In de uiteindelijk situatie dient de Roer weer binnen de zone die is aangegeven in variant zes, vrij te kunnen meanderen. Tijdens de bouwfase is een omlegging toegestaan, mits aan de randvoorwaarde aangaande de afvoercapaciteit wordt voldaan.
- Er zijn geen aanwijzingen dat de grond in dit deeltraject vervuild is. Mocht dit wel het geval blijken te zijn, dan dient de grond binnen een depot op te worden geslagen. Eventueel kan deze grond na sanering weer voor aanvulling van de bouwsleuf worden hergebruikt. (bron waterschap Roer en Overmaas)
- De stroomvoerende breedte moet gedurende de bouwfase zo min mogelijk worden beperkt.

3.3.3 Beschrijving uitvoeringsmethoden

Gezien de grote diepteligging van de tunnel heeft een open bouwput onder vrij talud een dermate groot ruimtebeslag en dus grondverzet dat dit ook hier niet reëel wordt geacht. Het toepassen van een boortunnel is in de onderhavige grondslag lastig, maar wel mogelijk. Het probleem is dat, als het verticale alignement volgens variant zes wordt aangehouden, de dekking op de tunnel te gering is om een "blow-out" te voorkomen. Als de tunnel dieper wordt aangelegd, zal vanwege verkeerstechnische eisen ook de lengte aanzienlijk toenemen, wat gepaard gaat met zeer hoge kosten. Een ander probleem is het grote vereiste profiel van vrije ruimte. Dit zou leiden tot twee geboorde buizen met een aanzienlijke diameter. De boortunnel wordt om bovenstaande redenen hier niet bekeken.

Omdat loodrecht op de tunnel-as een aanzienlijke grondwaterstroming in de richting van de Maas heerst, is het niet toegestaan om na de bouwfase een groot waterondoorlatend scherm in de grond achter te laten. Om deze reden zal voor een bouwkuip als verticale grond en grondwaterkerende constructie geen diepwand mogen worden toegepast. Bij toepassing van damwanden of combiwanden dienen deze na gereedkomen van de tunnel weer te worden verwijderd.

Door IWACO is een studie verricht naar de te verwachten opstuwings bij de tunnelritten, ten gevolge van tijdelijke grondwaterstromingsbelemmering. Voor de bouwfase bleek dit niet problematisch.

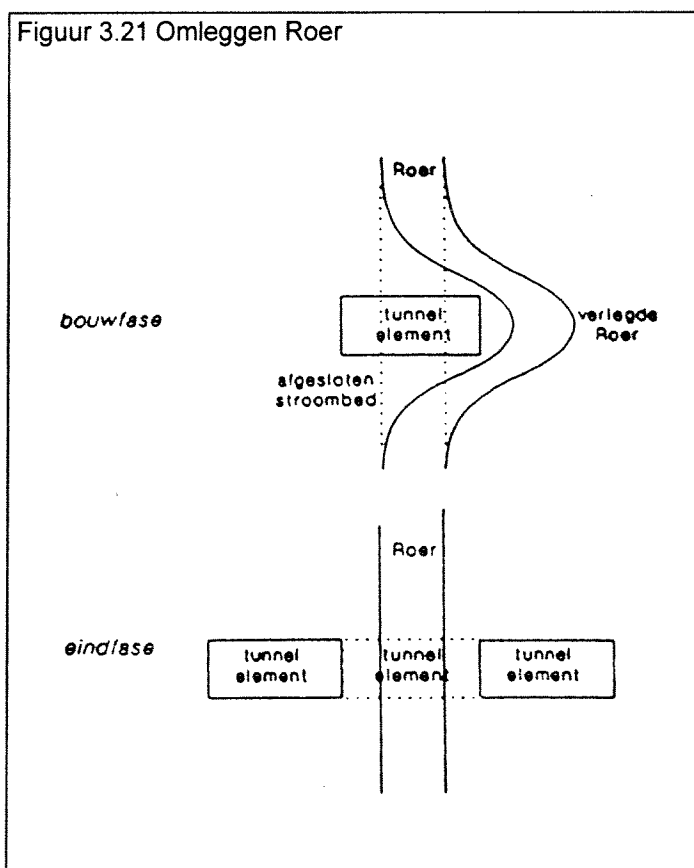
Voor dit deelgebied is evengoed wel een groot aantal uitvoeringsmethoden technisch mogelijk. Zoals reeds eerder was beredeneerd zullen echter slechts die uitvoeringsmethoden worden besproken, die logisch en technisch mogelijk zijn. (Om nog maar eens hetzelfde voorbeeld te noemen: het toepassen van de wanden-dakmethode is vanwege de afwezigheid van de behoefte aan snel maaiveldherstel niet zinvol en bovendien door de grote diepte niet goed mogelijk.)

In het volgende zal een aantal voor dit deelgebied toepasbare uitvoeringsmethoden worden behandeld:

- uitvoeringsmethode A Damwandkuip met onderwaterbetonvloer en trekelementen
- uitvoeringsmethode B Pneumatisch caisson
- uitvoeringsmethode C Afgezonken tunnel

uitvoeringsmethode A Damwand- / Combiwandkuip met o.w.b. vloer en trekpalen

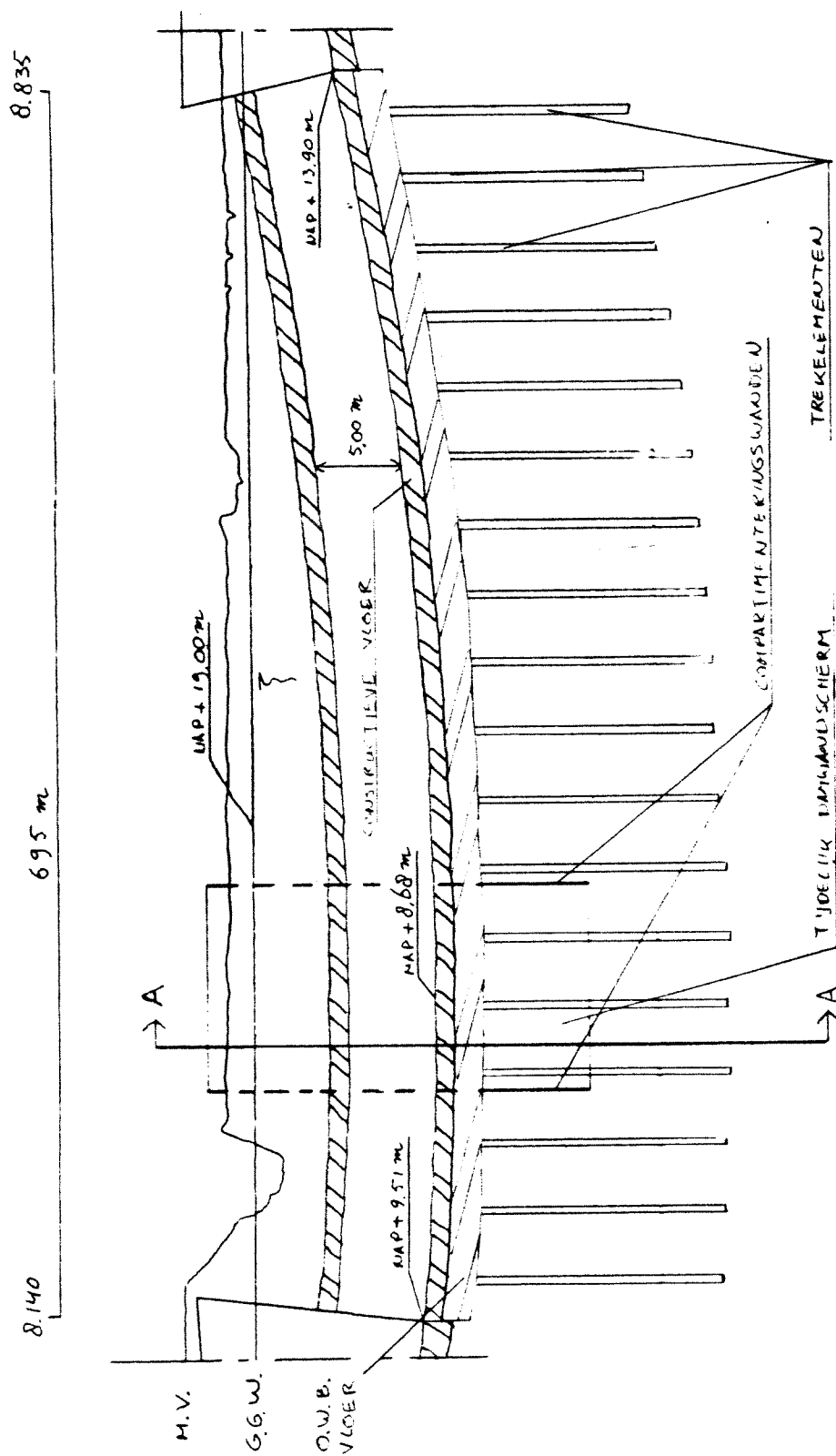
De bouwkuip zal gerealiseerd kunnen worden met dezelfde overwegingen, zoals is beschreven voor het overgangsgebied tussen het Roerdal en het stedelijk gebied onder uitvoeringsmethode A. Het enige verschil is het feit dat voor dit traject de sleuf weer zal moeten worden aangevuld.



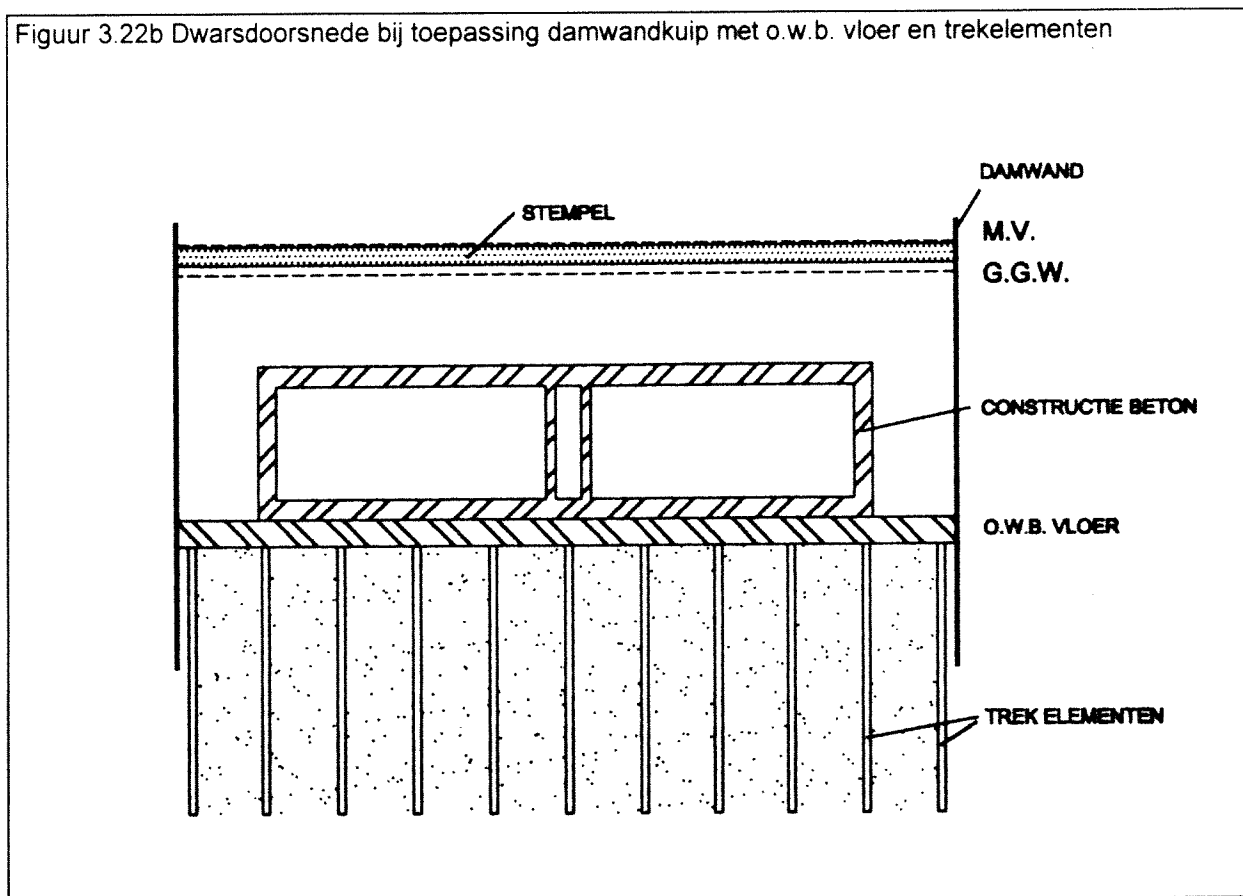
Om de tunnel ter plaatse van de zomerbedding van de Roer te kunnen aanleggen, zal deze tijdelijk kunstmatig moeten worden omgelegd. Nadat alle werkzaamheden zijn afgerond, na realisatie van de tunnel zullen de dam- of combiwanden weer moeten worden verwijderd, kan de Roer weer in de oude gedaante worden teruggebracht. Om de stroomvoerende breedte van het inundatiegebied zo min mogelijk te beperken, zal de lengte van de compartimenten beperkt moeten zijn. Tijdens deze studie zijn er, zoals gezegd, nog geen getalwaarden gegeven omtrent de maximaal toegestane afsluiting op enig moment.

In figuren 3.22 a en b op de volgende bladzijden is resp. een langs- en dwarsdoorsnede van de damwandkuip voor dit deelgebied weergegeven.

Figuur 3.22a Langdoorsnede damwandkuip met o.w.b. vloer en trekelementen



Figuur 3.22b Dwarsdoorsnede bij toepassing damwandkuip met o.w.b. vloer en trekelementen



uitvoeringsmethode B Pneumatisch caisson

Deze werkwijze is reeds beschreven onder uitvoeringsmethode D van het stedelijk gebied.

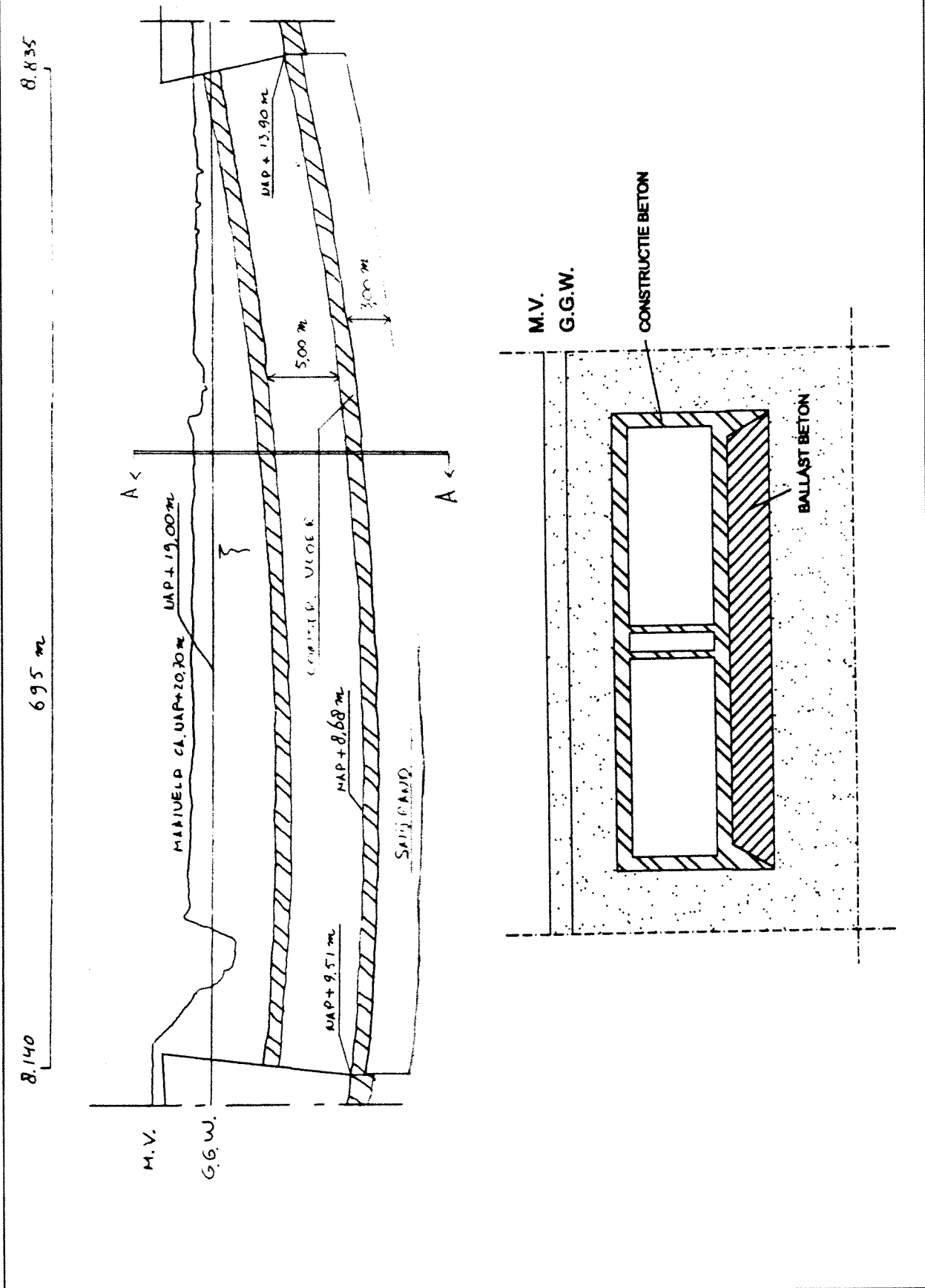
In dit deelgebied dienen net als bij het overgangsgebied tussen het stedelijk gebied en het Roerdal extra maatregelen te worden getroffen, om te voorkomen dat de bouw hinder ondervindt, indien de Roer buiten haar oevers treedt.

Om bij een grondwaterstand met een overschrijdingsfrequentie van eens per honderd jaar van NAP + 21,00 m nog te kunnen werken, wordt een grondlichaam, waarvan de bovenkant op een niveau van NAP + 21,50 m ligt opgebracht. Dit houdt voor het grootste deel van het inundatiegebied een ophoging in van één à anderhalve meter. Het pneumatisch caisson kan dan vervolgens door het grondlichaam heen worden afgezonken.

Ten aanzien van het omleggen van de Roer gelden dezelfde overwegingen, als onder uitvoeringsmethode A.

In figuur 3.23 op de volgende bladzijde is een langs- en dwarsprofiel van het pneumatisch caisson voor het Roer en inundatiegebied weergegeven.

Figuur 3.23 Langs- en dwarsdoorsnede bij toepassing pneumatisch caisson



uitvoeringsmethode C Afgezonken tunnel

Voor een groot deel van het inundatiegebied is het mogelijk om te werken volgens de afzinkmethode. Hiertoe worden in een bouwdok tunnelementen gemaakt, met een hoogte van 7,50 à 8,00 m.

Het voordeel van afzinken is dat het zomerbed van de Roer niet tijdelijk zal hoeven worden te verlegd en dat door de realisatie van de afzinkelementen in den droge een goede kwaliteitsbeheersing mogelijk is.

De elementen worden in het tracé gevaren en afgezonken in een uitgebaggerde zinksleuf, welke een verticale begrenzing dient te hebben, omdat ontgraving onder vrij talud zou leiden tot zeer flauwe hellingen en dus een zeer groot ruimtebeslag en dientengevolge een zeer groot grondverzet.

De zinksleuf staat in direct contact met de Roer, zodat de waterstanden in de sleuf gedicteerd worden door de stand van de Roer.

Omdat de Roer te smal en te ondiep is om tunnelementen hierover te vervoeren, is het niet mogelijk om gebruik te maken van een bouwdok elders. De elementen zullen dus in de directe omgeving van het tracé moeten worden gerealiseerd.

Hiertoe komen twee mogelijkheden in aanmerking.

1. Het creëren van een tijdelijk bouwdok in het bergende deel van het inundatiegebied.
2. Het aanwenden van de toeritten tot het afgezonken gedeelte als tijdelijk bouwdok.

Omdat een bemaling in het Roerdal niet is toegestaan en bovendien vanwege de grote doorlatendheid van de grond niet reëel is, zal ook de bodem van een tijdelijk bouwdok moeten worden voorzien van een onderwaterbetonvloer met trekpalen. Deze investering wordt voor een eenmalig te gebruiken tijdelijk bouwdok in het bergende deel onaanvaardbaar geacht. Zodoende vervalt hiermee mogelijkheid één.

Er wordt voor gekozen om de bouwput voor de toeritten tot het afgezonken gedeelte zowel aan de westzijde (= open tunnelbak Roerdal-West), als aan de oostzijde zodanig vorm te geven, dat deze dienst kunnen doen als tijdelijk bouwdok voor een afzinkelement. Deze tijdelijke bouwdokken worden uitgevoerd, als damwandkuip met onderwaterbetonvloer en trekpalen. De breedte van deze damwandkuip, waarvan de uitvoering reeds is beschreven onder uitvoeringsmethode A van deze subparagraaf, is uiteraard groter dan nodig zou zijn, wanneer ter plaatse alleen in situ de tunnel gemaakt zou hoeven worden. Er zal nu een aanzienlijk grotere werkbreedte naast het tunnelement nodig zijn (in de orde van 8 à 10 meter i.p.v. ca. 1,5 meter).

Nadat de tunnelementen zijn uitgevaren en de bouwkuipen aan de kopse zijden weer waterdicht zijn kunnen de bouwputten weer leeggepompt worden, waarna de aansluitende delen in situ kunnen worden gerealiseerd.

De toepasbare lengtes van de tunnelementen moeten worden bepaald, in samenhang met de volgende zaken:

1. De benodigde werkbreedte rondom het tunnelement
2. De hoogte van het tunnelement
3. De verschilhoogte tussen de kopkanten en het midden van de elementen, ten gevolge van de verticale kromtestraal
4. De waterstand bij uitvaren
5. Het vrijboord van de drijvende elementen
6. De benodigde kielspeling van de drijvende elementen
7. De hoogte-afmetingen van het bed, waarop de tunnelementen worden gestort
8. Het hoogste bodemniveau van de bouwkuip, waarbij het nog mogelijk is om op basis van de gegevens 2 t/m 7 opdrijven en uitvaren mogelijk te laten zijn

ad 1)

Voor de benodigde werkbreedte rondom het tunnelement wordt 10 m aangehouden.

ad 2)

De hoogte van het tunnelement is als volgt samengesteld:

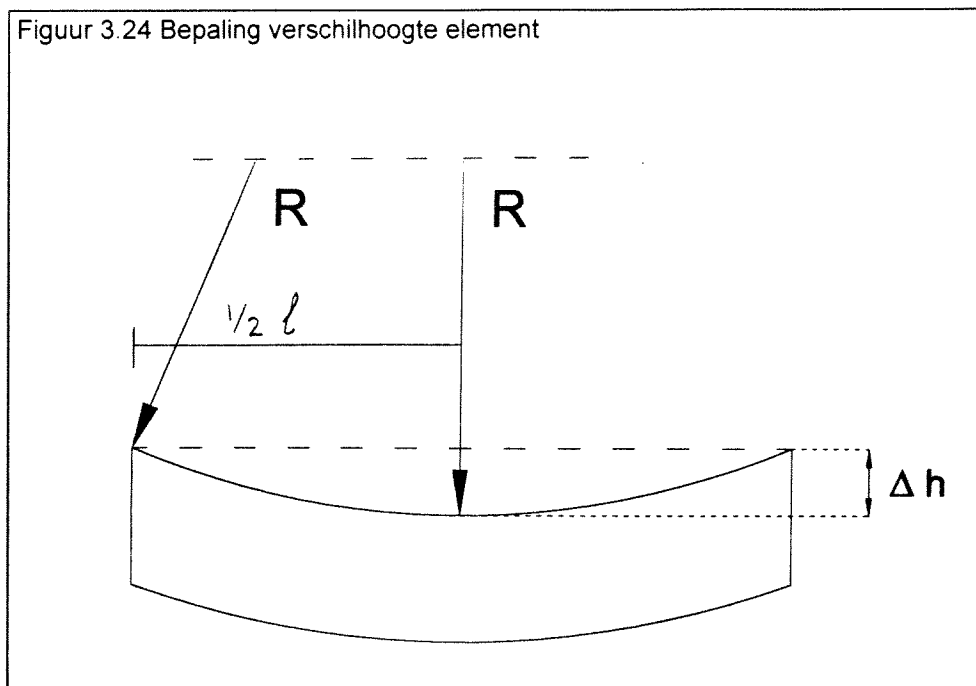
	hoogte
Tunneldak	1,10 m
vrije hoogte	5,00 m
Ballastbeton	0,50 m
Tunnelvloer	1,10 m
Totaal	7,70 m

Hierbij zijn de hoogtes van het tunneldak en de tunnelvloer, zowel als de dikte van de ballastlaag inschattingen.

ad 3)

Het verschil in hoogte tussen de bovenkant van de tunnel aan de kopzijde en op het laagste punt, wordt bepaald door de lengte van het element en de verticale kromtestraal. Het grootste deel van het tracé in het Roerdal heeft een kromtestraal van 25.000 m. Als in eerste instantie wordt uitgegaan van een elementlengte van 200 m resulteert dit in een hoogte verschil van ca. 20 cm. Dit wordt inzichtelijk gemaakt in figuur 3.24.

Figuur 3.24 Bepaling verschilhoogte element



$$\Delta h_{krom\ min\ g} = R - \sqrt{R^2 - \left(\frac{1}{2}l\right)^2} = 25.000 - \sqrt{25.000^2 - \left(\frac{1}{2} * 200\right)^2} = 0,20\ m$$

ad 4)

Op het moment dat de tunnelementen gereed zijn om op te laten drijven en uit de bouwput te varen, moet hiervoor in de Roer een minimaal een bepaalde waterstand heersen. Deze minimale waterstand moet voldoende kans op optreden hebben, om onnuttige, kostbare wachttijd zo veel mogelijk te vermijden. Een waterstand in de Roer met een niveau van NAP + 19,50 m wordt om deze reden maatgevend geacht.

ad 5)

De kopzijden van de elementen dienen nog 20 cm vrijboord te hebben. Zodoende ligt op basis van punt 3 de bovenkant van de laagste doorsnede van het element ter hoogte waterspiegel.

ad 6)

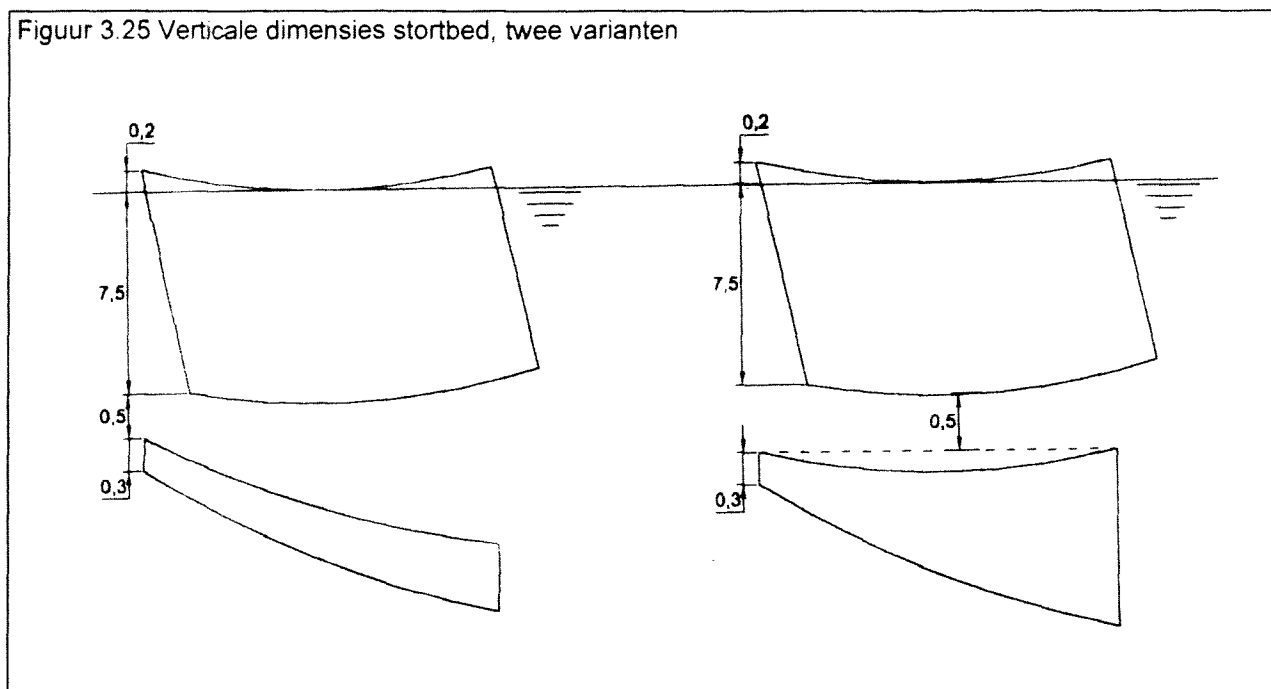
De kielspeling van het element moet op ieder moment van opdrijven tot afzinken minimaal 50 cm bedragen.

ad 7)

De vloerconstructie van het tunnelement zal worden gestort op een bed, welke de kromtestraal van het element zal hebben. Dit bed moet zijn gemaakt van zeer goed doorlatend zand of grind en moet een minimale dikte hebben van 30 cm. Dit is van belang, om er voor te zorgen dat het element op het moment dat het moet opdrijven, niet door een vacuüm aan de bouwput bodem blijft 'plakken'.

Het bed kan op twee wijzen worden vormgegeven, namelijk globaal evenwijdig aan het verhang van de bouwkuipbodem of globaal horizontaal. In het eerste geval zal de kielspeling aan de hoge zijde maatgevend zijn, in het tweede de kielspeling boven het hoogste punt aan de kant waarover heen uitgevaren zal moeten worden. Een en ander wordt inzichtelijk gemaakt in figuur 3.25.

Figuur 3.25 Verticale dimensies stortbed, twee varianten



Van de twee mogelijkheden heeft de eerste de voorkeur, omdat deze een grotere elementlengte mogelijk maakt, op grond van het maatgevende niveau aan de hoge zijde van de bouwkuip. Een gering bijkomend voordeel is dat het stortbed minder groot hoeft te zijn. Een nadeel is dat de tunnelvloer en het tunneldak onder grotere hoogtegradient moeten worden gestort. Dit laatste is lastig, maar niet onoverkomelijk.

ad 8)

Op basis van punt 2 t/m 7 kan het hoogste niveau worden bepaald, dat de hoge zijde van de bouwkuip nog mag hebben, om aan alle in punt 2 t/m 7 bepaalde randvoorwaarden of uitgangspunten te voldoen.

Dit niveau kan ook in figuur 3.23 worden afgelezen en geldt voor zowel de westelijke (in de figuur weergegeven) zijde, als voor de oostelijke zijde.

$$h_{\text{bouwvlak,max}} = \text{NAP} + h_{\text{Roer}} - h_{\text{element}} + \Delta h_{\text{kromming}} - h_{\text{kielspanning}} - h_{\text{stortbed,min}}$$

$$h_{\text{bouwvlak,max}} = \text{NAP} + 11,20 \text{ m}$$

Om dit niveau te koppelen aan de wegdekhoogten, welke in het verticale alignement zijn gegeven, dienen aannamen te worden gedaan voor de volgende zaken:

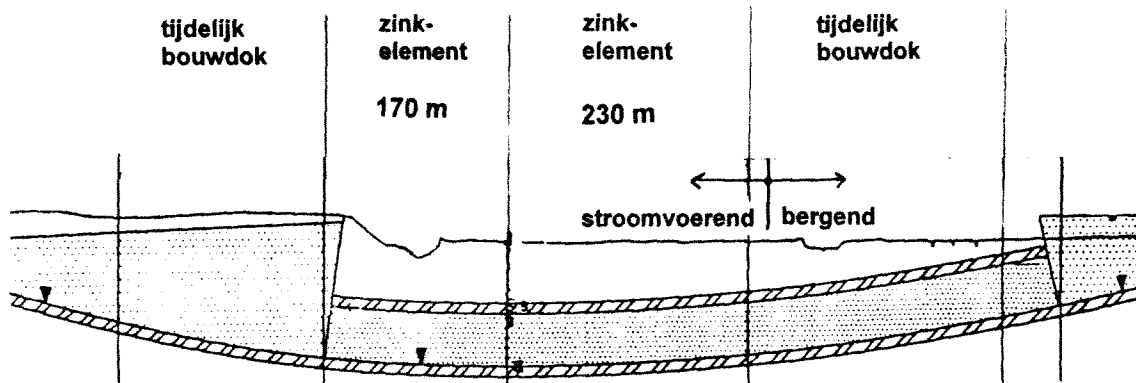
- dikte asfaltlaag = 0,10 m
- dikte constructievloer van de uiteindelijke tunnel(bak)constructie = 1.10 m

De wegdekhoogte van de toeritten mag zich dus op het uiterste punt bevinden op een niveau van maximaal NAP + 12,40 m.

Globaal is deze wegdekhoogte te vinden ter plaatse van meteringen 7.940 en 8.770.

In figuur 3.26 is de indeling van het landelijk gebied gegeven, bij toepassing van een afzinktunnel.

Figuur 3.26 Indeling landelijk gebied bij uitvoering als zinktunnel



Voor de westelijke toerit in de open tunnelbak in Roerdal-West ligt de oostelijke grens op metrerings 8.140. Met inachtneming van de onder punt 1 bepaalde werkbreedte rond het element van minimaal 10 m bedraagt de elementlengte, die hierin maximaal gemaakt kan worden:

$$l_{west,max} = 8.140 - 7.950 - (2 * 10) = 170 \text{ m}$$

Dit element komt na uitvaren en aansluiting op de open tunnelbak op metrerings 8.140 dus met de oostelijke kopzijde op metrerings 8.310 uit.

De maximale lengte van het element dat in de oostelijke bouwkuip wordt gerealiseerd kan volgens de volgende vergelijking worden bepaald (aan de kopzijden is weer 10 m werkbreedte aangehouden):

$$l_{oost,max} = \frac{8.790 - 8.310 - (2 * 10)}{2} = 230 \text{ m}$$

In totaal zal dus een gedeelte van omstreeks 400 m kunnen worden afgezonken. Deze waarde is uiteraard globaal, maar geeft een aardige indicatie van de mogelijkheden.

Uit het voorgaande komt nog een voordeel van deze werkwijze, ten opzichte van de hiervoor besproken uitvoeringsmethoden A en B naar voren, namelijk dat de stroomvoerende breedte slechts met ongeveer 20 m wordt beperkt. Dit is nog geen vijf procent.

Bij deze manier van werken speelt het probleem dat op het moment dat de tunnelementen gereed zijn en kunnen worden uitgevaren er nog geen landhoofd is, waartegen dat zou moeten gebeuren. De beide elementen uitvaren en tijdelijk laten wachten tot één zijde gereed is om tegenaan af te zinken kan ook niet, omdat dit ofwel het stroomvoerende profiel teveel beperkt, ofwel er oneconomisch veel graafwerk dient te worden verricht om ze elders te parkeren. Twee oplossingen voor dit probleem worden besproken in bijlage 3.2.

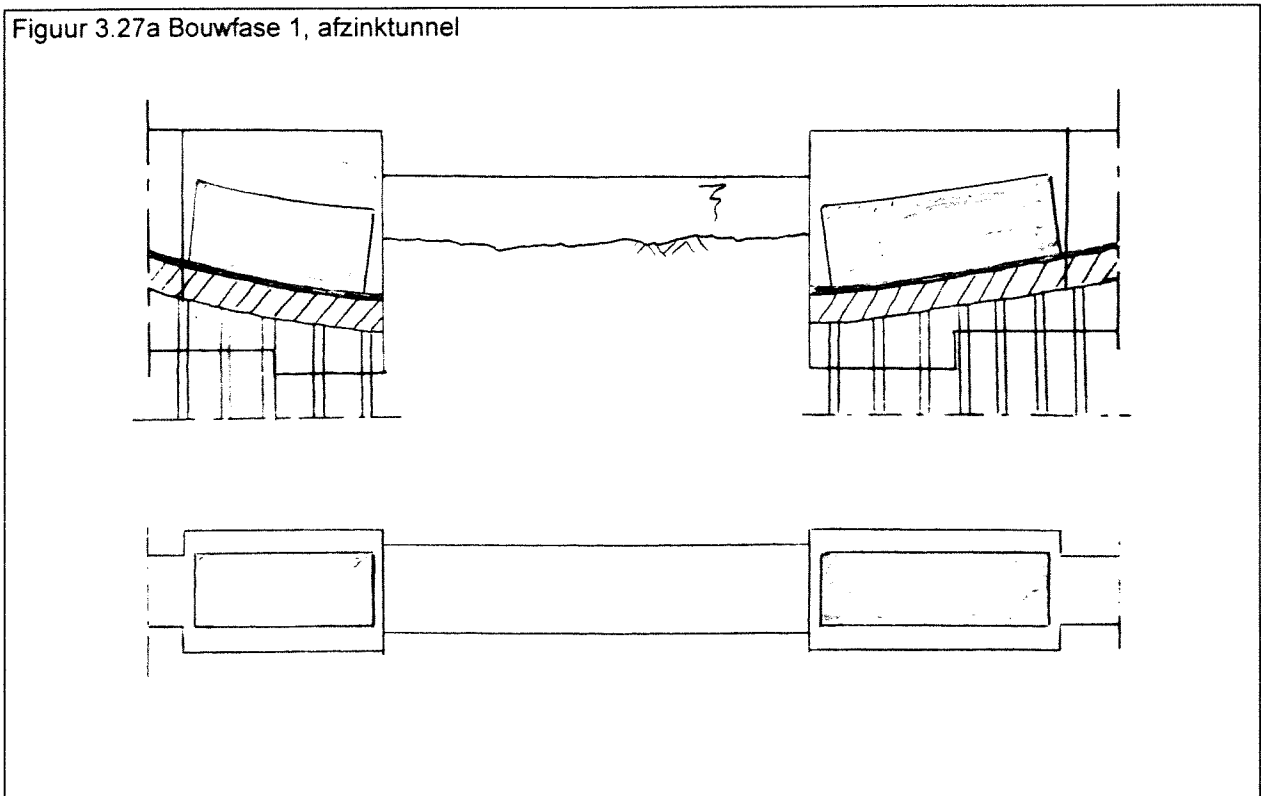
In de figuren 3.27 a,b, en c staat de bouwfasering in bovenaanzicht en langsdoorsnede weergegeven.

Bouwfase 1: bouwen tunnelementen, ontgraven zinksleuf

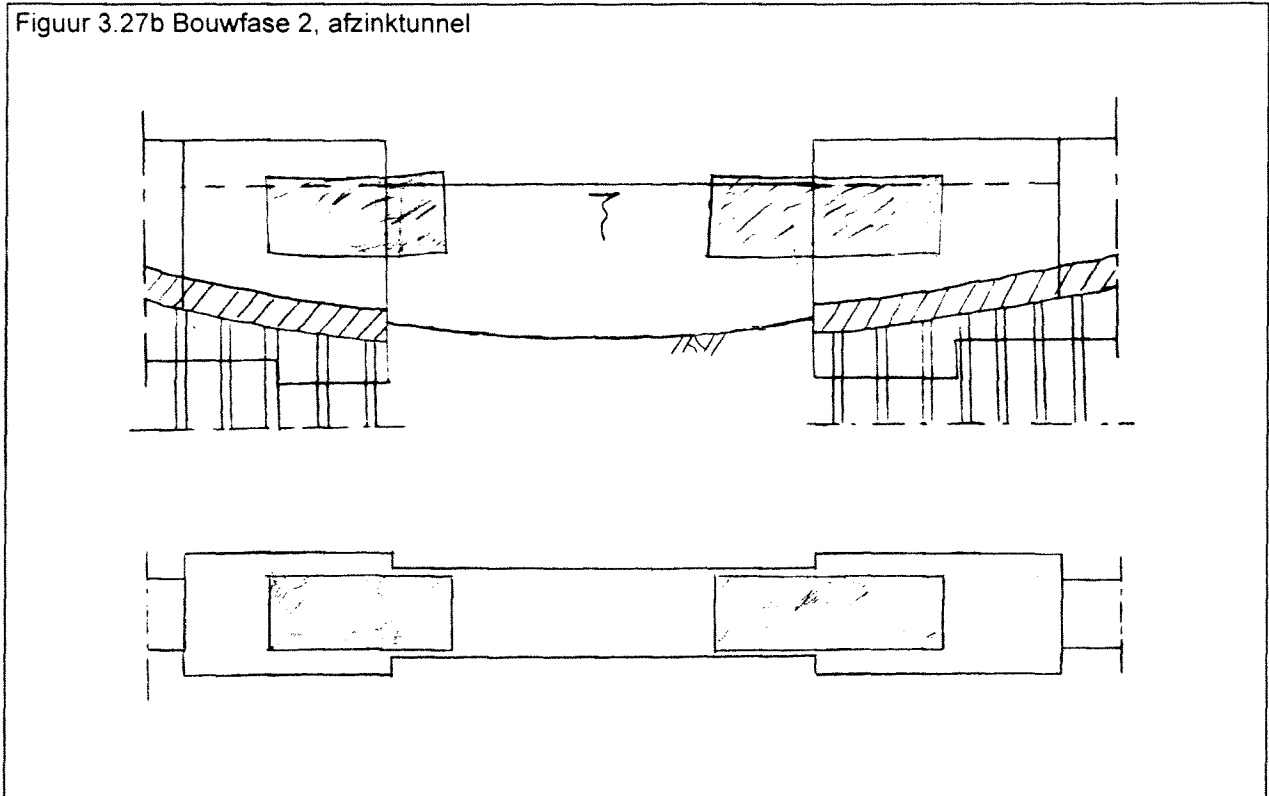
Bouwfase 2: inunderen bouwdok, opdrijven, uitvaren afzinken en stellen tunnelementen

Bouwfase 3: aanvullen grond, bouw aansluitende delen in situ

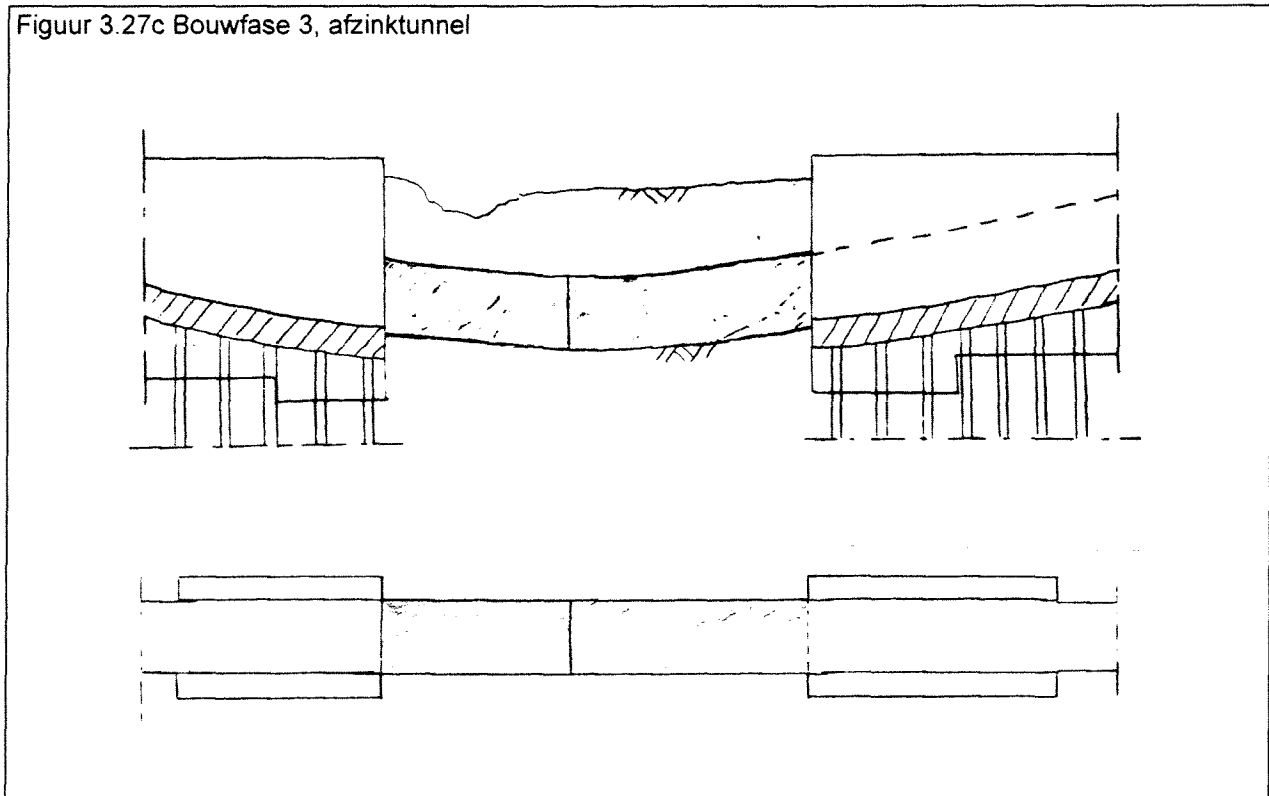
Figuur 3.27a Bouwfase 1, afzinktunnel



Figuur 3.27b Bouwfase 2, afzinktunnel

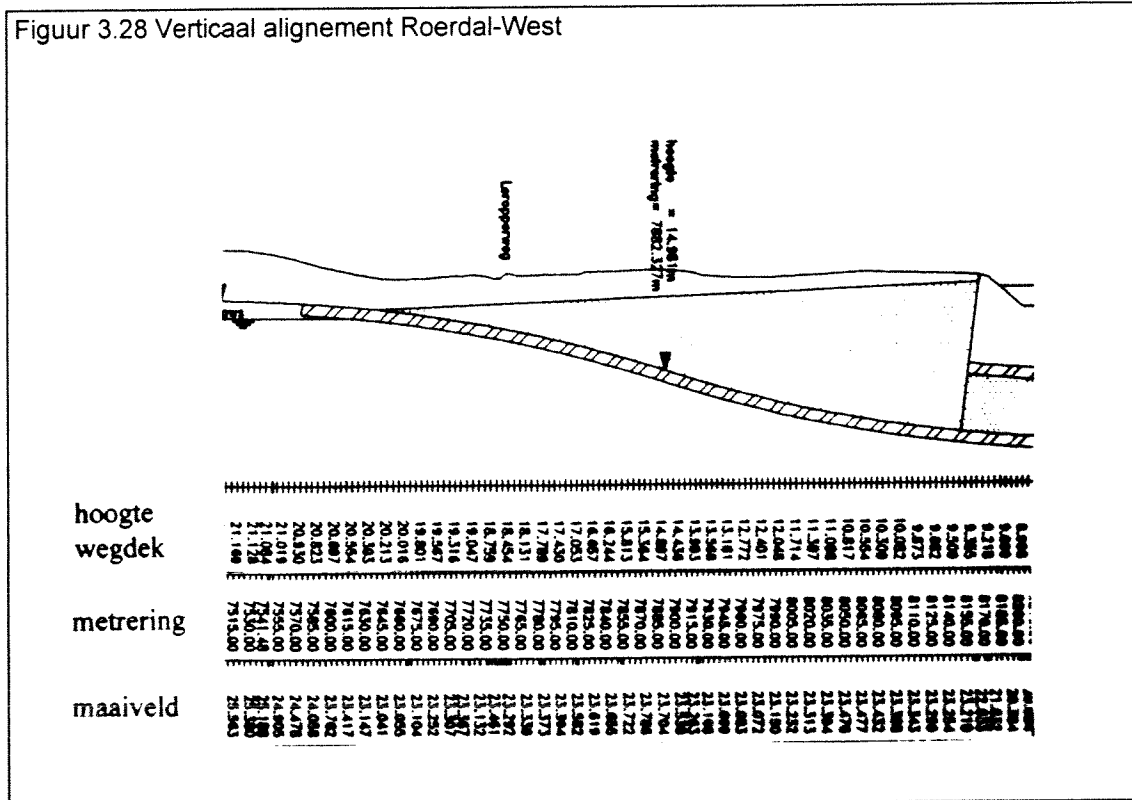


Figuur 3.27c Bouwfase 3, afzinktunnel



3.4 Roerdal-West

De westelijke toerit bevindt zich in het Roerdal-West. Het gehele traject wordt uitgevoerd als open tunnelbak. Het Roerdal-West wordt momenteel gebruikt voor agrarische doeleinden; er bevindt zich een boomgaard. Het gebied loopt van metring 7.840 tot 8.140. In figuur 3.28 is het verticaal alignement weergegeven.



In dit deelgebied wordt het tunneltracé gekruist door de ontsluitingsweg van het gehucht Lerop, de Leropperweg, en een aantal landbouwwegen. Door de aanleg een open tunnelbak zullen deze wegen niet meer in de huidige vorm zijn te handhaven. De oplossing zal waarschijnlijk moeten worden gezocht in de bouw van een viaduct ten zuiden van de open tunnelbak.

3.4.1 Randvoorwaarden

- De grondopbouw.
- De maaiveldhoogte.
- De grondwaterstanden.
- Het verticale en horizontale tunnelalignement, volgens variant zes.
- Volgens het tracébesluit van december 1995 is een grondwaterbemaling in het gehele Roerdal niet toegestaan.
- Indien in het deelgebied 'Roer en inundatiegebied' een afgezonken tunnel zal worden toegepast, waarbij de elementen in deze toerit dienen te worden gemaakt, moet de geometrie van de toerit dit toelaten.

3.4.2 Uitgangspunten

- Er zijn geen aanwijzingen dat de grond in dit deeltraject vervuild is. Mocht dit wel het geval blijken te zijn, dan dient de grond binnen een depot op te worden geslagen. Eventueel kan deze grond na sanering weer voor aanvulling van de bouwsleuf worden hergebruikt. (bron: waterschap Roer en Overmaas)

3.4.3 Beschrijving uitvoeringsmethoden

Gezien de grote diepteligging van de tunnel heeft een open bouwput onder vrij talud een dermate groot ruimtebeslag, dat dit hier eveneens niet reëel wordt geacht.

In het volgende zal een aantal voor dit deelgebied technisch mogelijke uitvoeringsmethoden worden genoemd:

- uitvoeringsmethode A Diepwandkuip met o.w.b. vloer en trekelementen
- uitvoeringsmethode B Damwandkuip met o.w.b. vloer en trekelementen
- uitvoeringsmethode C Pneumatisch caisson

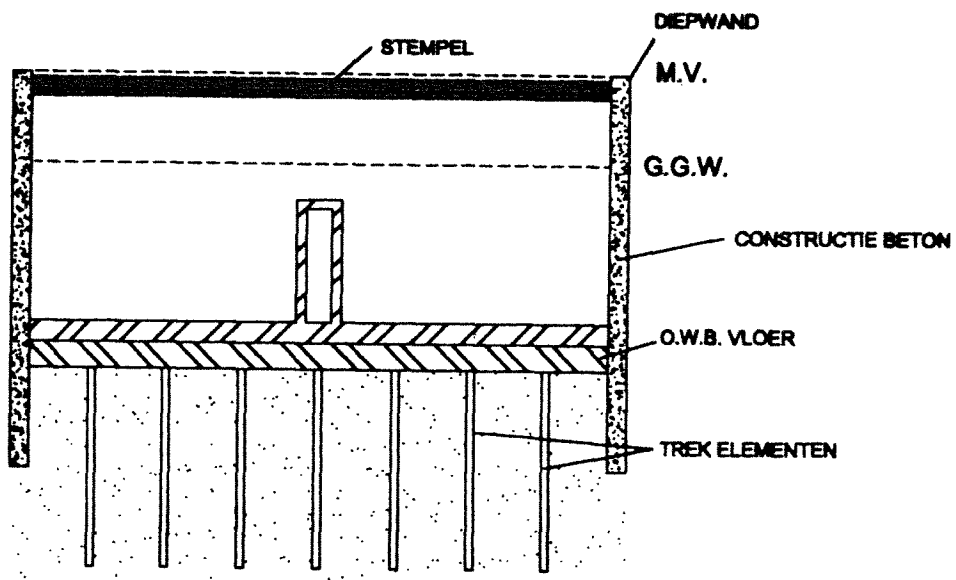
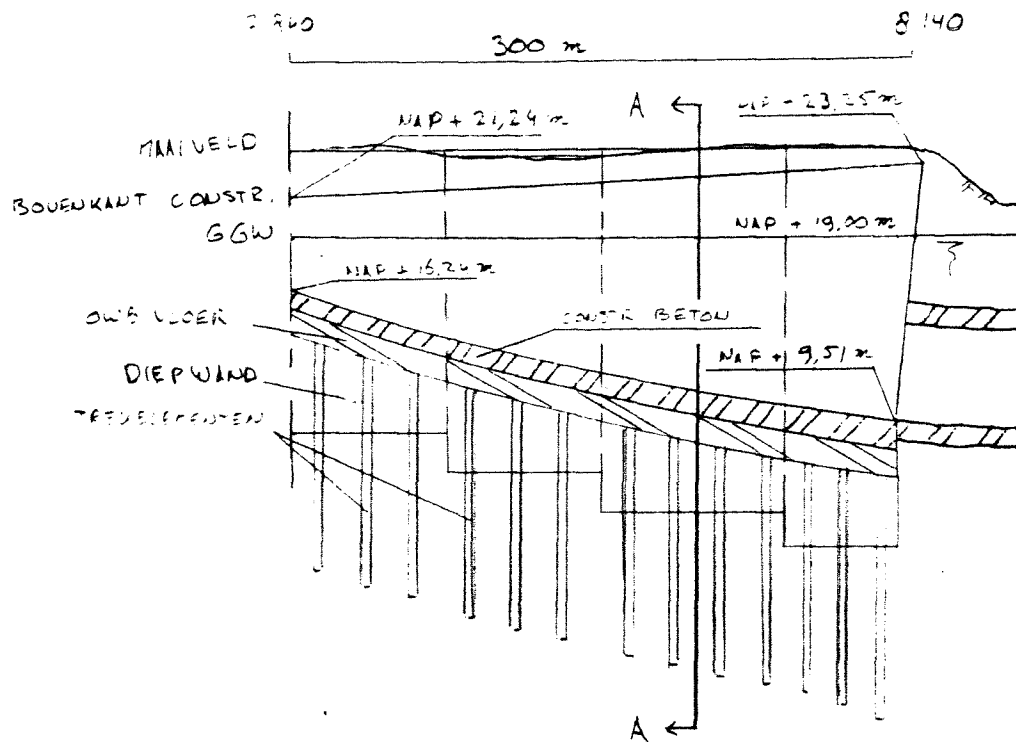
Omdat deze uitvoeringsmethoden voor andere deelgebieden allen reeds zijn behandeld, wordt er verder niet op ingegaan, maar wordt volstaan met het presenteren van de langs- en dwarsdoorsneden ter plaatse.

uitvoeringsmethode A Diepwandkuip met onderwaterbetonvloer en trekpalen

De bouwkuip zal gerealiseerd kunnen worden, zoals is beschreven voor het overgangsgebied tussen het Roerdal en het stedelijk gebied onder uitvoeringsmethode A. (Overigens hoeft hier geen rekening te worden gehouden met het buiten de oevers treden van de Roer.)

In figuur 3.29 is een langs- en dwarsdoorsnede voor deze uitvoeringsmethode weergegeven.

Figuur 3.29 Langs- en dwarsdoorsnede diepwandkuip met o.w.b. vloer en trekelementen

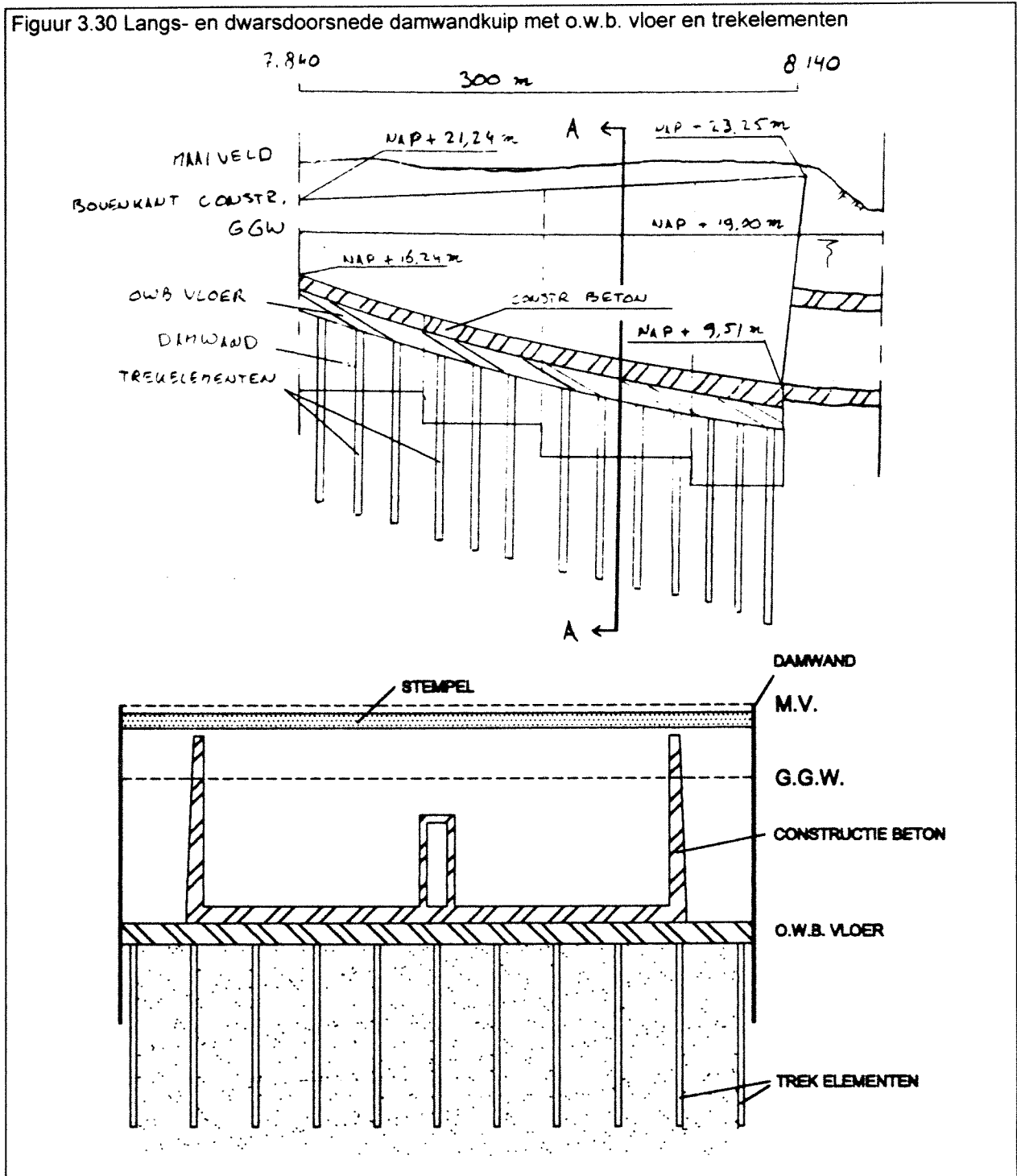


DSN A-A

uitvoeringsmethode B Damwand- / Combiwandkuip met o.w.b. vloer en trekpalen

De bouwkuip zal gerealiseerd kunnen worden, zoals is beschreven voor het overgangsgebied tussen het Roerdal en het stedelijk gebied onder uitvoeringsmethode B. Na realisatie zullen de stalen buispalen en/of damwand profielen ook hier eventueel kunnen worden teruggewonnen. (Overigens hoeft hier geen rekening te worden gehouden met het buiten de oevers treden van de Roer.)

In figuur 3.30 is een langs- en dwarsdoorsnede voor deze uitvoeringsmethode weergegeven.

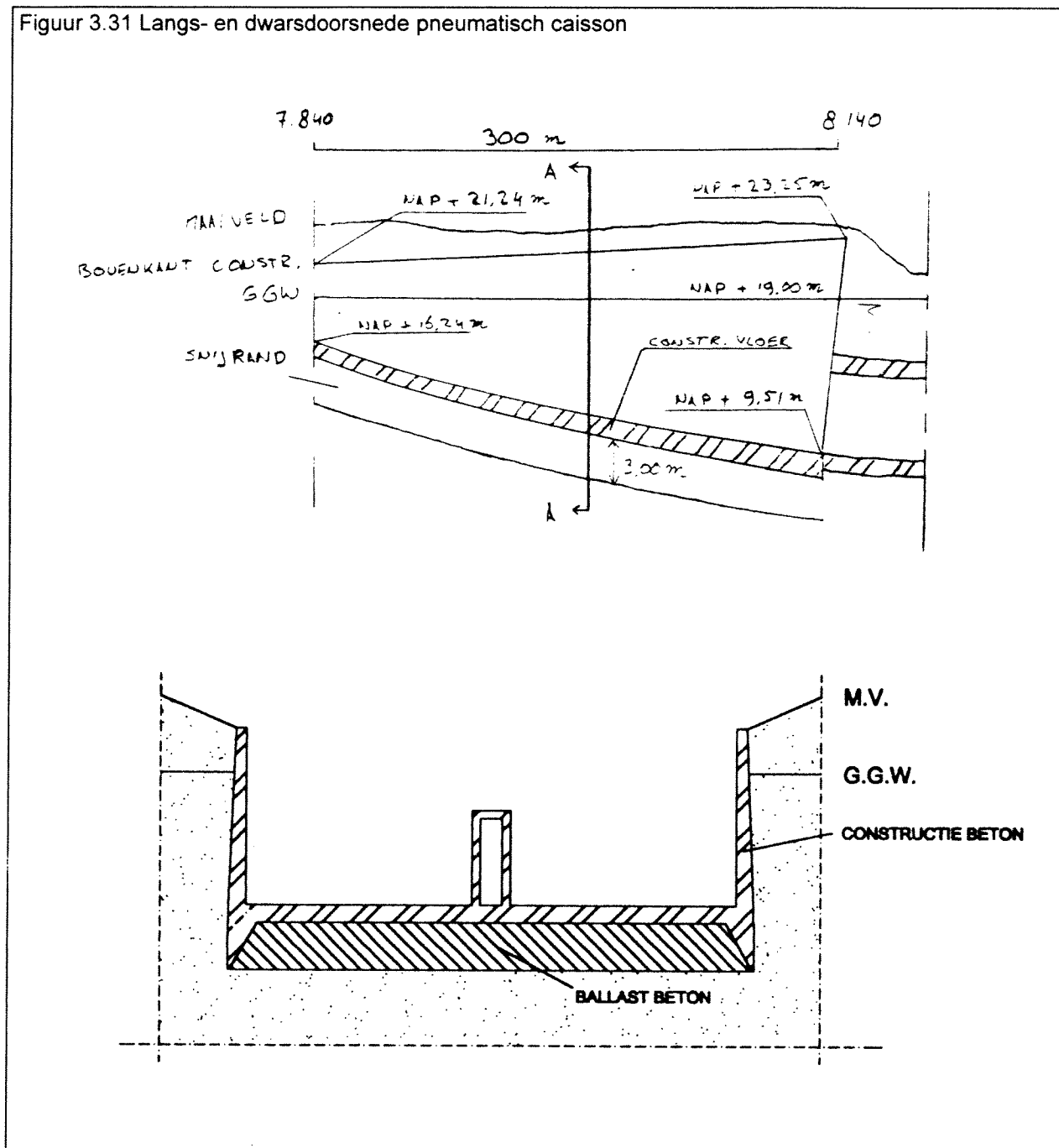


uitvoeringsmethode C Pneumatisch caisson

Deze uitvoeringsmethode is identiek aan die, zoals staat beschreven onder uitvoeringsmethode D voor het stedelijk gebied.

In figuur 3.31 is een langs- en dwarsdoorsnede voor deze uitvoeringsmethode weergegeven.

Figuur 3.31 Langs- en dwarsdoorsnede pneumatisch caisson



4 Ontwerpberekeningen

4.1 Inleiding

Ten behoeve van de constructieve beschouwing van de verschillende uitvoeringsmethoden, worden in dit hoofdstuk enkele berekeningsmethoden behandeld, welke betrekking hebben op verschillende onderdelen van een bouwput.

De berekeningswijzen ten behoeve van de volgende zaken zullen worden behandeld:

gewichtsvloer (zonder wapening)	paragraaf 4.2
o.w.b. vloer met trekelementen	paragraaf 4.3
trekelementen	paragraaf 4.4
damwanden	paragraaf 4.5
combiwanden	paragraaf 4.6
diepwanden	paragraaf 4.7

Aan het einde van een aantal paragrafen zal worden verwezen naar een bijlage. In die bijlage kan dan een voorbeeldberekening, of computeruitvoer van gebruikte programma's worden teruggevonden.

N.B.

Gesproken wordt in dit verslag over trekelementen, i.p.v. over trekpalen. Dit in verband met het feit dat de berekeningen voor zowel trekpalen, als groutankers geldigheid bezitten. Ten aanzien van deze berekeningswijzen kan worden vermeld, dat ze bij de Bouwdienst van Rijkswaterstaat algemeen worden toegepast en erkend. Dit ondanks het feit dat een aantal zaken niet in NEN-normen zijn vastgelegd.

4.2 Berekeningswijze gewichtsvloer

Indien de stijghoogte van het grondwater ten opzichte van de hoogte van het wegdek gering is, maar er vanwege de resulterende opwaartse druk toch gevaar bestaat voor opbarsten, kan een ongewapende gewichtsvloer een toepasbare mogelijkheid zijn. Over het algemeen wordt de dikte van een gewichtsvloer niet groter genomen dan 1,75 m.

In het verleden is wel eens gedacht aan het toepassen van een onderwaterbetonvloer op grotere diepte, waarna er op de onderwaterbetonvloer zwaar materiaal zou moeten worden aangebracht. Vanwege de gunstige kostprijs is hier bijvoorbeeld ijzererts voor genoemd. Omdat men bang was voor het uitspoelen van roest en dientengevolge bodemverontreinigingen, heeft men dit nog nooit willen toepassen. In het volgende wordt niet op de toepassing van zwaar materiaal op een onderwaterbetonvloer ingegaan.

Voor onderwaterbetonvloeren wordt standaard een betonkwaliteit B25 toegepast. De dichtheid van onderwaterbeton bedraagt 23 kN/m^3 .

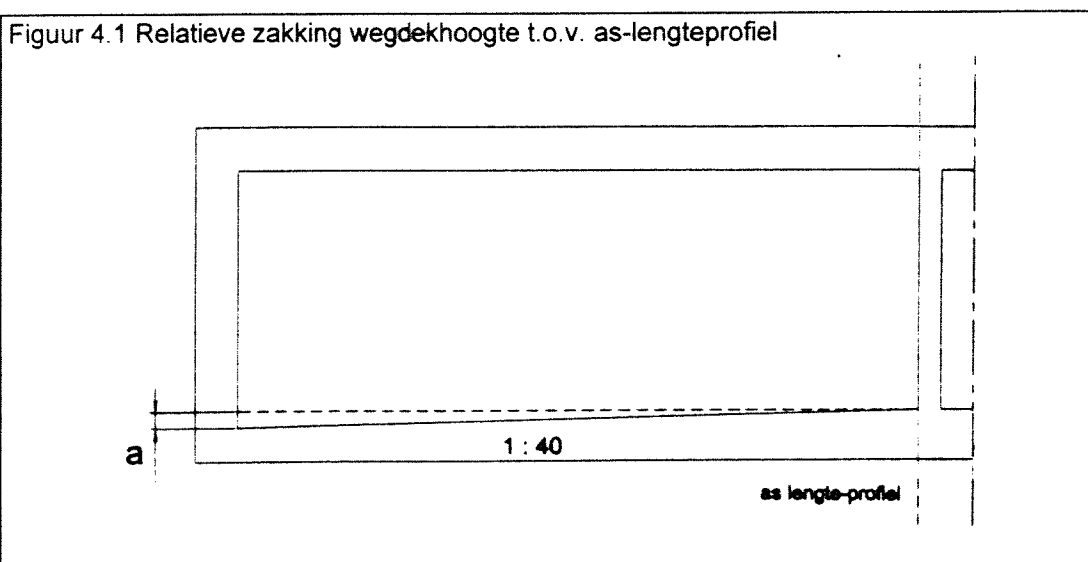
Om de benodigde dikte van de gewichtsvloer te bepalen dient het evenwicht tussen de opwaartse kracht uit het grondwater en het eigengewicht van de gewichtsvloer beschouwd te

worden ter plaatse van een referentieniveau. Voor dit niveau wordt de gemiddelde onderkant van de gewichtsvloer genomen.

In het verticale alignement van de Roertunnel is de hoogte van het wegdek gegeven. Om deze hoogte te vertalen naar het niveau van de onderkant van de onderwaterbetonvloer, moeten enkele bewerkingen worden gedaan.

Het wegdekniveau in het verticale alignement is gedefinieerd ter plaatse van het as-lengte profiel. Omdat het wegdek een dwarsverkanting heeft, moet er rekening mee worden gehouden, dat het laagste punt in de doorsnede, ten gevolge van die dwarsverkanting, lager kan liggen, dan het niveau waarop het wegdek ter plaatse van het as-lengteprofiel is gegeven. E. e. a. wordt duidelijk gemaakt in figuur 4.1.

De dwarsverkanting bedraagt in de regel 1:40 à 1:50. Bij de breedte van een tunnelbuis van 14,20 m bedraagt de relatieve zakking ten opzichte van het as-lengte profiel zodoende ongeveer 350 mm.

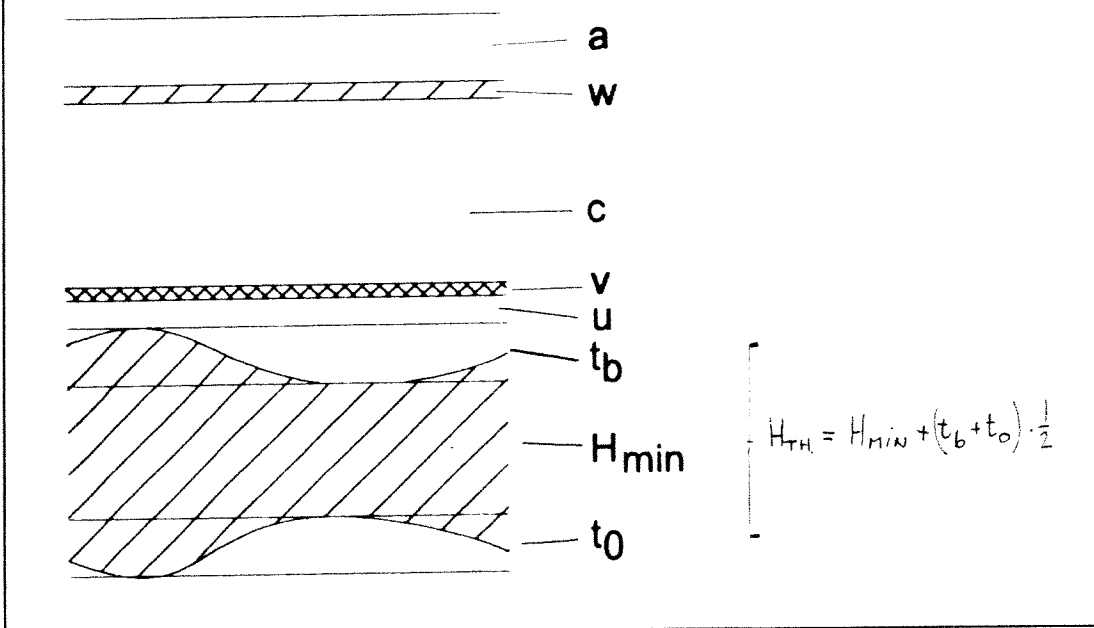


Beneden dit niveau bevinden zich achtereenvolgens het asfalt, het constructiebeton en een werkvloer, welke is gelegen op een uitvlaklaag bovenop het onderwaterbeton.

Omdat de onderwaterbetonvloer, zoals de naam al zegt, onder water wordt aangebracht, zal er rekening moeten worden gehouden met het feit dat deze niet overal even dik is; er moet worden gerekend met storttoleranties. De uitvlaklaag zal een minimale dekking moeten hebben, bovenop een 'uitschieter' van het onderwaterbeton naar boven.

De laagopbouw is gegeven in figuur 4.2.

Figuur 4.2 hoogte opbouw



symbooldefinitie:

- a relatieve zakking t.o.v. as-lengteprofiel
- w dikte asfalt (inclusief eventuele toekomstige nieuwe laag)
- c dikte constructieve betonvloer
- v dikte werkvloer
- u dikte uitvlaklaag
- H_{th} theoretische (= gemiddelde) dikte o.w.b. vloer
- t_b tolerantie boven
- t_o tolerantie onder

Voor de rekenwaarde van de neerwaartse belasting wordt de theoretische dikte van de onderwaterbetonvloer vermenigvuldigd met het volumiek gewicht (23 kN/m^3) en een belastingfactor van 0,9. Dit omdat de belasting gunstig werkt.

$$q_{d,neerw.} = H_{th} * 23 * 0,9$$

Voor de rekenwaarde van de opwaartse belasting wordt de maatgevende stijghoogte van het grondwater ten opzichte van het referentieniveau vermenigvuldigd met het volumiek gewicht van (zoet) water (10 kN/m^3) en een belastingfactor van 1,2. (Hierbij moet evenwel gecontroleerd worden of een met deze veiligheid overeenkomende waterstand fysisch wel kan optreden. Als dat niet het geval is, hoeft ook niet de volledige belastingfactor in rekening te worden gebracht.)

$$q_{d,opw} = (H_{hgw} - H_{wegdek} + (a + w + c + v + u + H_{th} + \frac{1}{2}t_b)) * 10 * 1,2$$

Verder geldt er een overall veiligheidsfactor ten aanzien van de verhouding tussen de neerwaartse en de opwaartse rekenwaarde van de belasting:

$q_{neerw,d} / q_{opw,d} \geq 1,05$ voor een bouwkuip met een gebruiksduur minder dan een half jaar

$q_{neerw,d} / q_{opw,d} \geq 1,10$ voor een bouwkuip met een gebruiksduur meer dan een jaar

Hiertussen mag lineair geïnterpoleerd worden.

In bijlage 4.1 is een representatieve berekening opgenomen.

4.3 Berekening onderwaterbetonvloer met trekelementen

Indien een gewichtsvloer, vanwege de te grote opwaartse belasting door het grondwater, niet meer toegepast kan worden, is het mogelijk om de neerwaartse kracht te vergroten door het toepassen van trekelementen als trekpalen of -ankers.

De dikte van de onderwaterbetonvloer en de afmetingen van de stramienmaten van de trekelementen moeten worden bepaald aan de hand van de controle op een aantal bezwijkmechanismen:

- Controle trekkracht trekelement
- Controle betondruksterkte in drukboog onderwaterbeton
- Controle schuifsterkte onderwaterbetonvloer bij trekelementen
- Controle buigtrekspanningen volgens NEN 6720 art. 7.5.3 Tabel 19

Hierbij worden ten aanzien van de minimale dikte van de onderwaterbetonvloer en de maximale stramienmaten van de trekelementen de volgende randvoorwaarden gesteld:

- De minimale theoretische dikte van de onderwaterbetonvloer bedraagt 0,80 m
- De maximale afstand tussen twee trekelementen in een stramien bedraagt 4,00 m.
Zodoende is de maximale oppervlakte die een trekelement kan ondersteunen $4,00 * 4,00 = 16,00 \text{ m}^2$

In het volgende is in stappen weergegeven hoe de berekening en controle van de dikte van de onderwaterbetonvloer en de stramienmaten van de trekelementen verloopt.

stap 1 Controle trekkracht trekelement

De benodigde capaciteit van de trekelementen wordt bepaald door de opwaartse kracht uit het grondwater te reduceren met het eigen gewicht van de onderwaterbetonvloer.

Het referentieniveau voor deze berekening ligt, evenals het geval is bij de berekening van een gewichtsvloer, ter plaatse van de theoretische (d.i. gemiddelde) onderkant van de onderwaterbetonvloer. Voor de bepaling van de hoogte van dit referentieniveau wordt verwezen naar de behandeling van de gewichtsvloer (met name figuur 4.2).

Het volgende dient bepaald te worden:

- Bepaal de hoogte van het wegdek H_{wegdek} .
- Bepaal de maatgevende stijghoogte van het grondwater H_{hgw} .
- Kies een dikte voor de onderwaterbetonvloer H_{th} .
- Kies de stramienmaten voor de trekelementen l_x en l_y .
- Bepaal de relatieve zakking t.o.v. het as-lengteprofiel a .
- Bepaal de dikte van de asfaltaag w , de constructievloer c , de werkvloer v en de uitvullaag u .
- Bepaal de onder- en boventoleranties t_b en t_o van de onderwaterbetonvloer.

Bepaal de vervolgens de representatieve waarden van de opwaartse en neerwaartse belasting:

$$q_{opw,rep} = \left(H_{hgw} - H_{wegdek} + \left(a + w + c + v + u + H_{th} + \frac{1}{2}t_b \right) \right) * 10$$

$$q_{neerw,rep} = H_{th} * 23$$

De resulterende trekkracht, welke door het trekelement zal moeten kunnen worden opgenomen kan worden bepaald door het verschil van deze waarden te vermenigvuldigen met de stramienmaten.

$$F_{res,rep} = l_x * l_y * \left(q_{opw,rep} - q_{neerw,rep} \right)$$

Voor de representatieve trekkracht van het trekelement moet dan gelden:

$$F_{element,rep} \geq F_{res,rep}$$

Aan de hand van bovenstaande eis kan een keuze worden gedaan voor een trekelement. Dit kan zowel een trekpaal (bijv. Vibro-Combipaal), als een groutanker (bijv. GEWI-anker) zijn.

Een iets andere werkwijze, waarbij de berekening op hetzelfde neer komt, is om juist uit te gaan van een type trekelement. Uit de daarbij behorende trekcapaciteit, kunnen dan de stramienmaten worden bepaald.

stap 2 Controle betondruksterkte in drukboog onderwaterbeton

Deze controle betreft de druksterkte van de onderwaterbeton. Hiertoe wordt gebruik gemaakt van een schematisatie volgens de drukbooganalgie. Bij de drukbooganalgie wordt er van uitgegaan dat tussen twee opeenvolgende trekelementen in een stramien, zich een drukboog moet kunnen ontwikkelen, welke de resulterende opwaartse kracht moet kunnen overbrengen op de twee trekelementen waartussen hij zich bevindt. Bij de randelementen (de buitenste trekelementen naast de dam- of diepwand) moet deze drukboog zich kunnen ontwikkelen tegen de verticale begrenzing.

Bij de toepassing van trekpalen zal de drukboog vertikaal tegen de paalschacht aangrijpen. Bij toepassing van groutankers zal de drukboog moeten worden opgenomen door een ankerplaat of trekring.

Deze controle vindt plaats in de uiterste grenstoestand. De resulterende opwaartse belasting dient dus bepaald te worden door de representatieve waarden van de opwaartse waterdruk te vermenigvuldigen met een factor 1,2 en de representatieve waarde van het eigen gewicht van de onderwaterbetonvloer met 0,9.

$$q_{res,d} = 1,2 * q_{opw,rep} - 0,9 * q_{neerw,rep}$$

Vanwege de geringere afstand van de randelementen tot de verticale afscheiding, ten opzichte van de middenelementen onderling, hoeft de drukboog die zich tussen de randelementen en de verticale afscheiding ontwikkelt niet te worden gecontroleerd. De verticale begrenzing verzorgt, door de doorbuiging, ter plaatse van de bovenkant van de onderwaterbetonvloer een zogenaamde 'wigwerking', waardoor het randveld wordt 'opgesloten'. Op deze wijze wordt de krachtsoverdracht tussen de onderwaterbetonvloer en de verticale wand gewaarborgd.

De controle dient te worden betrokken op de minimale dikte van de onderwaterbetonvloer, welke theoretisch mogelijk kan zijn. Dit is het geval, wanneer van de gemiddelde dikte de som van de halve onder- en boventolerantie wordt afgetrokken (zie fig. 4.2):

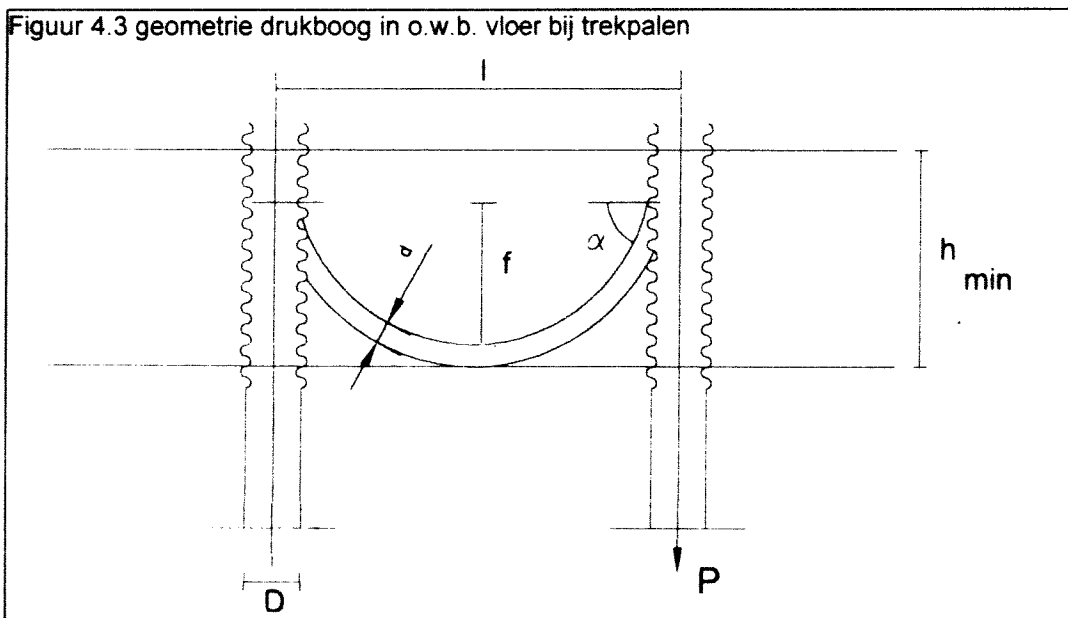
$$H_{min} = H_{th} - \frac{1}{2}t_b - \frac{1}{2}t_o$$

Omdat de controle van de drukboog voor trekpalen iets anders verloopt dan voor groutankers, zullen ze beiden worden behandeld.

- **trekpalen**

Bij toepassing van trekpalen kan voor de geometrie van de drukboog het volgende worden aangehouden:

- De pijl (f) van de drukboog is maximaal 75 % van de minimale dikte van de onderwaterbetonvloer.
- De dikte (d) van de drukboog is minimaal 10 % van de minimale dikte van de onderwaterbetonvloer.
- De breedte van de drukboog is gelijk aan de breedte van de trekpalen.



Waarin:

- f = pijl drukboog [m]
- d = dikte drukboog [m]
- α = hoek tussen horizontaal en drukboog
- D = breedte paal [m]
- P = paaltrekkracht [kN]

Trekpalen zijn, over de lengte die moet worden opgenomen in de onderwaterbeton, voorzien van ribbels, welke de interactie met betrekking tot de krachtsoverdracht tussen de onderwaterbeton en de trekpaal moeten vergroten. De palen kunnen worden geleverd met ribbels aan twee, drie of alle vier de zijden. Vanwege de eenvoudigere fabricage zijn twee- of driezijdig geribbelde palen goedkoper dan vierzijdige. Bij vierzijdig geribbelde palen worden de ribbels aan de bovenzijde van de paal - funderingspalen worden altijd liggend gemaakt - gerealiseerd door een mal in de beton te drukken.

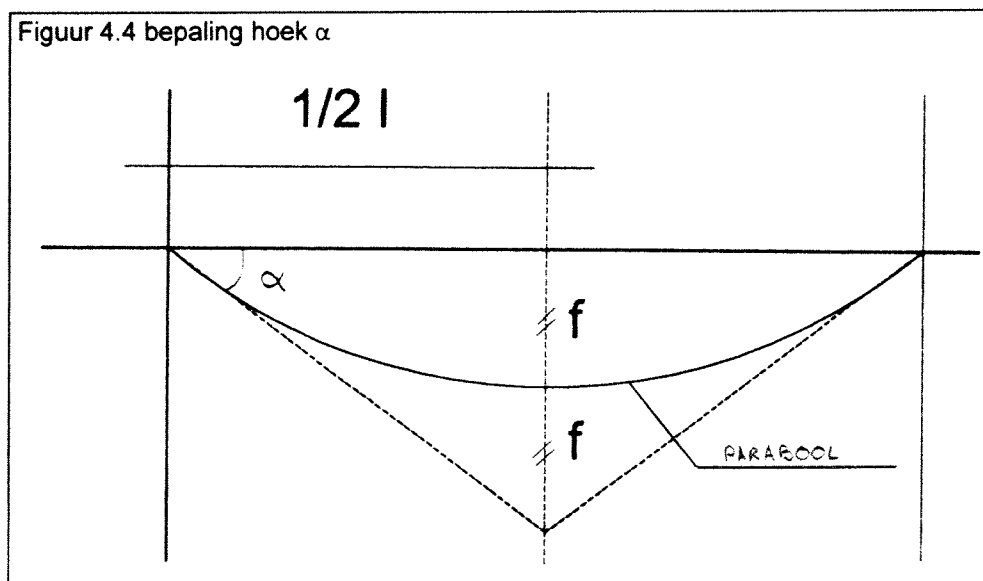
Tegenwoordig worden vaak vierzijdig geribbelde palen toegepast. De meerkosten van de fabricage blijken meestal ondergeschikt ten opzichte van de voordelen die het biedt ten aanzien van de krachtsoverdracht tussen de onderwaterbetonvloer en de trekpaal (vierzijdige drukboogontwikkeling, i.p.v. tweezijdig en een vergroting van de mantelwrijving).

Bij inwendig geribbelde paalvlakken zou de breedte van de paal in de berekening overigens in feite enigszins gereduceerd moeten worden. Dit bedraagt echter een zo kleine aanpassing van de breedte dat dit niet wordt meegenomen.

Voor dit project wordt aangehouden dat de toegepaste trekpalen aan vier zijden van ribbels zijn voorzien.

Als de palen in een stramien staan van $l_x * l_y$ en l_y is de grootste stramienmaat geldt voor α :

$$\alpha = \arctan\left(\frac{4 * f}{l_y - D}\right)$$



De drukspanning in de drukboog bedraagt:

$$\sigma_d = \frac{F_{element,d}}{\sin\alpha * 4 * D * d} = \frac{q_{res,d} * l_x * l_y}{\sin\alpha * 4 * D * d}$$

Deze drukspanning moet kleiner zijn dan de rekenwaarde van de betondruksterkte van de onderwaterbetonvloer. De algemeen toegepaste betonkwaliteit is B25, waarbij, vanwege het feit dat de betonkwaliteit geringer zal zijn omdat het onder water moet worden aangebracht, een additionele materiaalfactor van 0,7 wordt toegepast.

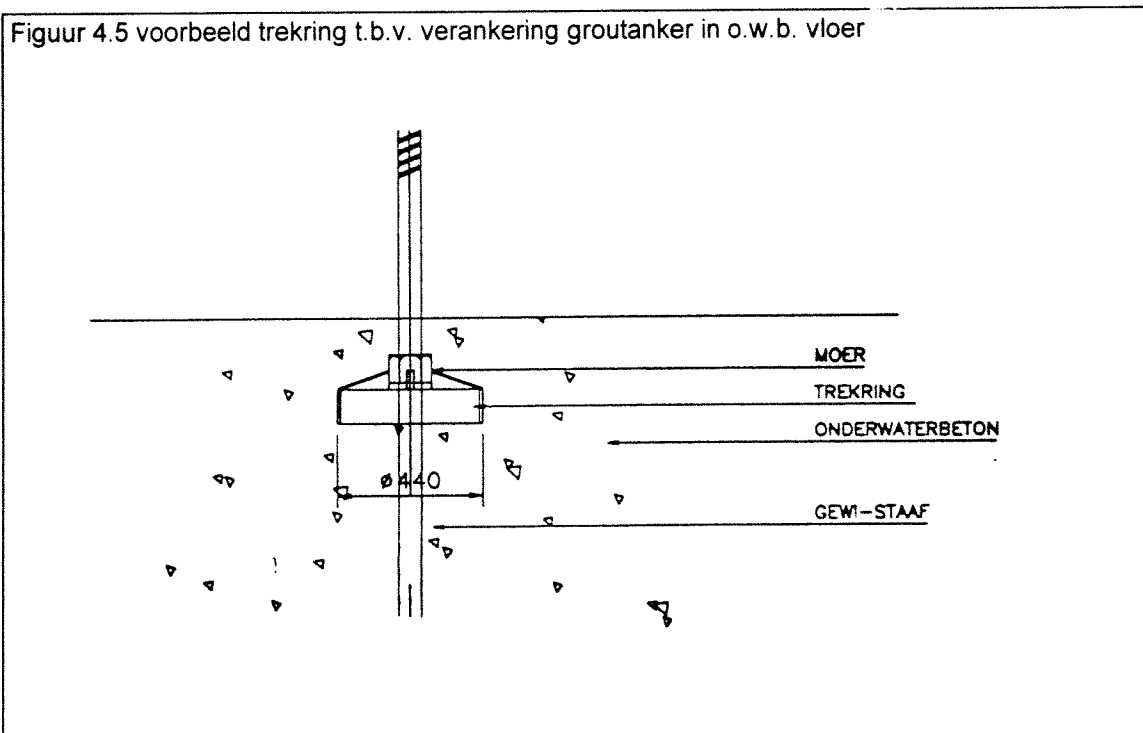
$$f_b^i = 0,7 * 0,6 * 25 = 10,5 \frac{N}{mm^2}$$

eis:

$$\sigma_d \leq f_b^i$$

- **groutankers**

Bij groutankers kan, vanwege de geringe diameter van de mantel, de drukboog zich niet tegen de wand ontwikkelen. Hiertoe wordt het anker voorzien van een trekkring, welke gefixeerd is door moeren aan de onder- en bovenzijde (zie figuur 4.5).



De geometrie van de drukboog is nu dus mede afhankelijk van de afmetingen van die trekkring. De diameters welke toegepast worden liggen in het algemeen tussen de 400 en 500 mm.

De spanning in de drukboog is het kleinst, wanneer de pijl van de drukboog zo groot

mogelijk wordt gehouden. Dit motiveert de keuze om de trekking zo hoog mogelijk in de onderwaterbetonvloer aan te brengen. (Gecontroleerd moet dan evenwel worden dat, indien op enig moment de resulterende kracht in plaats van opwaarts, neerwaarts is gericht (bijvoorbeeld bij zeer lage grondwaterstand), het trekanker niet uit de onderwaterbetonvloer wordt geponst. Gebruikelijk is het om de onderkant van de trekking op circa 250 mm onder de (theoretische) bovenkant van de onderwaterbetonvloer te situeren.) De pijl van de drukboog mag evenwel, net als bij trekpalen, niet groter worden genomen, dan 75 % van de minimale dikte van de onderwaterbetonvloer. De pijl f heeft dus de kleinste van:

$$f = H_{\min} - h_{ring} \quad \text{of} \quad f = 0,75 * H_{\min}$$

De spanning in de drukboog kan als volgt worden bepaald:

$$\sigma_d = \frac{F_{element,d}}{\sin\alpha * 4 * B_{eq} * d} = \frac{q_{res,d} * l_x * l_y}{\sin\alpha * 4 * B_{eq} * d}$$

waarin:

B_{eq} = equivalente breedte van de trekking

$$B_{eq} = \sqrt{\frac{1}{4} * \pi * D}$$

D = diameter trekking

d = dikte drukboog, welke de kleinste is van de volgende waarden:

$$d = 0,10 * H_{\min} \quad \text{of} \quad d = \frac{1}{2} * B_{eq} * \sin\alpha$$

α = hoek tussen drukboog en trekking, reeds gedefinieerd bij trekpalen.

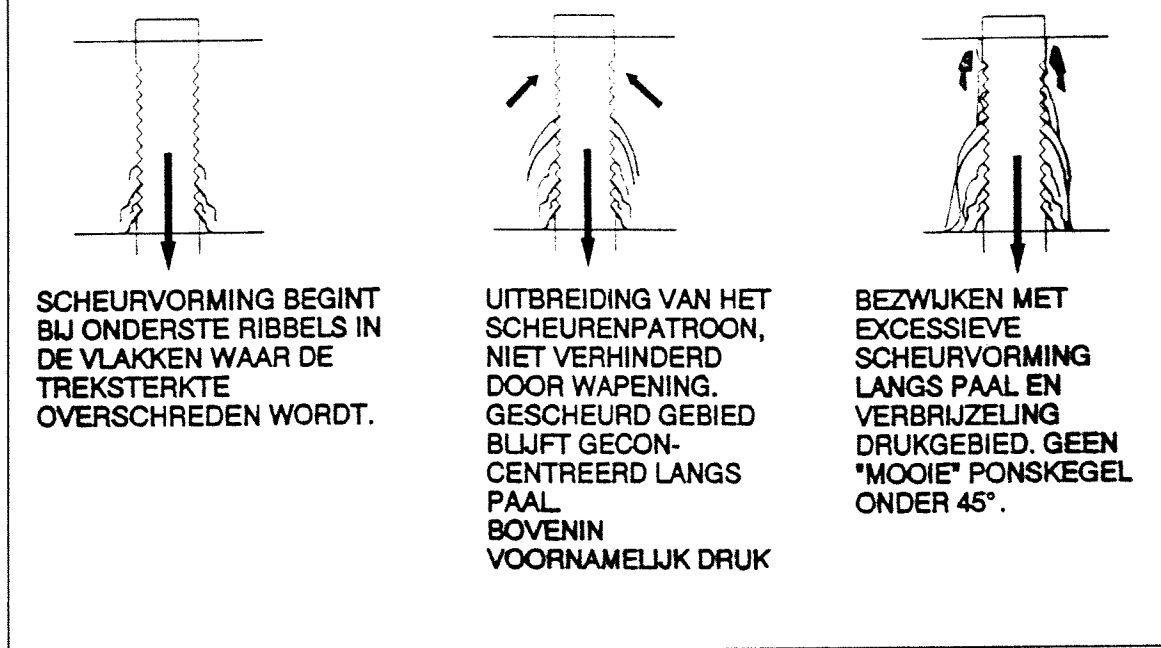
stap 3 Controle schuifsterkte onderwaterbeton bij trekelementen

Gecontroleerd moet worden of de trekelementen niet uit de onderwaterbetonvloer getrokken worden; een controle op mantelwrijving. Ook deze controle verloopt voor trekpalen enigszins anders dan voor groutankers.

- **trekpalen**

Bij deze controle moet de schuifweerstand van de onderwaterbetonvloer worden getoetst aan de maximale trekkracht van de trekpaal. Hierbij loopt het afschuifvlak langs de omtrek van de trekpaal en niet, zoals bij een gewapende vloer, onder een hoek van 45° à 60°. Aangezien het onderwaterbeton een lagere betonkwaliteit heeft, dan de paal, dient de controle te worden uitgevoerd met de sterkteparameters van het onderwaterbeton. In figuur 4.6 is het verloop van het scheurenpatroon van een ongewapende vloer weergegeven.

Figuur 4.6 bezwijken op mantelwrijving van een ribbelpaal in een ongewapende o.w.b. vloer



De controle dient zowel met representatieve, als met rekenwaarden voor de belasting te worden uitgevoerd. Hierbij geldt dat de minimale dikte van de onderwaterbetonvloer H_{\min} moet worden getoetst aan de representatieve resulterende opwaartse belasting en de rekenwaarde voor treksterkte van B25 moet worden toegepast.

De theoretische dikte H_{th} moet worden getoetst aan de rekenwaarde van de belasting, waarbij de rekenwaarde van de treksterkte van de beton moet worden gereduceerd met een onzekerheidsfactor 0,8 (onzekerheidsfactor voor trek bij onder water storten). Hierbij moeten zowel de H_{\min} als de H_{th} gereduceerd worden met de hoogte van een halve ribbel aan de boven en aan de onderzijde; in totaal de hoogte van één ribbel. Dit is een veiligheid ten aanzien van de plaatsing van de trekpaal in de onderwaterbetonvloer.

$$\tau_{d,\min} = \frac{F_{element,rep}}{D * (H_{\min} - h_{ribbel})} = \frac{q_{res,rep} * l_x * l_y}{D * (H_{\min} - h_{ribbel})}$$

$$\tau_{l,\min} = 0,8 * f_b$$

waarin de treksterkte f_b voor B25 1,15 N/mm² bedraagt

eis:

$$\tau_{l,\min} \geq \tau_{d,\min}$$

en voor H_{th} geldt:

$$\tau_{d.gem} = \frac{F_{element,d}}{D * (H_{th} - h_{ribbel})} = \frac{q_{res,d} * l_x * l_y}{D * (H_{th} - h_{ribbel})}$$

$$\tau_{l.gem} = 0,8 * 0,8 * f_b$$

eis:

$$\tau_{l.gem} \geq \tau_{d.gem}$$

- **groutankers**

Voor groutankers dient te worden gecontroleerd of de cilinder onder de trekking niet uit de onderwaterbetonvloer wordt getrokken. De werkwijze voor controle is verder identiek aan die voor trekpalen.

voor H_{min} geldt:

$$\tau_{d.min} = \frac{F_{rep,paal}}{\pi * D * (H_{min} - h_{ring})} = \frac{q_{rep,res} * l_x * l_y}{\pi * D * (H_{min} - h_{ring})}$$

waarin h_{ring} de afstand tussen de onderkant van de ring en de bovenkant van de onderwaterbetonvloer is.

$$\tau_{l.min} = 0,8 * f_b$$

waarin de treksterkte f_b voor B25 1,15 N/mm² bedraagt

eis:

$$\tau_{l.min} \geq \tau_{d.min}$$

en voor H_{th} geldt:

$$\tau_{d.gem} = \frac{F_{d,paal}}{\pi * D * (H_{th} - h_{ring})} = \frac{q_{d,res} * l_x * l_y}{\pi * D * (H_{th} - h_{ring})}$$

$$\tau_{l.gem} = 0,8 * 0,8 * f_b$$

eis:

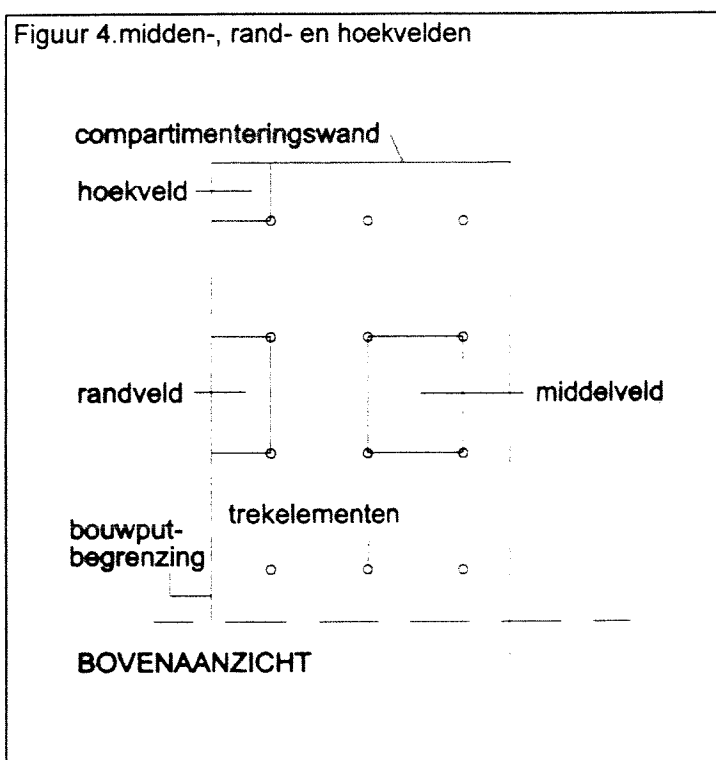
$$\tau_{l.gem} \geq \tau_{d.gem}$$

stap 4 Controle buigtrekspanningen volgens NEN 6720 art. 7.5.3 Tabel 19

De onderwaterbetonvloer dient te worden gecontroleerd op de buigtreksterkte van het beton. Dit wordt gedaan door gebruikmaking van tabel 19 van de VBC 1995. Hieruit kunnen de verdeelde momenten worden bepaald in vlakke plaatvloeren onder gelijkmatig verdeelde belasting.

De controle vindt, evenals bij de controle op mantelwrijving, plaats voor de minimale en de theoretische dikte van de onderwaterbetonvloer. Voor de resulterende belasting moet hier echter in beide gevallen de representatieve waarde in rekening worden gebracht. Op de berekening hiervoor wordt later teruggekomen.

De maximale momenten zullen optreden ter plaatse van de trekelementen.

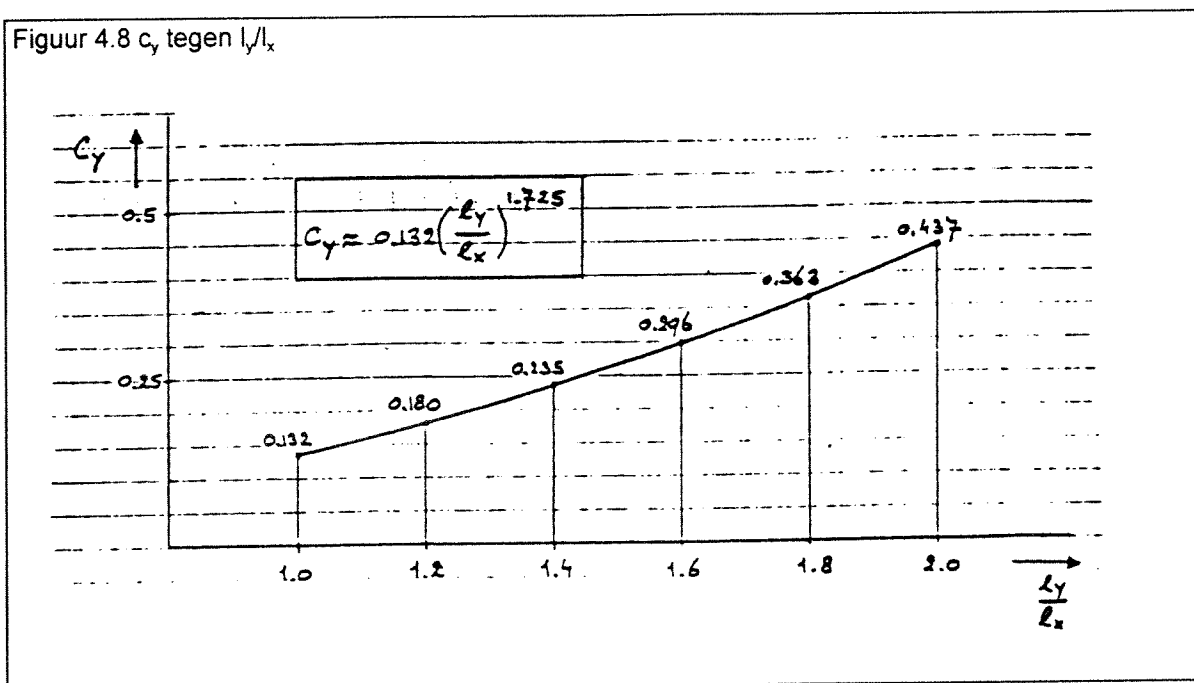


De controle bij de velden verloopt verschillend voor de onderling te onderscheiden typen velden, zie figuur 4.7. Vandaar dat ze apart behandeld zullen worden. De controle is niet afhankelijk van het type trekelement dat wordt toegepast.

- Onder een middenveld wordt verstaan, een veld, star ondersteund op de vier hoekpunten door 4 palen en de 4 zijden volledig in de omliggende velden ingeklemd en niet ondersteund.
- Onder een randveld wordt verstaan, een veld, star ondersteund door 2 palen, de ene zijde tussen de 2 palen (aansluitend aan een middenveld), alsmede de 2 zijden tussen 1 paal en een wand (aansluitend aan rand- of hoekvelden) volledig ingeklemd en niet ondersteund en de 4^e zijde (waartegen een wand een mogelijk horizontale kracht uitoefent) noch ingeklemd, noch ondersteund.
- Onder een hoekveld wordt verstaan, een veld, ondersteund door 1 paal, de 2 zijden tussen 1 paal en een wand (aansluitend aan randvelden) volledig ingeklemd en niet ondersteund en de 2 zijden (waartegen een wand een mogelijke horizontale kracht uitoefent) noch ingeklemd, noch ondersteund.

- **middenveld**

Bereken het quotiënt van de stramienmaten l_y en l_x , waarbij l_y de grootste van de twee moet zijn (ter controle: het quotiënt is dan groter dan 1). Met behulp van deze waarde kan vervolgens de waarde m_{yy} , d.i. de grootste waarde van de verdeelde momenten, uit de tabel 19, VBC 1995 worden bepaald. Deze tabel is opgenomen in bijlage 4.2. Eenvoudiger is het echter, met name bij het gebruik van een spreadsheet, om het quotiënt in te vullen in de volgende formule (zie figuur 4.8):



$$c_y = 0,132 * \left(\frac{l_y}{l_x}\right)^{1,725}$$

Voor het grootste verdeelde moment geldt dan:

$$m_{yy} = c_y * q_{res.rep} * l_x^2$$

Bepaal W_{min} en W_{gem} volgens:

$$W_{min} = \frac{1}{6} * 1000 * H_{min}^2$$

$$W_{gem} = \frac{1}{6} * 1000 * H_{gem}^2$$

Controleer vervolgens of de optredende buigspanningen de waarden $0,50 \text{ N/mm}^2$ en $0,30 \text{ N/mm}^2$ niet overschrijden.

$$\sigma_{min} = \frac{m_{yy}}{W_{min}} \leq 0,50 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{gem} = \frac{m_{yy}}{W_{gem}} \leq 0,30 \text{ N/mm}^2$$

De waarden 0,50 N/mm² resp. 0,30 N/mm² zijn niet in normen terug te vinden, maar worden na theoretisch onderzoek door bureau Hageman en praktische controle tijdens uitvoering in de bouwfase algemeen voor deze berekeningen aangehouden.

De reden dat de controle plaats vindt op grond van representatieve belastingwaarden, is gelegen in het feit dat de controle op scheurvorming eveneens met die representatieve waarden wordt gedaan. De controle op buigtreksterkte blijkt dan echter, met de gestelde grenswaarden van 0,50 N/mm² resp. 0,30 N/mm², altijd maatgevend. (In het verleden is overigens wel gerekend in de uiterste grenstoestand, onder toepassing van de buigtreksterktes 0,42 N/mm² resp. 0,58 N/mm²; de huidige manier van controleren is enigszins conservatiever gebleken.)

- **randveld**

De controle van de buigtrekspanningen voor randvelden verloopt als volgt :

Bepaal de randafstand r . Deze afstand kan als volgt worden bepaald:

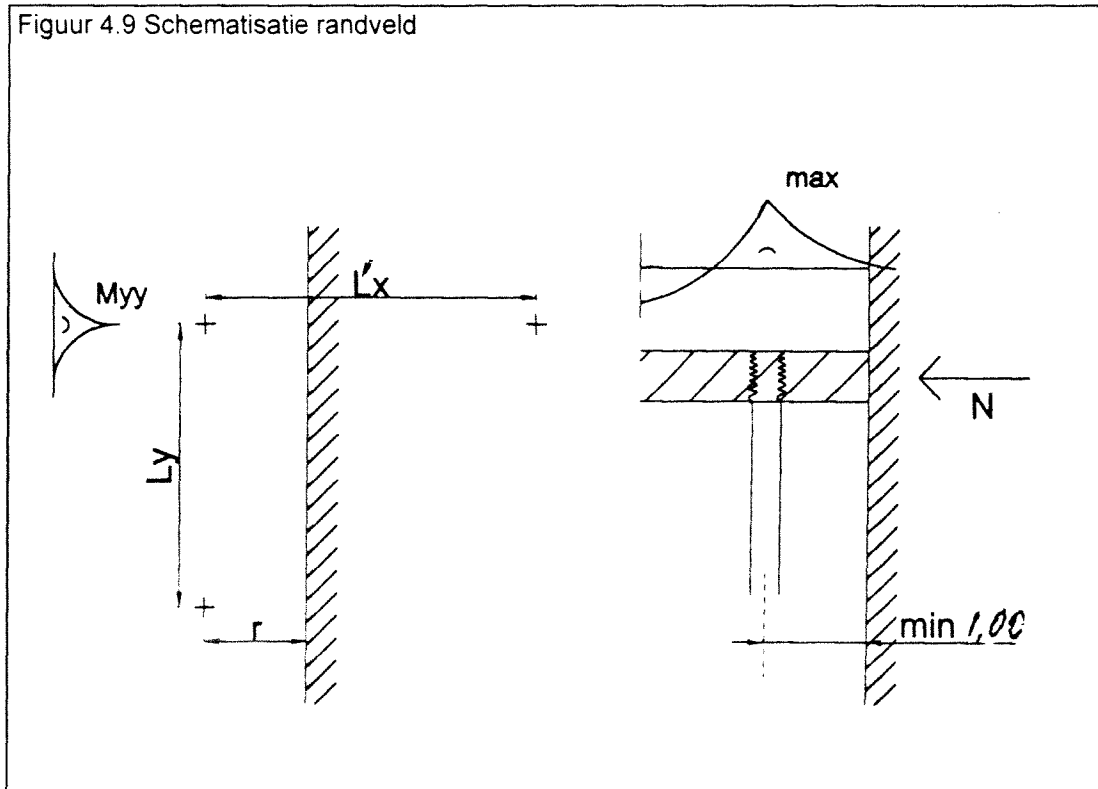
- Bij een diepwand is r de afstand van het hart van de paalrij tot de dagzijde van de diepwand.
- Bij een damwand is r de afstand van het hart van de paalrij tot de systeemlijn van de damwand.
- Bij een combiwand is r de afstand van het hart van de paalrij tot het gemiddelde van de systeemlijn van de combiwand en de dagzijde van de buispalen.

In alle gevallen geldt dat deze afstand minstens 1,00 m moet bedragen, dit in verband met storende invloedsfeeren tussen de trekelementen en de verticale begrenzing (opspanning korrels tussen trekelement en wand) en praktische bezwaren voor het aanbrengen van de trekelementen.

$$r \geq 1,00 \text{ m}$$

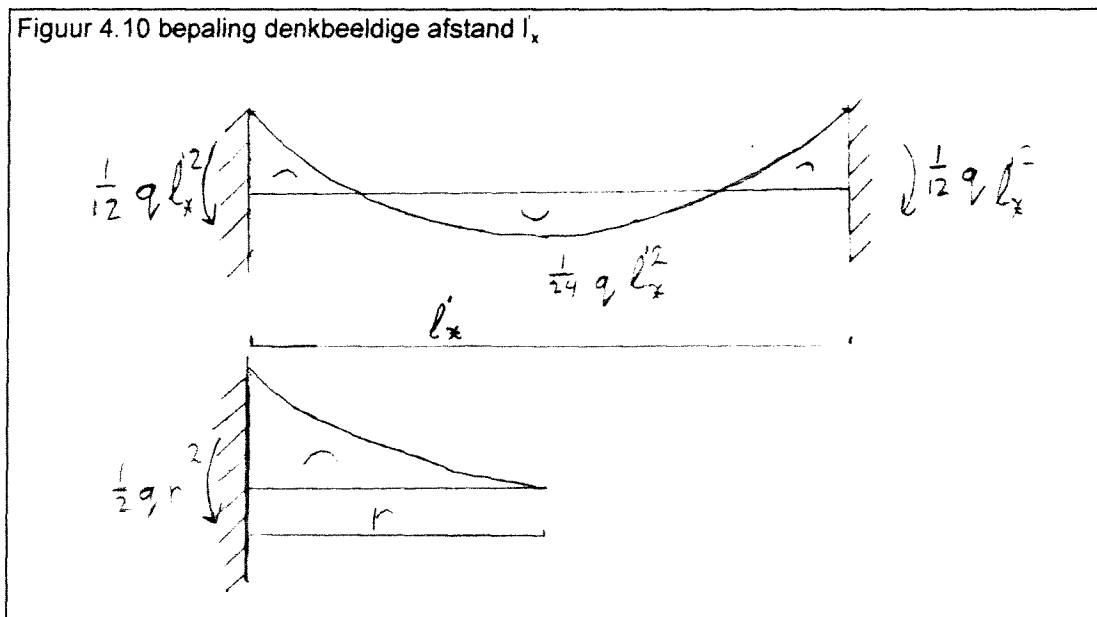
Om nu het buigend moment ter plaatse van het trekelement te kunnen bepalen, dient het randveld geschematiseerd te worden als een middenveld. Om dit te bereiken wordt er een denkbeeldig punt aan de andere zijde van de verticale wand, op een afstand van l'_x gedacht (zie figuur 4.9).

Figuur 4.9 Schematisatie randveld



De denkbeeldige afstand l'_x wordt zodanig gekozen dat het buigend moment dat zou optreden als ware dit een middenveld, gelijk is aan het buigend moment dat optreedt in het randveld. Dit wordt inzichtelijk gemaakt met de vergeet-me-nietjes in figuur 4.10.

Figuur 4.10 bepaling denkbeeldige afstand l'_x

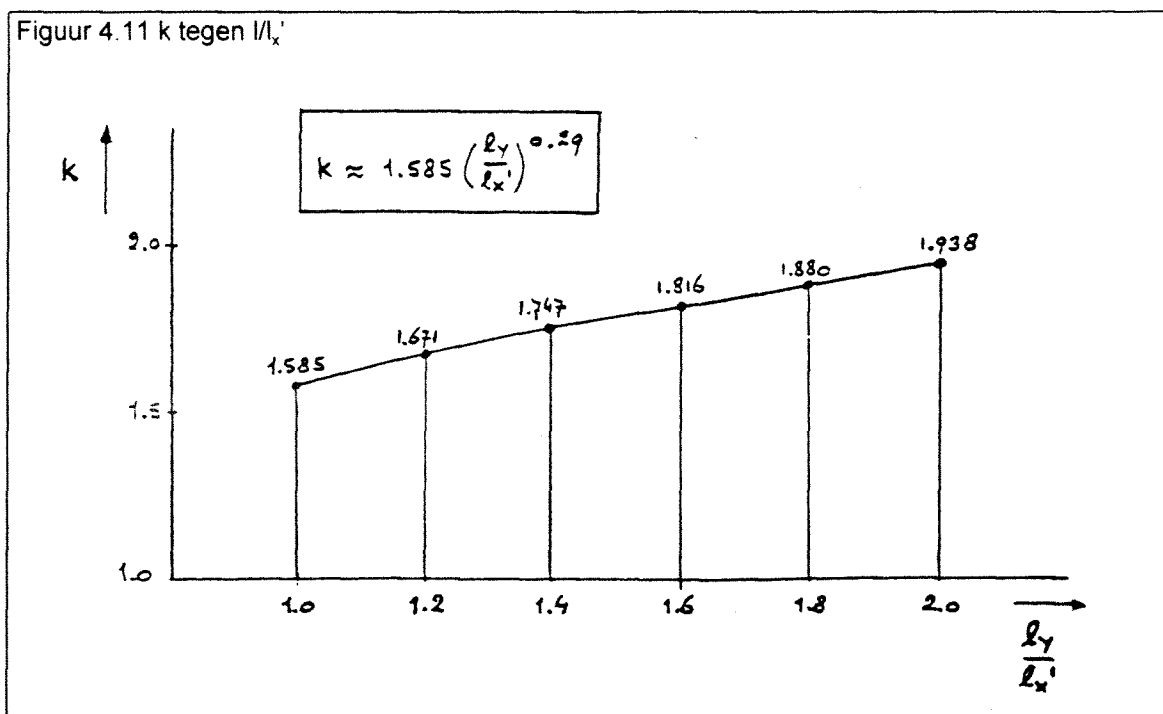


Hieruit volgt:

$$\frac{1}{2} q r^2 = \frac{1}{12} q l_x^2 \rightarrow l'_x = 2,45 r$$

Op een overeenkomstige manier als bij de middenvelden kan nu het uitkragende buigend moment m loodrecht op de dam-, diep-, of combiwand worden berekend.

De waarden voor de concentratiefactor c in tabel 19 van de VBC 1995 kunnen voor het gemak worden omgeschreven naar een waarde k volgens (zie figuur 4.11):



$$k = 1,585 * \left(\frac{l}{l_x'} \right)^{0,29}$$

Waarbij l de hart op hart afstand is van de paalrij evenwijdig aan de verticale wand. Opgemerkt dient te worden dat het quotient l/l_x' niet groter dan 1,0 hoeft te zijn; figuur 4.10 is dus in feite onvolledig.

Het uitkragende buigend moment m loodrecht op de dam-, diep-, of combiwand kan vervolgens worden bepaald met:

$$m = k * 0,5 * q_{res,rep} * r^2$$

Bij randvelden, evenwijdig aan de tunnel-as, kan verder nog een reductie op de buigtrekspanningen worden toegepast, ter grootte van de helft van de drukkracht $N_{C,u,d}$, welke de verticale begrenzing uitoefent op de onderwaterbetonvloer. Dit is ongeacht het type verticale begrenzing; dam-, diep-, of combiwand.

De optredende buigspanningen mogen de waarden 0,50 N/mm² en 0,30 N/mm² niet overschrijden:

$$\sigma_{\min} = \frac{m}{W_{\min}} - \frac{\frac{1}{2} * N_{c,u,d}}{H_{\min}} \leq 0,50 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{\text{gem}} = \frac{m}{W_{\text{gem}}} - \frac{\frac{1}{2} * N_{c,u,d}}{H_{\text{gem}}} \leq 0,30 \text{ N/mm}^2$$

Bij een compartimenteringswand mag geen stempelkracht in rekening worden gebracht en wordt de controle gereduceerd tot:

$$\sigma_{\min} = \frac{m}{W_{\min}} \leq 0,50 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{\text{gem}} = \frac{m}{W_{\text{gem}}} \leq 0,30 \text{ N/mm}^2$$

- **hoekveld**

Voor een hoekveld geldt, dat de grootste spanning in de vloer van een hoekveld gelijk is aan de grootste spanning in één van de aangrenzende randvelden. Omdat deze spanningen reeds voor de randvelden zijn gecontroleerd, kan de controle op buigtrekspanningen voor hoekvelden achterwege blijven.

In bijlage 4.3 is een representatieve berekening van een onderwaterbetonvloer opgenomen. Deze berekening is uitgevoerd middels een spreadsheetmodel, waarin dezelfde controles worden verricht, als hierboven omschreven.

4.4 Berekening trekelementen

De berekening van de capaciteit van trekelementen, zowel palen als groutankers, is een onderwerp waar reeds lang over wordt gediscussieerd. Trekpaalberekeningen staan niet in normen beschreven, maar de huidige, meest gangbare, rekenmethoden zijn gebaseerd op de NEN 6743, 'Berekeningsmethode voor funderingen op drukpalen'.

Trekpaal berekeningen dienen echter een relatief hoog betrouwbaarheidsgehalte te bezitten, hoger dan op druk belaste palen, omdat overschrijden van het maximale trekdraagvermogen vaak tot een reductie van dit draagvermogen leidt en het bezwijken van de gehele constructie kan inleiden

De afgelopen jaren is door de CUR-commissie C-98 'Trekpalen' gewerkt aan onderzoek naar de kracht van op trek belaste palen in draagkrachtige grond. In deze commissie zijn zowel adviesbureaus, aannemers als de overheid vertegenwoordigd.

Het onderzoek heeft geleid tot het opstellen van een rekenregel. Op dit moment is de commissie bezig met het afronden van de discussie rond die rekenregel en wordt deze uitgebreid getoetst. Aangezien de uitkomsten pas in of na de eindfase van dit afstudeerwerk naar voren komen wordt nu de berekeningswijze gehanteerd, welke de Bouwdienst Rijkswaterstaat op dit moment hanteert. Deze berekeningswijze, de q_c -methode, zal hier worden beschreven.

De berekeningswijze volgens CUR 98 is beschreven in bijlage 4.4. In deze zelfde bijlage is tevens een vergelijking tussen de twee methoden opgenomen, op basis van een trekpaalberekening voor een lokatie in het Roertunneltracé.

stap 1

Bepaal de q_c -waarde vóór ontgraving

stap 2

Bepaal de korrelspanning op het te verwachten toekomstige paalpuntniveau vóór ontgraving, rekening houdend met:

- maaiveldpeil
- grondwaterdrukken
- laagscheidingen

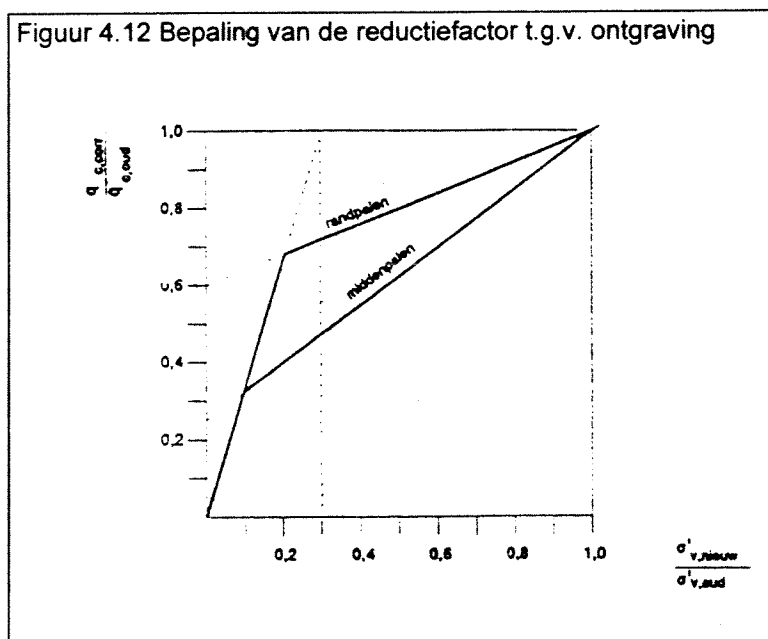
stap 3

Bepaal de korrelspanning op het te verwachten toekomstig paalpuntniveau ná ontgraving, rekening houdend met:

- ontgravingsdiepte bouwkuip
- grondwaterdrukken
- laagscheidingen
- trekzone van de paal: deze hangt af van het niveau waarvan af trek mag worden ontleend

Het laatste punt behoeft enige toelichting. Op zich treedt in alle grondlagen wrijving op, die kan worden gemobiliseerd. Het is echter zo, dat in zand- en grindlagen reeds bij geringe verplaatsing de piekwaarde wordt bereikt, terwijl in slappere lagen (klei-/leemlagen) een aanzienlijke vervorming nodig is. Door deze ongelijkmatige ontwikkeling van de schuifspanning in de grond is het aan te bevelen om bij het dimensioneren van trekpalen alleen trekdraagvermogen te ontleen aan de onderste zand- en/of grindlagen met een voldoende hoge q_c -waarde.

stap 4



Bepaal de reductiefactor f_{ontgr} . Deze reductiefactor brengt de correctie in rekening, welke noodzakelijk is, omdat het korrelskelet na ontgraving zal ontspannen. Deze ontspanning zou een lagere conusweerstand opleveren dan voor de ontgraving werd gemeten.

Uit figuur 4.12 kan de reductiefactor bepaald worden.

Deze reductiefactor kan ook berekend worden. Voor middenelementen geldt dan:

$$f_{ontgr} = \frac{1}{0,3} * \frac{\sigma_{v,nieuw}}{\sigma_{v,oud}} \quad \text{voor} \quad \frac{\sigma_{v,nieuw}}{\sigma_{v,oud}} \leq 0,1$$

$$f_{ontgr} = 0,25 + 0,75 * \frac{\sigma_{v,nieuw}}{\sigma_{v,oud}} \quad \text{voor} \quad \frac{\sigma_{v,nieuw}}{\sigma_{v,oud}} \geq 0,1$$

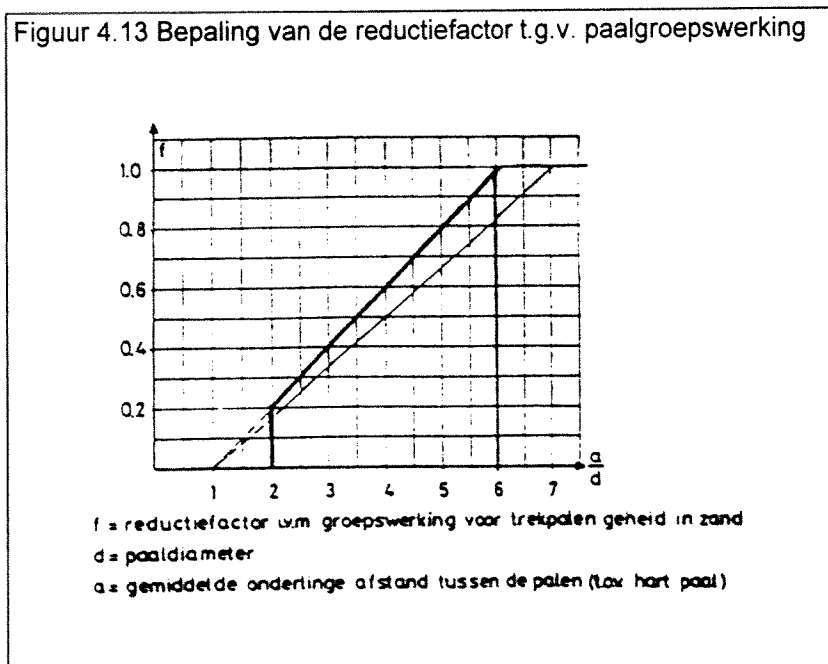
Voor randelementen geldt:

$$f_{ontgr} = \frac{1}{0,3} * \frac{\sigma_{v,nieuw}}{\sigma_{v,oud}} \quad \text{voor} \quad \frac{\sigma_{v,nieuw}}{\sigma_{v,oud}} \leq 0,2$$

$$f_{ontgr} = 0,60 + 0,40 * \frac{\sigma_{v,nieuw}}{\sigma_{v,oud}} \quad \text{voor} \quad \frac{\sigma_{v,nieuw}}{\sigma_{v,oud}} \geq 0,2$$

stap 5

Bepaal de reductiefactor r , welke de groepswerking van de palen in rekening brengt, wanneer de onderlinge hart op hart afstand kleiner is dan zes maal de diameter van de palen. Indien de palen op een grotere onderlinge afstand staan hoeft deze factor niet in rekening te worden gebracht. De factor r kan uit figuur 4.13 worden afgelezen.



De reductiefactor r kan ook uitgerekend worden volgens:

$$r = 0,2 * \frac{l_{gem}}{D} - 0,2 \quad \text{voor} \quad \frac{l_{gem}}{D} \leq 6$$

waarin:

l_{gem} = gemiddelde stramienmaat (= gem. h.o.h. afstand van de trekelementen)

$$l_{gem} = \frac{l_x + l_y}{2}$$

D = diameter of breedte van het trekelement

stap 6

Bepaal de gecorrigeerde q_c -waarde volgens:

$$q_{c,nieuw} = q_{c,oud} * f_{ongr} * r$$

Indien de waarde na correctie van de q_c -waarde groter is dan 15 MN/m^2 , dan dient deze waarde afgesneden te worden op 15 MN/m^2 .

stap 7 A

Bepaal nu de maximale trekkracht die de paal op grond van schachtwrijving zou kunnen opnemen, volgens:

$$F_{trek,schacht} = \frac{\alpha_t * 4 * B * l_{trekzone} * \delta^*}{FS_{trek}} * q_{c,nieuw} \quad \text{voor vierkante paaldoorsneden}$$

of

$$F_{trek,schacht} = \frac{\alpha_t * \pi * D * l_{trekzone} * \delta^*}{FS_{trek}} * q_{c,nieuw} \quad \text{voor ronde paaldoorsneden}$$

waarin:

α_t = factor die het type trekelement en de wijze van inbrenging in rekening brengt

$l_{trekz.}$ = hoogte van de trekzone; de zone waaraan de paal trek kan ontlene

δ^* = verhouding tussen de wandwrijvingshoek δ en de hoek van interne wrijving van de grond ϕ

FS_{trek} = over-all veiligheidsfactor voor statisch belaste trekpalen

Ten aanzien van de over-all veiligheidsfactor FS_{trek} kan opgemerkt worden dat deze niet voor alle gevallen eenduidig vast ligt. Een veel toegepaste waarde is 2,50.

stap 7 B

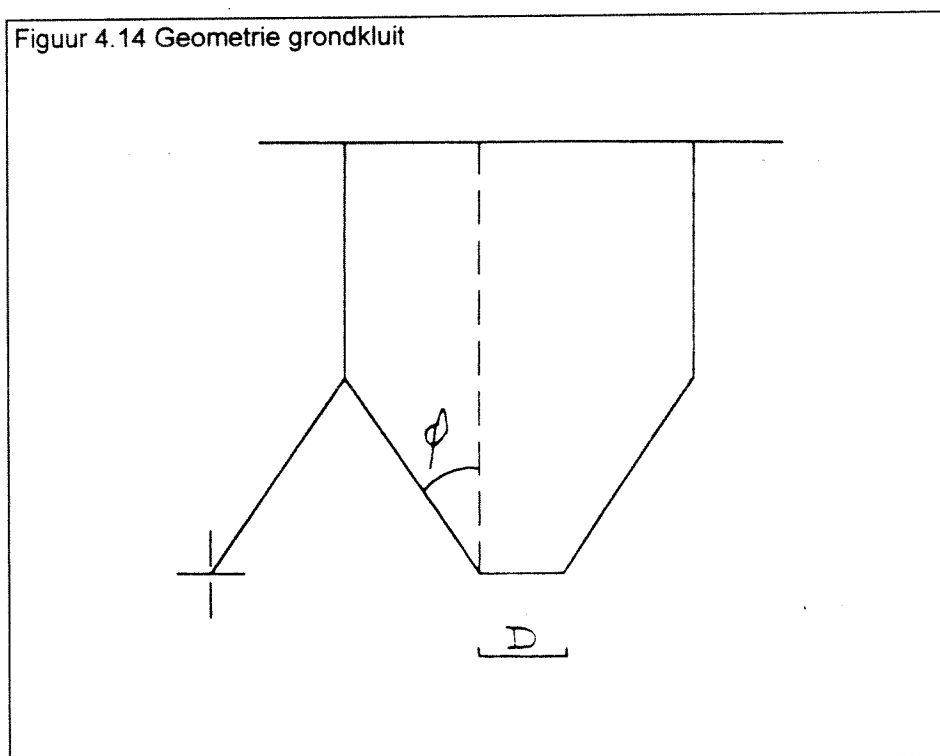
Controleer of de zojuist berekende waarde voor de opneembare schachtwrijving groter is dan de trekkracht, die het element zou moeten kunnen opnemen. Als dit niet het geval is moet de berekening vanaf stap 1 weer herhaald worden, met een grotere lengte voor de trekelementen; het paalpunt niveau moet lager.

Wanneer de op te nemen trekkracht kleiner is dan de maximaal te ontwikkelen schachtwrijvingskracht kan worden vervolgd met stap 8.

stap 8 A

Gecontroleerd moet worden, of het gewicht van de grond, dat aan het trekelement 'hangt', voldoende groot is. Dit wordt de controle op kluitgewicht genoemd.

De geometrie van de grondkluit volgt uit figuur 4.14.



Het gewicht van de grondkluit kan bepaald worden met de formule:

$$G_{d.kluit} = \frac{l_x * l_y}{FS_{kluit}} * \left(\left(\sum_{i=1}^n \gamma_i' * h_i \right) - \gamma_n' * \frac{\sqrt{l_x * l_y} - B}{3 * \tan \alpha_n} \right)$$

waarin:		
$G_{d,kluit}$	= rekenwaarde van het gewicht van de kluit	
l_x, l_y	= stramienmaten trekelementen (maximaal 4 m)	
B	= breedte trekelement	
$i \dots n$	= index grondlaag, waarbij	$i = 1$: bovenste grondlaag $i = n$: onderste grondlaag (grondlaag waarin het paalpunt niveau zich bevindt)
γ'_i	= korrelgewicht grondlaag i	
h_i	= hoogte grondlaag i	
α_n	= de halve tophoek van de kegel, welke gelijk is aan $\frac{1}{4}$ à 1,0 maal de hoek van	
	inwendige wrijving ϕ van de onderste grondlaag	
$F_{s,kluit}$	= over-all veiligheidsfactor voor kluitgewicht	

Ten aanzien van de over-all factor $F_{s,kluit}$ kan hetzelfde worden opgemerkt als voor $F_{s,trek}$; deze ligt niet eenduidig vast. Meestal wordt hiervoor 1,2 aangehouden.

stap 8 B

Controleer of het kluitgewicht groter is dan de te ontwikkelen trekkracht. Als dit niet het geval is moet de berekening vanaf stap 1 weer herhaald worden, met een grotere lengte voor de trekelementen; het paalpunt niveau moet lager.

Als het kluitgewicht groter is dan de te ontwikkelen paaltrekkracht, dan voldoet de inbrengdiepte van de paal. Indien de trekcapaciteit volgens de schachtwrijving en het kluitgewicht echter veel groter zijn dan de te ontwikkelen trekkracht, dient de berekening met een kleinere elementlengte te worden herhaald; het paalpunt niveau moet dan hoger.

stap 9

Eventueel kan er voor gekozen worden om het eigengewicht van de paal mede in rekening te brengen. Dit wordt in de regel niet gedaan. Het geeft over het algemeen slechts een fractionele toename van de trekcapaciteit van het element.

In bijlage 4.4 is een voorbeeld opgenomen van een trekelement berekening. Deze berekening is uitgevoerd middels een spreadsheetmodel, waarin dezelfde controles worden verricht, als hierboven omschreven.

4.5 Berekening damwanden

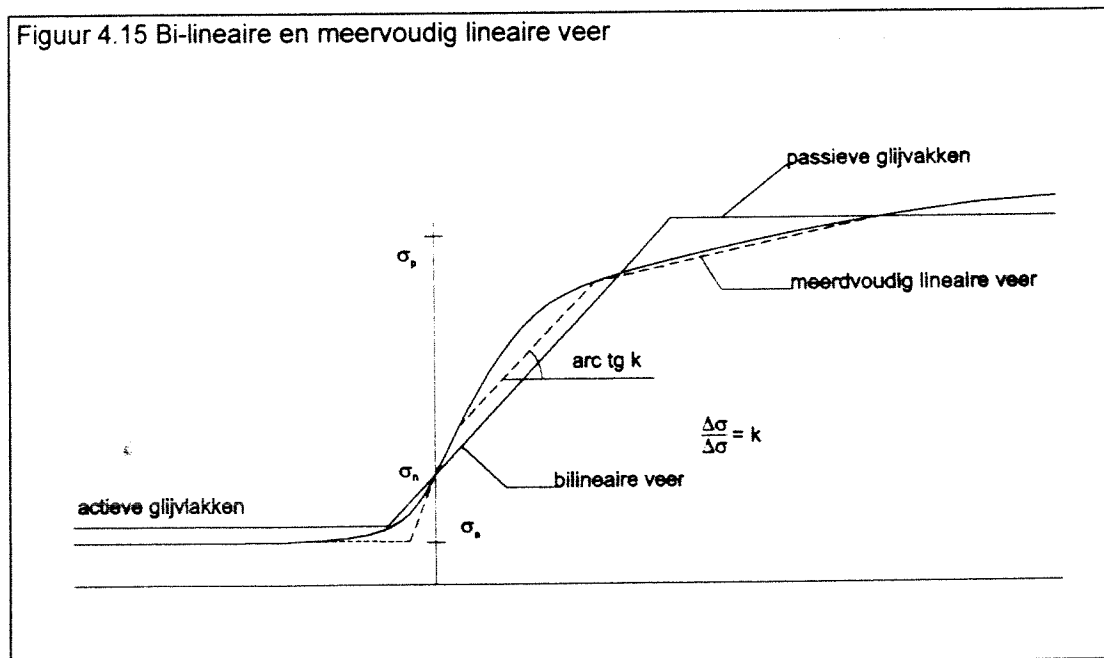
Ten aanzien van de dimensionering van de verticale begrenzing van de bouwput in de vorm van damwanden is een werkwijze aangehouden, in de geest van het stappenplan, beschreven in CUR-publicatie 166. De feitelijke berekening is uitgevoerd met het computer programma M-Sheet.

Dit programma berekent de constructie op basis van het elastoplastisch veren-model. In tegenstelling tot klassieke methoden (met als bekendste voorbeeld de methode Blum), waarbij voor het berekenen van damwanden er van uit wordt gegaan dat de korreldrukken op de wand actief, danwel passief zijn, wordt de grond bij het veren-model geschematiseerd door een groot aantal onafhankelijk van elkaar werkende veren met grondlaag afhankelijke

karacteristieken. De damwand wordt daarbij geschematiseerd als een op buiging belaste ligger.

In het programma M-Sheet wordt de spannings-rek relatie van de grond geschematiseerd door een multi-lineaire veer karakteristiek, bestaande uit twee vaste takken en maximaal vier tussentakken. De vaste takken zijn de actieve vloeitak, σ_a met stijfheid nul en de passieve vloeitak, σ_p met stijfheid nul.

Tussen deze twee takken kunnen maximaal vier takken worden gedefinieerd met elk hun spanningsafhankelijke stijfheden. Indien men beschikt over zeer goede meetgegevens, kan het zinvol zijn om alle vier de takken in te voeren. Op deze wijze kan dan een goede benadering van de werkelijke situatie worden verkregen (zie figuur 4.15). Voor deze studie zijn dermate nauwkeurige gegevens niet voorhanden en zal dientengevolge worden uitgegaan van een bi-lineaire veer.



Een aantal voordelen van het computerprogramma M-Sheet is onder andere, dat op eenvoudige wijze de verschillende bouwfasen (met spanningshistorie) in rekening kunnen worden gebracht en dat meerdere stempels of verankeringen kunnen worden ingevoerd. Met dit model is het mogelijk om op een snelle en doeltreffende wijze de afmetingen van de damwand en de stempel- of ankerkrachten te bepalen.

Nadelen van het veren-model zijn dat boogwerking van de grond niet wordt meegenomen, omdat de veren onderling niet gekoppeld zijn en dat de vervormingen in de grond met het model niet te berekenen zijn.

Om een goed inzicht te krijgen in de vervormingen van de grond is een schematisatie volgens de Eindige Elementen Methode nodig. Hierbij wordt de grond geschematiseerd tot een eindig aantal gekoppelde elementen, waarmee spanningen en vervormingen in een grondmassief en de zich daarin bevindende constructie elementen zoals damwanden en ankerstaven worden berekend. Een tweede voordeel van een eindige elementen analyse is dat impliciet alle bezwijkmechanismen, zoals afschuiven van een slappe grondlaag aan de passieve zijde, worden meegenomen.

Een bekend eindige elementen programma voor de computer is PLAXIS.

Voor de Roertunnel worden de damwanden alleen in het onbebouwde landelijke gebied toegepast. Vervorming van het grondmassief aan de actieve zijde is hier niet problematisch. Doordat de passieve zijde bovendien voor alle locaties wordt gevormd door de zandhoudende grindlaag (Formatie van Veghel) is er geen risico van grondbreuk. Om deze redenen wordt dan ook volstaan met een veren-schematisatie.

De hieronder behandelde stappen volgen de CUR 166 niet letterlijk; ze volgen de werkwijze die is aangehouden voor de berekeningen die voor het onderhavige project zijn uitgevoerd. Op sommige punten wordt weliswaar aangeduid hoe een werkwijze volgens CUR 166 toegepast zou moeten worden, maar wordt daarvan met een duidelijke motivatie afgeweken.

Voor de berekening van de damwanden is slechts uitgegaan van de toepassing van stempels. De mogelijkheid om ankers toe te passen is niet bekeken. Vanwege de beperkte breedte van de bouwput is dit uitgangspunt te verdedigen. Stempels zijn relatief aanzienlijk stijver dan grondankers. Met name in het inundatiegebied, waar het aangrijpingspunt van de ankers op een niveau ligt waar zich klei en/of leemlagen bevinden, speelt dit aspect een belangrijke rol. De ankers zouden in dat geval hun steun moeten krijgen door ze schuin naar beneden aan te leggen, zodat de groutlichamen zich in de stijvere zand- en grindlagen bevinden. Het is duidelijk dat de groter benodigde ankerstanglengte in dat geval van negatieve invloed is op de stijfheid van de ankers. Een mogelijkheid om de stempels een stijvere ondersteuning te laten bieden is door ze voor te spannen.

veiligheidsbeschouwing

In overeenstemming met NEN 6700 en NEN 6740 wordt onderscheid gemaakt tussen de uiterste grenstoestanden en de bruikbaarheidsgrenstoestand:

- grenstoestand 1A

De stabiliteit van de gehele damwandconstructie is nog juist gewaarborgd.

- grenstoestand 1B

Er treden zodanige vervormingen van de damwandconstructie en het aangrenzende terrein op, dat de stabiliteit van daarop gefundeerde constructies in gevaar komt. Deze grenstoestand vereist dus een toetsing van de optredende vervormingen aan de gestelde eisen.

- grenstoestand 2

De vervormingen van de damwandconstructie en het aangrenzende terrein in de gebruikstoestand worden zodanig groot dat de bruikbaarheid in ernstige mate wordt geschaad.

Voor een algemeen gangbare damwandconstructie is een klasse-indeling gemaakt naar het veiligheidsniveau, uitgedrukt in de betrouwbaarheidsindex β . Deze klasse-indeling is conform de indeling van NEN 6702. Op de volgende bladzijde volgt een overzicht.

Klasse I	eenvoudige constructies, geen persoonlijke veiligheidsrisico's en geringe schade bij falen. (voorbeeld: beschoeiing) $\beta_{\text{constructie}} = 2,5$
Klasse II	aanzienlijke schade bij falen, geringe persoonlijke veiligheidsrisico's. (voorbeeld: bouwput) $\beta_{\text{constructie}} = 3,4$
Klasse III	grote schade bij falen en/of aanzienlijke persoonlijke veiligheidsrisico's. (voorbeeld: kadewanden) $\beta_{\text{constructie}} = 4,2$

Aangezien het hier gaat om een bouwput, dient te worden gerekend met de betrouwbaarheidsindex behorend bij klasse II. De betrouwbaarheidsindex is vertaald in partiele belastingfactoren en partiele materiaalfactoren. Op deze partiele belasting- en materiaalfactoren, behorend bij klasse II, wordt in de onderstaande praktische uitwerking verder ingegaan.

(Eventueel dient er ten aanzien van de veiligheidsklasse nog rekening te worden gehouden met lengte-effecten. Deze problematiek speelt bij constructies waarbij falen van een doorsnede leidt tot falen van de constructie als geheel. Een voorbeeld is een damwand die een onderdeel is van een dijkkring. Indien er met lengte-effecten rekening moet worden gehouden leidt dit tot een - van de strekking van de constructie afhankelijke - verhoging van de betrouwbaarheidsindex β . Voor de onderhavige bouwput spelen lengte-effecten geen rol.)

De belasting- en materiaalfactoren spelen een rol bij de controle van de uiterste grenstoestanden. Bij de controle van de bruikbaarheidsgrenstoestand mogen voor de rekenwaarden de representatieve waarden worden genomen.

praktische uitwerking in stappen

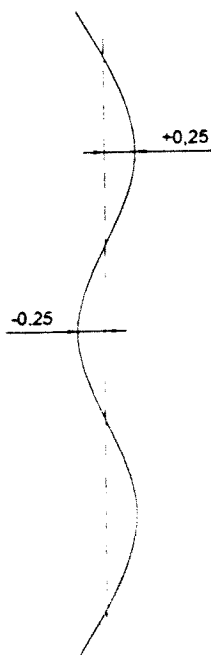
stap 1

Bepaal de benodigde breedte van de bouwput.

De breedte wordt bepaald, uitgaande van de te realiseren dagwijdte van de tunnel, vermeerderd met de dimensies van de buitenwanden. Bij de zo bepaalde buitenafmetingen van de tunnelconstructie moeten nog een aantal zaken worden opgeteld:

- de (eventueel) benodigde werkbreedte tussen de buitenkant van de tunnelconstructie en de damwand
- de (hei)toleranties
- de grenzen die gesteld worden ten aanzien van de uitbuiging van de damwand
- de toleranties ten aanzien van de dikte van de constructiewand van de tunnel

Figuur 4.16 Toleranties damwand



Indien een werkbreedte tussen de constructieve wand van de tunnel en de damwand benodigd is (dus wanneer de constructieve tunnelwand niet tegen de damwand wordt aangestort), wordt hiervoor minimaal 1,50 m aangehouden.

De horizontale toleranties ten aanzien van de onbelaste damwand (ná inbrengen, vóór ontgraven) zijn afhankelijk van de stijfheid van het damwandprofiel, de weerstand van de grondlagen, de inbrengdiepte en de nauwkeurigheid van inbrengen.

Een totale maximale toegestane tolerantie (som linker en rechter tolerantie) van 0,50 m (zie figuur 4.16) is gangbaar. Deze waarde is arbitrair; de aannemer kan besluiten de toleranties groter te nemen, waarbij meerwerk voor ontgraving e.d. voor lief moet worden genomen.

Voor de maximale uitbuiging kan worden gesteld dat deze ongeveer een honderdste van de bouwputdiepte mag zijn, met een maximum van ca. 0,15 m.

(Indien de damwand als bekisting wordt gebruikt voor de constructieve wand van de tunnel is de maximale toegestane uitbuiging voor de verantwoordelijkheid van de aannemer; een grote toegelaten uitbuiging door een minder stijf damwandprofiel resulteert in een geringere netto betondoorsnede van de constructieve wand. Hierdoor zullen de kosten voor de wapening van de constructieve wand omhoog gaan.)

De toleranties ten aanzien van de dikte van de constructieve tunnelwand zijn gering. Een maximale uitwijking van 2 cm wordt over het algemeen haalbaar geacht.

stap 2

Bepaal de diverse bouwfases die worden doorlopen. Het is van belang dat fors verschillende vorderingen apart in een nieuwe bouwfase vermeld worden. Indien namelijk teveel vorderingen worden gecombineerd in één volgende bouwfase, kan het zijn dat M-Sheet de logische volgorde niet juist hanteert. Dit wordt geïllustreerd met een voorbeeld.

Nadat de damwand is aangebracht, dient er te worden ontgraven tot op een diepte, waarbij het mogelijk is om het stempel aan te brengen. Vervolgens wordt het stempel dan aangebracht. Deze twee acties dienen te worden beschreven in twee opeenvolgende bouwfases. Tijdens het ontgraven zal de damwand namelijk reeds enigszins uitbuigen, waarna het stempel tegen die uitbuiging wordt aangebracht. Als de ontgraving en het aanbrengen van het stempel in één bouwfase zou worden ingevoerd, zal M-Sheet de initiële uitbuiging niet onderkennen.

stap 3

Bepaal de rekenwaarde van de sterkteparameters van de grond, het volumiek gewicht van de grond, de geometrische parameters en de bovenbelasting.

De rekenwaarden voor de cohesie, de inwendige hoek van wrijving, de kerende hoogte en de grondwaterstanden kunnen worden bepaald met behulp van tabel 4.1.

Tabel 4.1 Rekenwaarden grond- en geometrische parameters

parameter	γ en Δ betrokken op X_{exp}						rekenwaarde
	klasse I		klasse II		klasse III		
	γ	Δ	γ	Δ	γ	Δ	
cohesie c	0.90	-	1.00	-	1.10	-	$X_{\text{exp}} \gamma$
inwendige wrijving ϕ'	1.05	-	1.15	-	1.20	-	$X_{\text{exp}} \gamma$
kerende hoogte (m)	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	$\max(\mu - \gamma\sigma; \mu - \Delta)$

Hierbij wordt voor deze studie echter enigszins afgeweken van deze waarden. Het letterlijk toepassen de materiaalfactor op de hoek van inwendige wrijving ϕ en de verhoging van de grondwaterstand aan de actieve zijde zouden een te grote nauwkeurigheid van de geschatte waarden suggereren. Vanwege de onderwaterbetonvloer is een grondwaterstandsverlaging aan de passieve zijde bovendien überhaupt niet van toepassing. Wel wordt voor de kerende hoogte de drempelwaarde van 30 cm aangehouden.

De rekenwaarde van het volumiek gewicht is gelijk aan de verwachtingswaarde.
De rekenwaarde van de wandwrijvingshoek wordt bepaald met behulp van tabel 4.2.

Tabel 4.2 wandwrijvingshoek δ voor dam- en diepwanden

	damwand	Diepwand	maximum
grind	$0,67 * \phi$	$0,80 * \phi$	20°
zand	$0,67 * \phi$	$0,80 * \phi$	20°
klei	$0,50 * \phi$	$0,67 * \phi$	20°

Dit wijkt iets af van de tabel, welke in CUR 166 worden gegeven. Het voornaamste verschil is dat de maximale waarde voor δ wordt gesteld op 20° . Dit heeft te maken met het feit dat ten behoeve van de berekeningen is gekozen voor een schematisatie volgens rechte glijdvlakken. Door de invloed van de wandwrijving δ zullen de glijdvlakken in werkelijkheid gekromd zijn. Theoretisch treden rechte glijvlakken namelijk alleen op voor $\delta = 0^\circ$. In CUR 166 wordt bij rechte glijvlakken geen bovengrens gesteld.

Bovendien wordt de waarde van de wandwrijvingshoek δ voor klei bij stalen damwanden beperkt tot de helft van de hoek van interne wrijving van de grond. Op grond van CUR 166 zou deze waarde aanzienlijk hoger mogen liggen, omdat hierin de ruwheid van de wand wordt gerelateerd aan de d_{50} van de grondlaag; een kleine d_{50} zou een grote ruwheid betekenen, waardoor de waarde van δ hoog mag zijn. Ervaring bij Rijkswaterstaat heeft geleerd dat dit onacceptabel hoge waarden oplevert.

Als er onzekerheid bestaat over de terreinbelasting aan de actieve zijde (de zijde waar níet ontgraven wordt), moet er in ieder geval een gelijkmatig verdeelde belasting van 10 kPa worden aangehouden. Voor veiligheidsklasse II in het bijzonder geldt dat de rekenwaarde van die belasting tussen de 10 en 20 kPa moet bedragen. Voor dit project wordt overal de bovengrens aangehouden.

stap 4

Bereken met behulp van M-Sheet, met rekenwaarden voor de buigstijfheid van de damwand, de veerstijfheid van de stempels en de beddingsconstante van de grondlagen, de op grond van de momentenverdeling optimale damwandlengte. De damwandlengte dient minimaal zo groot te zijn, dat de damwand stabiel is. In M-Sheet wordt deze controle automatisch uitgevoerd vóór de veren-berekening. Mocht de inbeddingsdiepte niet voldoen, dan wordt de berekening afgebroken.

Een vaak juiste eerste inschatting voor de inbeddingsdiepte is 1,2 tot 1,4 maal de bouwkuipdiepte. De inbeddingsdiepte moet door een aantal berekeningslagen echter nog wel worden geoptimaliseerd.

M-Sheet gaat er default van uit, dat er een anker wordt toegepast. Zodoende dienen de stempeleigenschappen zo te worden omschreven dat het stempel als een gelijkwaardig grondanker kan worden ingevoerd.

De rekenwaarden voor de buigstijfheid van de damwand $(EI)_d$ en voor de veerstijfheid van de stempel $K_{s,d}$ moeten uit de representatieve waarden zijn afgeleid door een toepassing van de partiële materiaalfactor $\gamma_m = 1,0$. De veerstijfheid van het stempel, uitgedrukt per strekkende meter damwandlengte, kan als volgt worden bepaald:

$$K_{s,d} = \frac{K_{s,rep}}{1,0} = \frac{2 * EA}{l * a}$$

waarin:

- EA = rekstijfheid stempel
- l = breedte bouwput
- a = h.o.h. afstand stempels, deze maat moet iteratief worden bepaald

M-Sheet vraagt ook om de vloeikracht van het anker. Dit is voor onderhavig project niet van toepassing. Voor stempels zou hier de bezwijkkracht kunnen worden ingevoerd, welke dan automatisch binnen M-Sheet wordt gecontroleerd. Hier is van die mogelijkheid echter geen

gebruik gemaakt, maar wordt de stempelkracht in een later stadium gecontroleerd, waarbij dan ook stempeluitleval wordt bekeken.

Indien de passieve zijde aan de linker- resp. rechterzijde van de damwand wordt gekozen, dan moet voor de 'ankerzijde' rechts resp. links worden gekozen.

De rekenwaarde voor de beddingconstante moet, voor een bi-lineaire schematisatie van de grondveren, volgens CUR 166 zijn verkregen uit deling van de uit tabel 4.3 vastgestelde representatieve waarde van het lage gemiddelde uit de middelste kolom met $\gamma_{m,E} = 1,3$. De lage rekenwaarde voor de beddingsconstante kan ook, zonder gebruik te maken van tabel 4.3, worden vastgesteld door de verwachtingswaarde (d.i. de beste inschatting van het gemiddelde) te delen door een factor 2,0.

Voor deze studie is er voor gekozen om uit te gaan van het laatste; de tabel 4.3 is namelijk betrekkelijk summier. De verwachtingswaarden worden bepaald door een zo goed mogelijke inschatting te maken aan de hand van een aantal tabellen, welke in de bijlage 2.10 zijn opgenomen. Er is rekening mee gehouden dat deze waarden wel enigszins bij de bovenstaande tabel moeten aansluiten.

Tabel 4.3 Horizontale beddingsconstanten voor zand, klei en veen

		$k_{s,1}$ (kN/m ³)		$k_{s,2}$ (kN/m ³)		$k_{s,3}$ (kN/m ³)	
		$0,5p_{char,rep} < p_{char,rep} < 0,8p_{char,rep}$		$0,8p_{char,rep} < p_{char,rep} < 1,0p_{char,rep}$		$1,0p_{char,rep} < p_{char,rep} < 1,5p_{char,rep}$	
		1	2	1	2	1	2
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	c_{uncl} (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	c_{uncl} (kPa)						
	10	1000	2250	500	1125	250	560
matig 30	2000	4500	800	1800	500	1125	

Vervolgens dienen de volgende zaken te worden gecontroleerd:

A Controle moment

De rekenwaarde van het moment $M_{s,d}$ dient getoetst te worden aan de rekenwaarde van de sterkte van de plank volgens de materiaalggebonden normen. De rekenwaarde van de sterkte van de damwandplank kan worden bepaald door de representatieve waarde te delen door de materiaalfactor voor staal $\gamma_m = 1,0$.

Bepaal hiertoe het grootste moment, dat in enige bouwfase optreedt in de damwand en toets dit aan de momentopname capaciteit van de damwandplank, volgens:

$$M_{s,d} \leq M_{r,d} = \frac{W * f_{y,rep}}{\gamma_m}$$

waarin:

W = weerstandsmoment

$f_{y,rep}$ = representatieve waarde van de vloeispanning

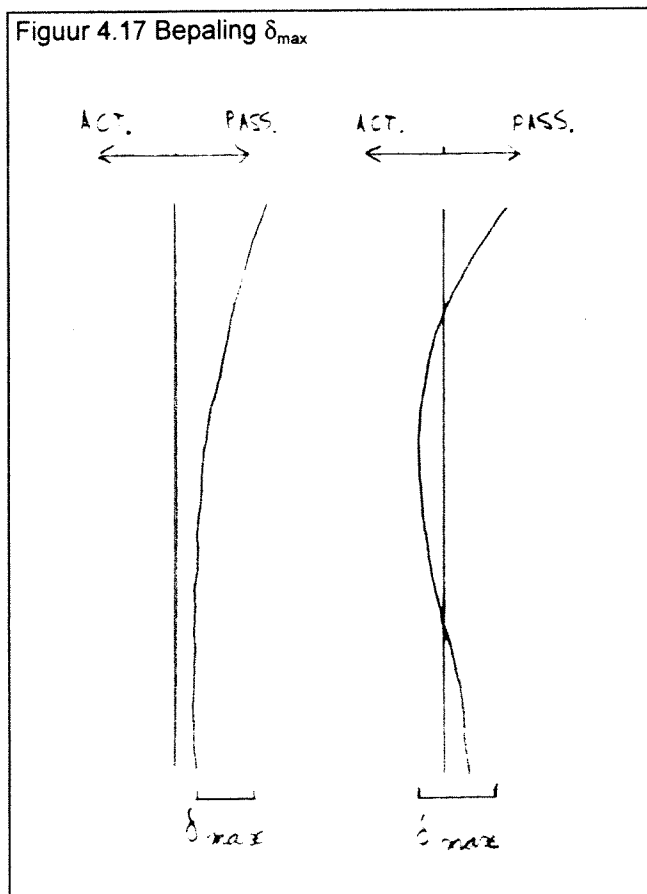
Mocht uit deze controle blijken dat het damwand profiel niet voldoet, dan dient een staalsoort te worden toegepast met een hogere vloeigrens, danwel een damwandprofiel met een groter weerstandsmoment. Een combinatie van beiden is uiteraard ook mogelijk.

B Controle maximale uitwijking

De maximale uitbuiging voor grenstoestand 2 is niet voorgeschreven, maar in de praktijk wordt deze gesteld op:

$$\delta_{max} = \frac{1}{100} * h \leq 150 mm$$

Waarin h de kerende hoogte van de damwand is.



Voor de uitwijking δ_{max} moet de verschil-uitwijking worden genomen. Dit houdt in dat δ_{max} gelijk is aan de maximale uitwijking naar de passieve zijde, min de minimale uitwijking naar de passieve zijde, of, indien die situatie optreedt, plus de maximale uitwijking naar de actieve zijde (zie figuur 4.17).

Over het algemeen zal grenstoestand 1B niet maatgevend zijn. Dit is, zoals gezegd, een uiterste grenstoestand. De vervorming die moet optreden, wil deze grenstoestand maatgevend worden, is in het algemeen veel groter dan de eisen gesteld voor de bruikbaarheids grenstoestand. De controle hierop wordt achterwege gelaten.

Indien aan de vervormingseis niet kan worden voldaan, moet er gekozen worden voor één of meer van de volgende maatregelen:

- Het toepassen van een damwand-profiel met een groter traagheidsmoment
- De stempeling, indien mogelijk in verband met de grondwaterstand, dicht bij het maximale uitbuigingsniveau aanbrengen
- Het toepassen, indien mogelijk in verband met de grondwaterstand, van meer stempelniveaus

C Controle korrelspanning

Deze controle is niet terug te vinden in CUR 166, maar is een additieve veiligheidscontrole, welke door Rijkswaterstaat wordt aangehouden ten aanzien van de grondweerstand aan de passieve zijde. Het is dus in feite een extra veiligheid op instabiliteit.

Het percentage van de gemobiliseerde weerstand van de grond aan de passieve zijde, welke te vinden is in de M-Sheet uitvoer, mag gedurende enige bouwfase voor de voorgaande stappen een bepaalde waarde niet overschrijden. Deze waarde is afhankelijk van de duur van de bouwfase, en volgt uit:

bouwfaseduur < ½ jaar : maximaal 75 %

bouwfaseduur > 1 jaar : maximaal 66 %

Hiertussen mag lineair worden geïnterpoleerd.

Het percentage van de gemobiliseerde weerstand van de grond is de verhouding tussen de gemobiliseerde passieve korrelweerstand en de maximale passieve korrelweerstand. Indien aan deze toets niet wordt voldaan dient er een grotere inbeddingsdiepte te worden aangehouden.

Voor het onderhavige project zal de bouwfaseduur overigens altijd de periode van één jaar overschrijden.

stap 5

Bereken, met behulp van M-Sheet, de momentenverdeling bij het onder stap 4 bepaalde damwandprofiel en de inbeddingsdiepte, onder toepassing van een hoge rekenwaarde voor de beddingsconstante van de grondlagen.

De hoge rekenwaarde voor de beddingsconstante kan volgens CUR 166 worden verkregen uit deling van de uit tabel 4.3 vastgestelde representatieve waarde van het hoge gemiddelde door $\gamma_{m,E} = 1,0$. De hoge rekenwaarde voor de beddingsconstante kan ook, zonder gebruik te maken van tabel 4.3, worden vastgesteld door de verwachtingswaarde te vermenigvuldigen met een factor 1,5.

Om een zelfde redenering als bij stap 4 wordt hier voor het laatste gekozen. De verwachtingswaarden worden bepaald met behulp van de in bijlage 2.10 te vinden grondtabellen.

Vervolgens dienen dezelfde controles ten aanzien van het moment in- en de uitbuiging van de damwand, alsmede de controle ten aanzien van de korrelspanningen, te worden uitgevoerd.

Ook nu geldt dat indien aan één of meer van bovenstaande controles niet kan worden voldaan, of indien M-Sheet meldt dat de damwand instabiel is, een bovengenoemde maatregel of combinatie van maatregels dient te worden genomen.

Met deze gevoeligheidsberekening ten aanzien van de beddingsconstanten zijn tevens eventuele onzekerheden in de buigstijfheid verwerkt.

stap 6

Gecontroleerd moet worden of het stempel voldoet. Deze controle vindt op twee manieren plaats:

1. Zonder stempeluitval, met rekenwaarden voor de belasting
2. Met stempeluitval, zonder belastingfactoren

ad 1)

In de uitvoer van M-Sheet wordt voor iedere bouwfase de stempelkracht per strekkende meter gegeven. De maatgevende stempelkracht per strekkende meter is de diegene die over alle bouwfasen bekeken de grootste is.

De rekenwaarde van de drukkracht, die door het stempel moet kunnen worden opgenomen, kan worden gevonden door deze waarde te vermenigvuldigen met de hart op hart afstand van de stempels en een belastingfactor γ , ter grootte van 1,25.

$$N_{c,u,d} = 1,25 * I_{h.o.h} * f_{stempel, M-Sheet}$$

De hart op hart afstand moet in eerste instantie worden geschat, waarna de benodigde afmetingen van het stempel aan de hand daarvan kunnen worden bepaald. Voor de minimale hart op hart afstand wordt, in verband met de eisen die worden gesteld om nog praktisch te kunnen werken (heien trekpalen, transport van wapeningskorven e.d.), een minimale waarde van 5,0 m gehanteerd. De maximale hart op hart afstand wordt in de praktijk gesteld op ongeveer 10,0 m.

Behalve door de drukkracht uit de damwanden, worden de stempels ook belast door het eigen gewicht en moet bovendien een additionele lijn- of puntlast worden geïntroduceerd. De belastingfactor op het eigen gewicht bedraagt 1,2. Zodoende wordt de rekenwaarde van het eigen gewicht bepaald door:

$$q_{eg,d} = 1,2 * A * 78,5 \text{ kN/m}$$

waarin:

A = doorsnedeoppervlakte stempel [m²]
78,5 = volumiek gewicht staal [kN/m³]

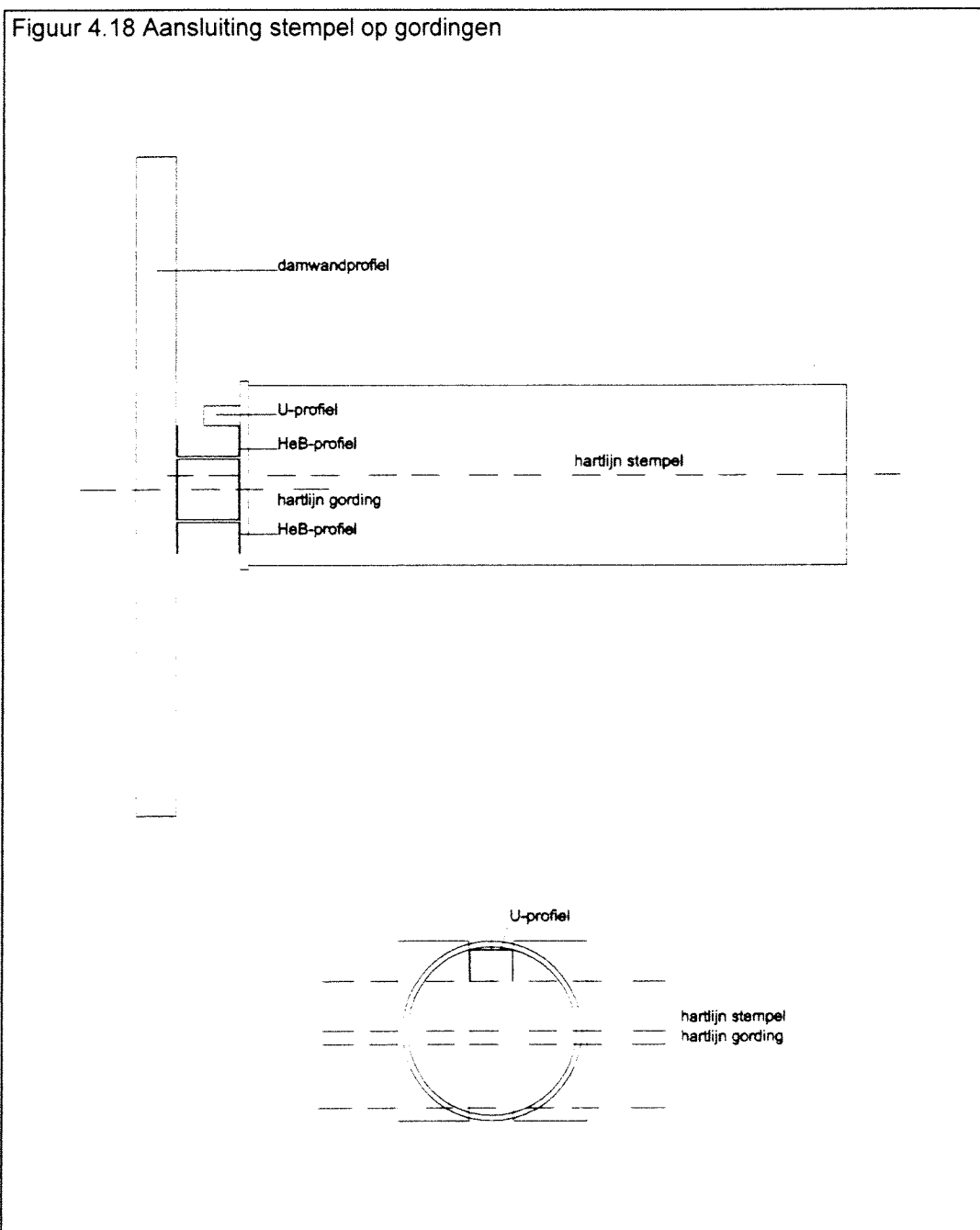
De additionele belasting wordt gevormd door een veranderlijke lijn- of puntlast, met een belastingfactor van 1,5; bij een stempellengte van minder dan 20 m een puntlast van 10,00 kN in het midden van het stempel en bij een stempellengte groter dan 20 m een gelijkmatig verdeelde belasting van 1,00 kN/m^l.

$$F_{add,d} = 1,5 * 10,00 \text{ kN} \quad \text{voor } l_{stempel} < 20 \text{ m}$$

$$q_{add,d} = 1,5 * 1,00 \text{ kN/m} \quad \text{voor } l_{stempel} > 20 \text{ m}$$

De stempels moeten vervolgens worden gecontroleerd op buigingsknik. Deze controle gebeurt met inachtneming van tweede orde effecten uit de doorbuiging van het stempel. Derde of hogere orde momenten worden niet in de controle meegenomen, maar worden geacht verwaarloosbaar te zijn, indien het stempel zo wordt geplaatst, dat de hartlijn van het stempel iets boven de hartlijn van de gordingen komt te liggen. Op deze wijze worden zeer eenvoudig aan beide uiteinden van het stempel tegenwerkende momenten geïntroduceerd (zie figuur 4.18).

Voor de uitwerking van de controle op buigingsknik wordt verwezen naar bijlage 4.5.



ad 2)

De controle op stempeluitval betreft een calamiteit en mag dientengevolge worden uitgevoerd met de representatieve waarde van de drukkracht uit de damwanden, het eigen

gewicht van het stempel en de additionele veranderlijke belasting. De stempels aan weerszijden van het uitgevallen stempel worden geacht de drukkracht uit de damwanden over te nemen.

Voor deze controle wordt een toets op buigingsknik uitgevoerd, waarbij voor de drukkracht uit de damwanden nu moet worden genomen:

$$N_{c,u,rep} = 1,5 * l_{h.o.h} * f_{stempel.M-Sheet}$$

De controle verloopt verder identiek aan de situatie zonder stempeluitval en is beschreven in bijlage 4.5.

stap 7

Deze stap betreft de controle op dwarskracht. De uit de stappen 4 en 5 naar voren komende rekenwaarden van de dwarskrachten dienen te worden getoetst aan de rekenwaarden van de sterkte van de damwandplank.

Deze controle wordt in principe overbodig geacht, omdat de dwarskrachten nooit maatgevend blijken te zijn voor de bepaling van het damwandprofiel.

De dwarskrachtcapaciteit van de damwandplank wordt bepaald door de oppervlakte van het lijf en wel volgens de volgende betrekking:

$$V_d = \frac{V_{rep}}{1,0} = \frac{f_{y,d}}{\sqrt{3}} * A_{lijf}$$

Ook hier geldt de rekenwaarde voor de vloeispanning kan worden verkregen door de representatieve waarde te delen door de materiaalfactor $\gamma_{staal} = 1,0$.

stap 8

Deze stap betreft de controle op grondbreuk. Grondbreuk kan optreden, wanneer zich in de ondergrond, over de diepte van de damwand, afwisselend slappe en stijve grondlagen bevinden. Gecontroleerd moet in dat geval worden dat zich in de slappe grondlagen geen scheurvlakken kunnen ontwikkelen, die leiden tot falen van de constructie.

In het onderhavige project is een dergelijk beeld van de ondergrond niet aanwezig en wordt zodoende een dergelijke controle niet noodzakelijk geacht.

stap 9

Deze stap betreft de het gordingen ontwerp. De gordingen dienen ontworpen te worden voor twee situaties:

1. De gordingen moeten elastisch worden berekend, voor de situatie dat alle stempels voldoen. Hierbij moet een belastingfactor worden toegepast van 1,1 op de maatgevende stempelkracht per strekkende meter, die volgt uit M-Sheet.
2. De gording dient plastisch te worden berekend, voor de situatie dat één stempel is uitgevallen. Aangezien dit als een calamiteit kan worden aangemerkt hoeft hier geen belastingfactor op de maatgevende stempelkracht per strekkende meter te worden toegepast.

Over het algemeen worden voor de gordingen twee gelijk He B-profielen boven elkaar toegepast, zie bijvoorbeeld figuur 4.17.

ad 1)

Bepaal de rekenwaarde voor de maatgevende stempelkracht per strekkende meter door vermenigvuldiging met een factor 1,1.

$$f_{stempel,d} = 1,1 * f_{stempel,M-Sheet}$$

In de elastische situatie treedt het grootste moment op bij het steunpunt en bedraagt:

$$M_{el,d} = \frac{1}{10} * f_{stempel,d} * l_{h.o.h.}^2$$

Bij dit ontwerpmoment dient een profiel te worden gevonden, met een weerstandsmoment van tenminste:

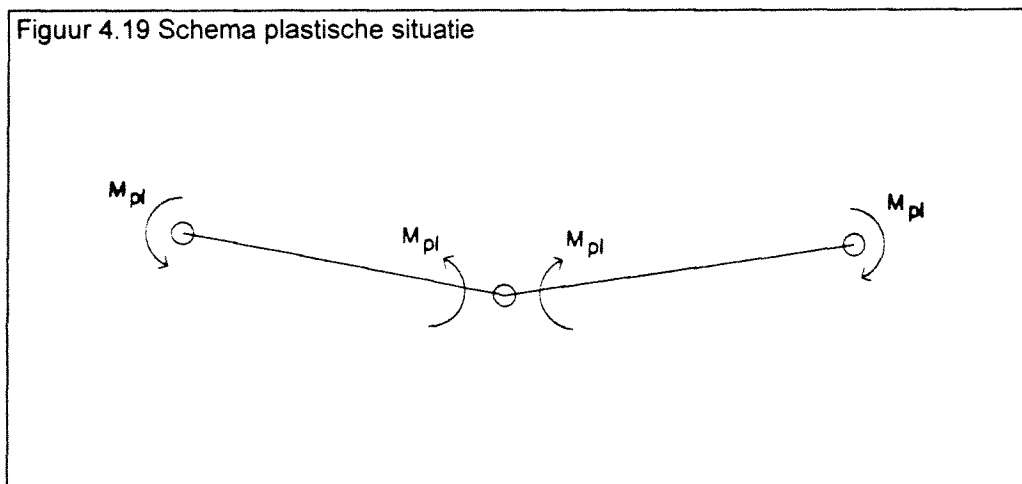
$$W_{min} = \frac{\frac{1}{2} M_{el,d}}{f_{y,d}}$$

ad 2)

In het geval van stempeluival hoeft niet te worden gerekend met de belastingfactor 1,1 en mag een plastische berekening worden uitgevoerd.

In de plastische situatie vloeit de gording zowel bij de steunpunt, als in het midden van het veld (d.i. de lokatie van het uitgevallen stempel). Voor het ontwerpmoment $M_{pl,d}$ geldt nu (zie ook figuur 4.19):

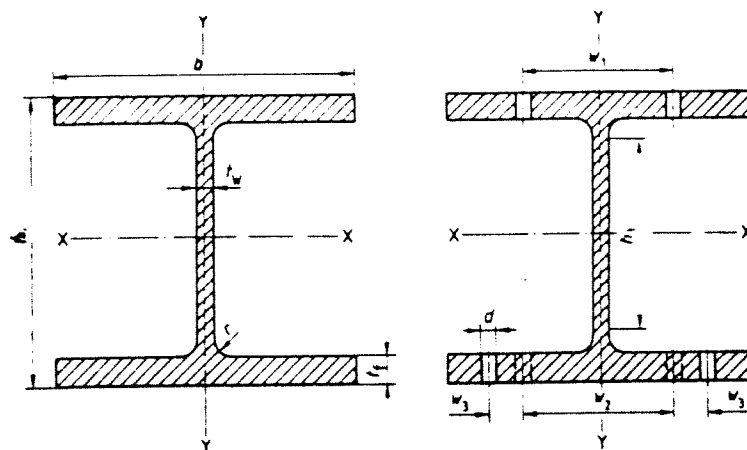
$$2 * M_{pl,d} = \frac{1}{8} * f_{stempel,M-Sheet} * (2 * l_{h.o.h.})^2 \rightarrow M_{pl,d} = \frac{1}{4} * f_{stempel,M-Sheet} * l_{h.o.h.}^2$$



Bij dit ontwerpmoment dient een profiel gevonden te worden, met een plastisch weerstandsmoment van tenminste:

$$W_{min,pl} = 2 * S_{x,min} = \frac{M_{d,pl}}{f_{y,d}}$$

Figuur 4.20 Doorsnede profiel



Waarin S_x het statische moment van de halve doorsnede van het profiel is, ten opzichte van de x-as, welke evenwijdig aan de flenzen loopt door het hart van de doorsnede (zie figuur 4.20).

Er wordt dus van uit gegaan dat de damwand zelf geen ondersteuning geeft aan de gording. Vanwege de, ten opzichte van de hart op hart afstand van de stempels, geringe lengte van de afzonderlijk scharnierend verbonden damwandplanken, welke zelf in de breedterichting bovendien een zeer geringe buigstijfheid bezitten, is deze aanname gerechtvaardigd.

In bijlage 4.6 is een complete damwandberekening gegeven voor een lokatie (metreering 8.530) in het inundatiegebied van de Roer.

Tevens is daarbij gekeken naar de invloed van een verschillende schematisatie van de onderwaterbetonvloer in de berekening. De uitkomsten daarvan staan ook in dezelfde bijlage vermeld.

4.6 Combiwanden

Een combiwand is opgebouwd uit ronde stalen buispalen, waartussen stalen damwandprofielen, zogenaamde tussenplanken of infill-sheets, worden aangebracht. Het voordeel van een dergelijke wand boven een traditionele damwand is de gunstige sterkte/gewicht verhouding.

Bijkomende voordelen bij toepassing van combiwanden zijn de mogelijkheden grotere verticale krachten op te nemen en zeer grote kerende hoogtes te realiseren.

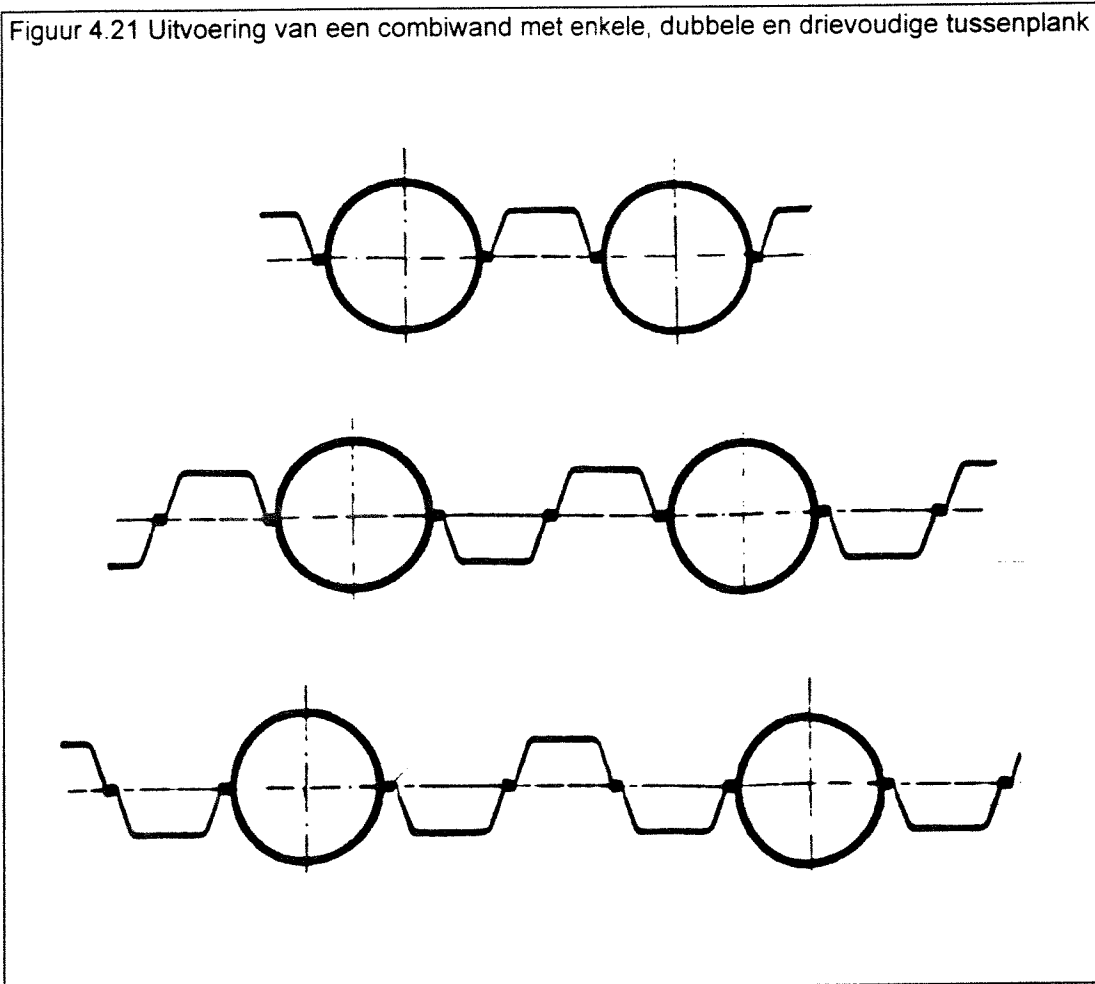
Een nadeel van combiwanden, is dat de grote afmetingen van de buispalen het terugwinnen zeer lastig kunnen maken. Bovendien bestaat de kans dat het terugwinnen kwel initieert, vanwege de grote perforaties die de buispalen in de grond achterlaten.

Een ander belangrijk nadeel bij het terugwinnen van de buispalen is het feit dat door het terugwinnen de grond zal ontspannen, waardoor naastgelegen trekelementen aanzienlijk in trekcapaciteit zullen afnemen. Dit is de reden dat de rand-trekelementen naast terug te winnen combiwanden over het algemeen veel dieper worden aangebracht dan in eerste instantie noodzakelijk zou lijken.

Deze problematiek ook wel eens reden om een combiwand niet terug te winnen.

Het aantal tussenplanken bij grond en grondwater kerende constructies bedraagt in de regel niet meer dan drie. Hierbij wordt vermeld dat combinaties met enkele tussenplanken lastig zijn aan te brengen, wanneer de buispalen enigszins uit het lood staan. De buispalen zullen dan dus met een zeer hoge nauwkeurigheid moeten worden aangebracht. Bovendien hebben enkele tussenplanken een veel lager weerstandsmoment dan dubbele. Bij dubbele tussenplanken worden namelijk veelal de sloten dicht geknepen, waardoor een grotere inwendige arm ontstaat. Met name bij lange enkele tussenplanken bestaat door het relatief lage weerstandsmoment een groot risico op het uit het slot lopen.

Figuur 4.21 Uitvoering van een combiwand met enkele, dubbele en drievoudige tussenplank



De drievoudige plank is ook relatief slap. Om onbekende redenen bestaat er nog geen handig materieel om de damwandsloten van de derde plank aan de dubbele plank te knevelen. Dit moet om die reden handmatig gebeuren en de praktijk heeft uitgewezen dat dit vaak slechte slotverbindingen oplevert. De derde 'losse' plank heeft ten aanzien van de sterkte weer dezelfde nadelen als een enkele plank.

Alleen al om deze redenen wordt over het algemeen gekozen voor combiwanden, uitgevoerd met dubbele planken. Een bijkomend aspect is, dat enkele en drievoudige tussenplanken niet gebruikelijk zijn en dat de daardoor noodzakelijke aanpassingen aan bestaande heimutsen duur zijn.

In figuur 4.21 is een overzicht gegeven van enkele, dubbele en drievoudige tussenplanken.

De stramienmaat van de combiwand is opgebouwd uit:

- De uitwendige diameter van de buispaal
- De werkende breedte van de twee slotprofielen
- De werkende breedte van de tussenprofielen

De tussenplanken behoeven meestal niet even lang te zijn als de buispalen. Het toepassen van kortere tussenplanken wordt 'staffelen' genoemd. De buispalen verzorgen dan over het onderste gedeelte van de combiwand de stijfheid en de sterkte. De tussenplanken dienen in principe wel tot onder het dwarskrachtnulpunt te reiken. Daar bevindt zich immers het maximale buigende moment.

De verhouding tussen de lengte van de tussenplanken ten opzichte van de lengte van de buispalen wordt het 'infill-percentage' genoemd.

De berekening en toetsing van een combiwand verloopt identiek aan de werkwijze, welke voor damwanden moet worden gevolgd.

Om de combiwand in M-Sheet in te voeren, moet de gemiddelde stijfheid per strekkende meter bekend zijn. Deze wordt samengesteld uit de gegevens van de buispalen en de tussenplanken.

$$I_{sys} = \frac{I_b + I_d}{b}$$

waarin:

- I_{sys} = traagheidsmoment per strekkende meter combiwand
 I_b = traagheidsmoment buispaal
 I_d = (totale) traagheidsmoment tussenplank(en)
 b = stramienmaat

Bij toepassing van dubbele of drievoudige tussenplanken zullen deze ten gevolge van de gronddruk meer deformeren, dan de relatief stijvere buispaal. Ten gevolge van de grotere deformatie van de tussenplanken zal grondboogwerking kunnen ontstaan tussen de buispalen en dus achter de tussenplanken.

Het ontstaan van boogwerking heeft tot gevolg dat de tussenplanken qua korreldruk worden ontlast, maar de buispalen extra worden belast. Een pessimistische benadering is, dat ten gevolge van boogwerking in de grond, alle korreldruk door de buispalen wordt opgenomen en de tussenplanken dientengevolge een slechts geringe bijdrage (waterdruk) leveren aan de kerende functie van de wand.

De spanning in de buispaal zal bij deze schematisering groter zijn dan bij de eerder berekende spanning op basis van een gelijkmatig over de wand berekende gronddruk. Het probleem van grondboogwerking speelt met name in droge, grofkorrelige grond. Omdat de grondwaterspiegel voor het toepassingsgebied (Roerdal) vrij hoog is, kan worden verwacht, dat deze problematiek voor de Roertunnel niet geldt.

4.7 Diepwanden

In deze paragraaf wordt globaal ingegaan op de dimensionerings-berekening van diepwanden. Het berekenen van diepwanden is een complexe zaak, omdat de buigstijfheid van de diepwand afhankelijk is van de vervorming ervan. De diepwand zal tot het scheurmoment een grote buigstijfheid hebben. Wanneer de doorsnede echter scheurt, wordt de trekkracht overgenomen door het wapeningsstaal en neemt de stijfheid drastisch af.

Deze spanningsafhankelijke buigstijfheid bij belasting is de reden, dat een diepwand niet erg gemakkelijk met behulp van het computerprogramma M-Sheet kan worden gedimensioneerd. Om met M-Sheet toch een berekening uit te kunnen voeren, om althans globaal de dimensionering van een diepwand te kunnen uitvoeren moet een inschatting gemaakt worden van de buigstijfheid EI van de gescheurde betondoorsnede.

In NEN 6720 wordt een tabel gegeven (tabel 15), waarmee, voor verschillende betonsterkteklassen, een fictieve E-modulus voor een gescheurde gewapende betondoorsnede kan worden bepaald. Deze fictieve E-modulus is afhankelijk van het wapeningspercentage van de doorsnede en kan worden vermenigvuldigd met het ongereduceerde (ongescheurde) traagheidsmoment I van de doorsnede. Op deze manier kan worden gekomen tot een voorspelling van de buigstijfheid van een gescheurde betondoorsnede. In tabel 4.4 is de tabel uit de normtekst overgenomen.

Tabel 4.4 Fictieve elasticiteitsmodulus E_f

E_f N/mm ²			
f_{ck} N/mm ²	buiging en normaalkracht symmetrisch gewapende rechthoekige doorsnede		buiging zonder normaalkracht: excentrisch gewapende rechthoekige doorsnede
	$a_n \leq 0,5$	$0,5 < a_n \leq 0,9$	
15	$1300 + 4100 \bar{\omega}_{ot} + (9000 - 1300 \bar{\omega}_{ot}) a_n < 2900$	$(8700 + 5175 \bar{\omega}_{ot})(1 - 2/3 a_n)$	$2200 + 4900 \bar{\omega}_o < 2900$
25	$1600 + 4200 \bar{\omega}_{ot} + (14000 - 1600 \bar{\omega}_{ot}) a_n < 3600$	$(12900 + 5100 \bar{\omega}_{ot})(1 - 2/3 a_n)$	$2500 + 5500 \bar{\omega}_o < 3600$
35	$1900 + 4300 \bar{\omega}_{ot} + (19000 - 1900 \bar{\omega}_{ot}) a_n < 4300$	$(17100 + 5025 \bar{\omega}_{ot})(1 - 2/3 a_n)$	$2800 + 6100 \bar{\omega}_o < 4300$
45	$2200 + 4400 \bar{\omega}_{ot} + (24000 - 2200 \bar{\omega}_{ot}) a_n < 5000$	$(21300 + 4950 \bar{\omega}_{ot})(1 - 2/3 a_n)$	$3100 + 6700 \bar{\omega}_o < 5000$
55	$2500 + 4500 \bar{\omega}_{ot} + (29000 - 2500 \bar{\omega}_{ot}) a_n < 5700$	$(25500 + 4875 \bar{\omega}_{ot})(1 - 2/3 a_n)$	$3400 + 7300 \bar{\omega}_o < 5700$
65	$2800 + 4600 \bar{\omega}_{ot} + (34000 - 2800 \bar{\omega}_{ot}) a_n < 6400$	$(29700 + 4800 \bar{\omega}_{ot})(1 - 2/3 a_n)$	$3700 + 7900 \bar{\omega}_o < 6400$
waarin:			waarin:
$\bar{\omega}_{ot} = \frac{A_s + A_c}{A_b} 100$		$a_n = \frac{N_d}{A_b f_b + (A_s + A_c) f_s}$	$\bar{\omega}_o = \frac{A_s}{A_b} 100$

Voor diepwanden wordt algemeen een betonkwaliteit B35 toegepast. Dit levert voor de fictieve elasticiteitsmodulus de volgende afhankelijkheid op:

$$E_f = 2800 + 6100 * \bar{\omega}_o \geq 4300$$

waarin $\bar{\omega}_o$ het wapeningspercentage is.

In tabel 4.5 is voor drie wapeningspercentages de fictieve elasticiteitsmodulus gegeven:

Tabel 4.5

ω_0 [%]	E_f [N/mm ²]
0,80	7680
1,00	8900
1,20	10120
1,40	11340

De werkelijke elasticiteitsmodulus van B35 wordt bepaald door:

$$E = 22250 + f_{ck} = 31000 \text{ N/mm}^2$$

Het traagheidsmoment van de doorsnede wordt betrokken op de met de dekking gereduceerde dikte van de diepwand, volgens:

$$I = \frac{1}{12} * b * d^3 \text{ mm}^4$$

Bij een veelvoorkomend wapeningspercentage van 1,20 procent mag worden gerekend met de buigstijfheid van de gescheurde doorsnede van ongeveer een derde van de ongescheurde. Bij deze reductie is ook de kruipcoëfficiënt in rekening gebracht. Voor de M-Sheet berekeningen wordt hiervan in eerste instantie gebruik gemaakt.

$$EI_{diepwand} = \frac{1}{3} * EI_{ongescheurd}$$

Opgemerkt wordt, dat blijkens tabel 4.5 er een grote gevoeligheid bestaat voor het werkelijk toegepaste wapeningspercentage.

Uit M-Sheet volgen de buigende momenten in de diepwand, waarna een keuze kan worden gedaan voor de werkelijke toe te passen wapening. Op grond van deze gegevens kan vervolgens een nieuwe EI worden bepaald, waarmee de berekening kan worden herhaald. Met deze iteratieve aanpak kunnen redelijk nauwkeurige resultaten worden verkregen.

De bepaling van de benodigde wapening kan aan de hand van wapeningstabellen zeer snel en eenvoudig gebeuren. Hierop wordt verder niet ingegaan.

De maximale vervorming van de diepwand in de bruikbaarheids grenstoestand moet worden getoetst aan van te voren te stellen uitbuigingseisen. Een redelijke eis is bijvoorbeeld dat de doorbuiging niet groter is dan 0,004 à 0,005 maal de kerende hoogte. Indien vervormingen van de diepwand en het achterliggende grondmassief kunnen leiden tot zettingsschade van belendende bebouwing, moet een aanvullende berekening worden uitgevoerd met een eindige elementenprogramma (bijv. PLAXIS).

Voor de diepwand berekening spelen ook zaken als controle op scheurvorming een rol. In deze studie wordt hierop verder eveneens niet in gegaan.

5 Dimensionering en kosten uitvoeringsmethoden

In dit hoofdstuk worden de resultaten gepresenteerd van een groot aantal dimensioneringsberekeningen, welke zijn uitgevoerd conform de beschrijving, welke is opgenomen in hoofdstuk vier. Deze berekeningen zijn uitgevoerd, met als doel een mogelijkheid te geven om de verschillende toepasbare uitvoeringsmethoden, die staan beschreven in hoofdstuk drie, te kunnen vergelijken op basis van bouwkosten. Er is bewust voor gekozen om hier te volstaan met alleen de resultaten van de dimensioneringsberekeningen. De berekeningen zelf zijn identiek aan de beschrijving in hoofdstuk vier.

De berekeningen, welke zijn uitgevoerd, hebben betrekking op de volgende zaken:

- Diepwanden
- Damwanden
- Stempels en gordingen
- Trekelementen
- Dikte onderwaterbetonvloer

Ten aanzien van de constructieve betondoorsnede van de tunnel zelf zijn geen berekeningen uitgevoerd. Hiervoor is gebruik gemaakt van ervaringswaarden, welke bij Rijkswaterstaat bekend zijn. In dit hoofdstuk zullen de aannames schetsmatig worden gepresenteerd.

Zaken die geen uitvoerige toelichting behoeven, zoals bijvoorbeeld de hoeveelheid te ontgraven en aan te vullen grond, worden niet in dit hoofdstuk genoemd, maar zijn wel in de kostencalculatie meegenomen.

Met behulp van eenheidsprijzen, welke door de afdeling Kostencalculaties van de Bouwdienst zijn opgesteld, zal aan de hand van de bovenomschreven gegevens een inschatting van de bouwsom worden gemaakt.

De eenheidsprijzen zijn gebaseerd op ervaringsgegevens en hebben, tenzij anders vermeld, betrekking op de directe kosten. Onder directe kosten worden die kosten verstaan, welke duidelijk aanwijsbaar betrekking hebben op het beschouwde onderdeel. In de eenheidsprijs van bijvoorbeeld een kubieke meter droge ontgraving zitten de kosten voor arbeid en materieel, die direct op die ontgraving betrekking hebben, verwerkt.

Indirekte kosten worden gevormd door zaken die niet direct op één onderdeel zijn terug te voeren. Het inrichten van de bouwplaats en het coördinerend personeel (de uitvoerder) zijn hier voorbeelden van. De indirecte kosten zijn projectafhankelijk, maar een gemiddelde waarde is zeventien procent van de som van de directe kosten.

Buiten de directe kosten spelen ook nog de factoren algemeen, winst en risico mee:

- Algemene kosten komen voort uit zaken die niet direct op het betreffende project zijn terug te voeren en bedraagt in de regel zeven procent van de som van de directe kosten. Hieronder valt bijvoorbeeld het kantoorpersoneel.
- De factor winst komt voort uit de wens van de aannemers om geld aan een project te verdienen. De winst wordt bij de inschatting van de totale bouwkosten gesteld op twee procent van de directe kosten. Overigens ligt deze waarde in de praktijk niet vast, maar is afhankelijk van de situatie op de markt. Indien er weinig werk is worden door aannemers ook wel projecten aangenomen, waarbij geen winst wordt gemaakt.

- De factor risico heeft weinig toelichting. Risico wordt gedefinieerd als het product van de kans op schade en de kosten van die schade. Het aandeel risico wordt op drie procent van de directe kosten gesteld.

Behalve voornoemde kosten, welke direct op het bouwen van de tunnel betrekking hebben, spelen ook de kosten voor het verwerven en slopen van bebouwing in het tracé een rol. Deze problematiek is alleen op het stedelijk gebied van toepassing.

Voor het stedelijk gebied waren in paragraaf 3.1 vier uitvoeringsmethoden beschreven, welke toepasbaar worden geacht. Deze vier methoden hebben globaal hetzelfde ruimtebeslag, zodat de kosten voor aankoop en sloop van bebouwing voor de verschillende uitvoeringsmethoden ook gelijk kunnen worden gesteld.

De kosten voor aankoop en sloop van bebouwing, alsmede de kosten voor grondverwerving zullen niet worden behandeld.

Omdat het doel van deze kostenrekening het aangeven van onderlinge kostenverhoudingen is, worden alleen de directe kosten per uitvoeringsmethode voor de verschillende deelgebieden gepresenteerd. Kosten voor zaken, welke voor alle uitvoeringsmethoden gelijk zijn, zoals bijvoorbeeld de elektro-mechanische installaties, het wegdek en het bedieningsgebouw, zullen dus niet worden bepaald.

Het tracé is ten behoeve van de kostenrekening ingedeeld in een aantal secties, welke staan aangegeven in tabel 5.1.

tabel 5.1 Sectie indeling

sectie	begin metrerings	eind metrerings	lengte [m]	deelgebied
A	7.840	8.140	300	Roerdal-West
B	8.140	8.320	180	Roer & inundatiegebied
C	8.320	8.530	210	Roer & inundatiegebied
D	8.530	8.680	150	Roer & inundatiegebied
E	8.680	8.835	155	Roer & inundatiegebied
F	8.835	9.075	240	overgangsgebied
G	9.075	9.260	185	stedelijk gebied
H	9.260	9.465	205	stedelijk gebied
I	9.465	9.810	345	stedelijk gebied
J	9.810	10.115	305	stedelijk gebied

In bijlage 5.1 is deze indeling in een langsdoorsnede van het tracé weergegeven.

In bijlage 5.2 is voor de vier deelgebieden een uitwerking te vinden van de kostenrekeningen. In dit hoofdstuk worden slechts de resultaten hiervan gegeven.

De opbouw van het hoofdstuk is als volgt:

5.1 Roerdal-West

- A) Diepwandkuip met o.w.b. vloer en trekelementen
- B) Damwandkuip met o.w.b. vloer en trekelementen
- C) Pneumatisch caisson

5.2 Roer en inundatiegebied

- A) Damwandkuip met o.w.b. vloer en trekelementen
- B) Pneumatisch caisson
- C) Afzinktunnel

- 5.3 Overgangsgebied Roerdal / stedelijk gebied
 A) Diepwandkuip met o.w.b. vloer en trekelementen
 B) Damwandkuip met o.w.b. vloer en trekelementen
 C) Pneumatisch caisson

- 5.4 Stedelijk gebied
 A) Diepwandkuip
 B) Damwandkuip
 C) Wanden-dak methode
 D) Afgezonken (pneumatisch) caisson

- 5.5 Overzicht bouwkosten

Opgemerkt wordt dat volgorde van behandeling van de deelgebieden is omgedraaid ten opzichte van hoofdstuk drie. Dit is gedaan, omdat de berekeningen achtereenvolgens voor olopende metrerings zijn uitgevoerd.

5.1 Roerdal-West

uitvoeringsmethode A Diepwandkuip met o.w.b. vloer en trekelementen

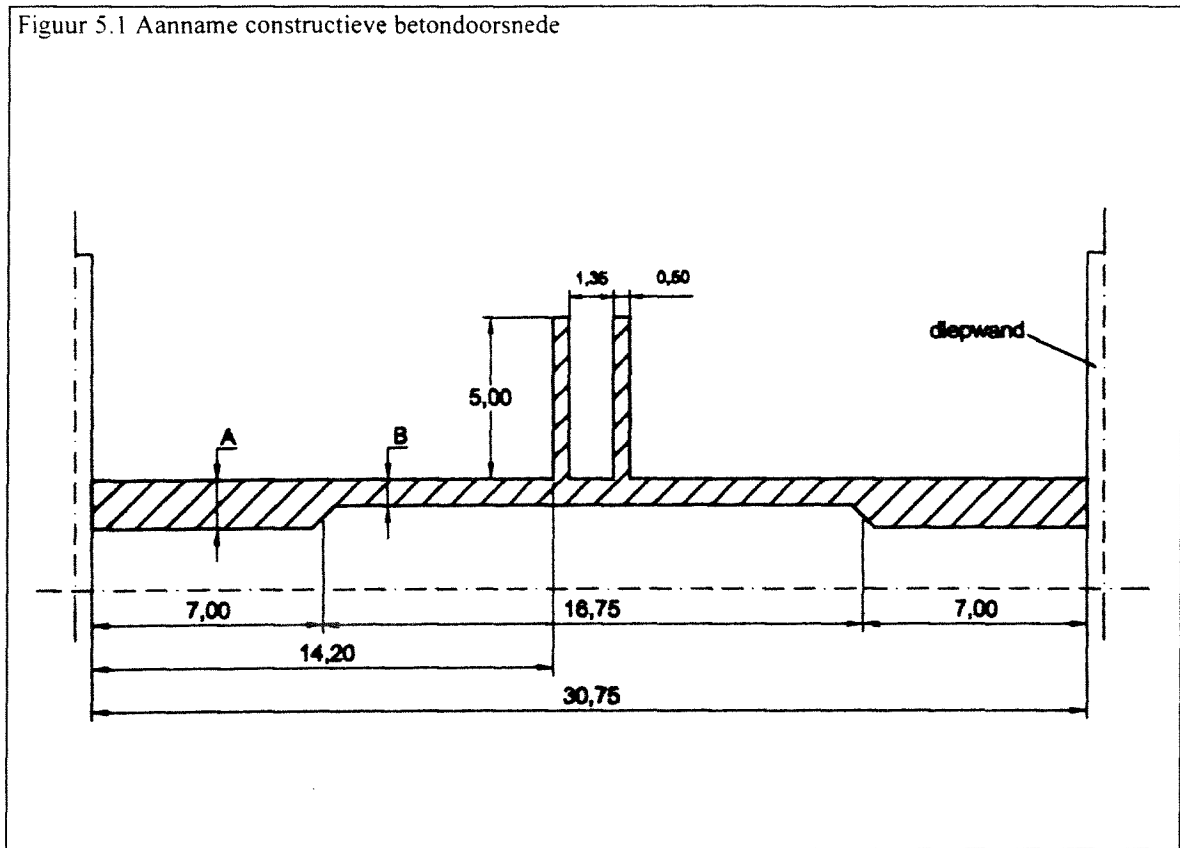
- Resultaten berekening diepwand en stempels

Metrering	Dikte diepw. [m]	Lengte diepw. [m]	Stempels [mm * mm]
7.840	1,00	12,50	Ø 1000-10 h.o.h. 6,50 m
8.140	1,20	20,50	Ø 1100-11 h.o.h. 6,00 m

- Resultaten berekening o.w.b. vloer en trekelementen

Metrering	Dikte o.w.b. [m]	Paaltrekkracht [kN]	Stramien [m * m]	Soort trekelement	Lengte Trekel. [m]
7.840	1,30	600	4,00 * 3,30	GEWI-paal	14,15
8.140	1,30	600	2,30 * 2,00	GEWI-paal	15,12

- Aanname constructieve betondoorsnede



Dimensies constructiebeton

Metrering	A [m]	B [m]	H [m]
7.840	1,00	0,80	5,00
8.140	1,70	0,80	13,75

Met behulp van bovenstaande gegevens is voor deze uitvoeringsmethode de bouwsom berekend. Voor de opbouw van de bouwkosten wordt verwezen naar bijlage 5.2.

De totale som van directe kosten voor deze uitvoeringsmethode, voor dit deelgebied is: Fl. 23.789.000

uitvoeringsmethode B Damwandkuip met o.w.b. vloer en trekelementen

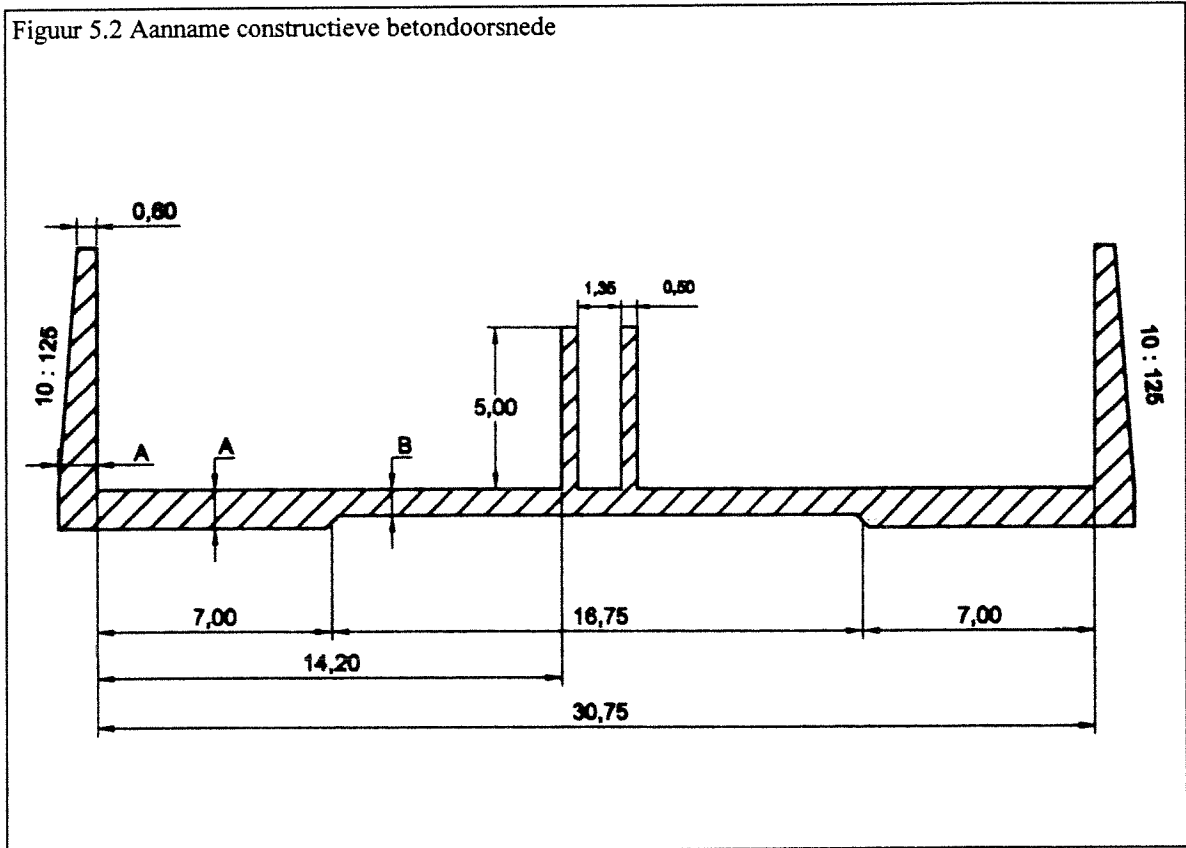
- Resultaten berekening damwand, stempels en gordingen

Metrering	Damwand profiel	Lengte damw. [m]	Stempels [mm]	Gordingen
7.840	BZ 37	12,50	Ø 1100-11 h.o.h. 7,00 m	2 * HE 700 B
8.140	Larssen 430	20,50	Ø 1220-12,5 h.o.h. 6,00 m	2 * HE 800 B

- Resultaten berekening o.w.b. vloer en trekelementen

Metrering	Dikte o.w.b. [m]	Paaltrekkracht [kN]	Stramien [m * m]	Soort trekelement	Lengte Trekkel. [m]
7.840	1,30	600	4,00 * 3,30	GEWI-paal	14,15
8.140	1,30	600	2,30 * 2,00	GEWI-paal	15,12

- Aanname constructieve betondoorsnede



Dimensies constructiebeton

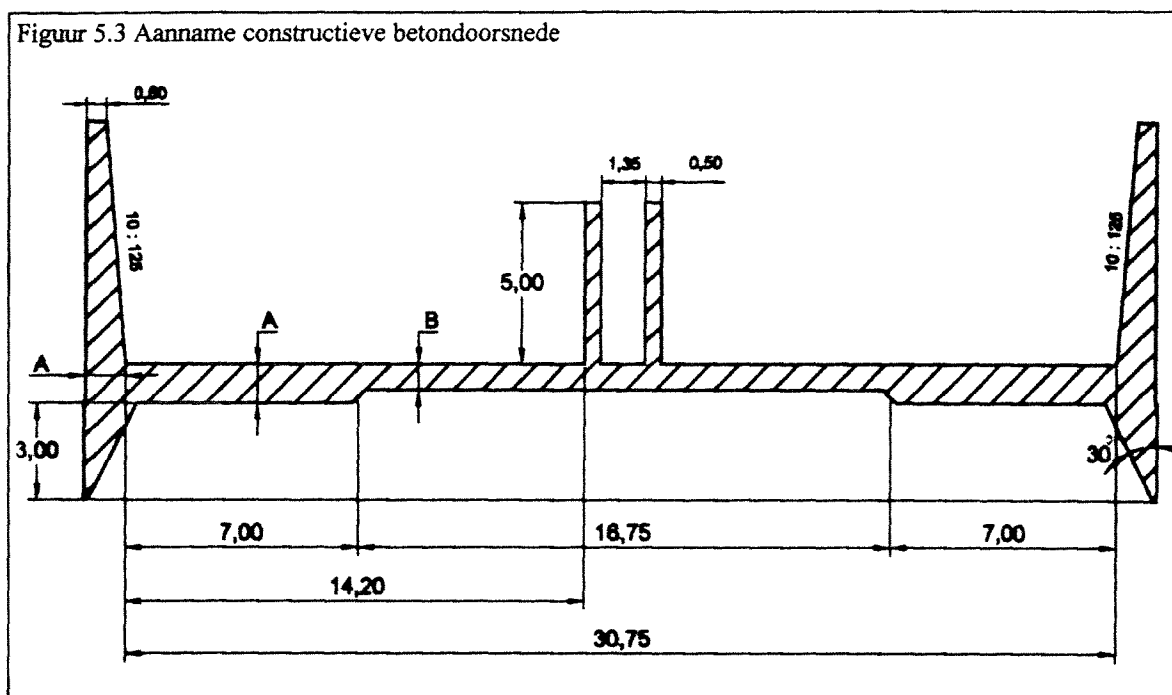
Metrering	A [m]	B [m]	H [m]
7.840	1,00	0,80	5,00
8.140	1,70	0,80	13,75

Met behulp van bovenstaande gegevens is voor deze uitvoeringsmethode de bouwsom berekend. Voor de opbouw van de bouwkosten wordt verwezen naar bijlage 5.2.

De totale som van directe kosten voor deze uitvoeringsmethode, voor dit deelgebied is:
Fl. 23.073.000

uitvoeringsmethode C Pneumatisch caisson

- Aanname constructieve betondoorsnede



Dimensies constructiebeton

Metrering	A [m]	B [m]	H [m]
7.840	1,00	0,80	5,00
8.140	1,70	1,10	13,75

Met behulp van bovenstaande gegevens is voor deze uitvoeringsmethode de bouwsom berekend. Voor de opbouw van de bouwkosten wordt verwezen naar bijlage 5.2.

De totale som van directe kosten voor deze uitvoeringsmethode, voor dit deelgebied is:
Fl. 48.314.000

5.2 Roer en inundatiegebied

uitvoeringsmethode A Damwandkuip met o.w.b. vloer en trekelementen

- Resultaten berekening damwand, stempels en gordingen

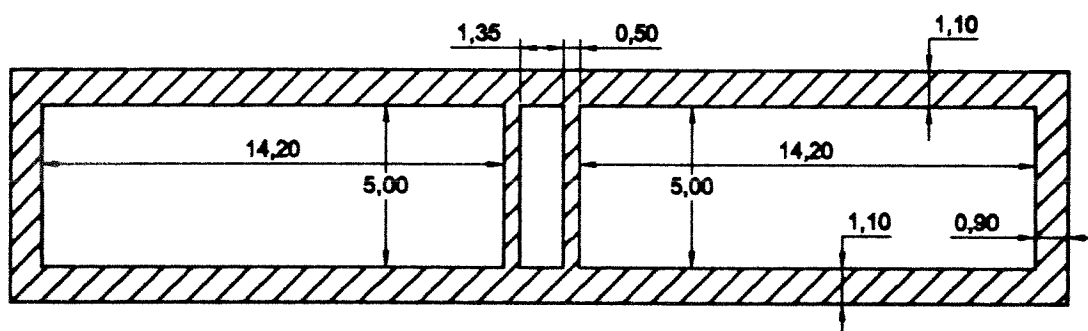
Metrering	Damwand profiel	Lengte damw. [m]	Stempels [mm]	Gordingen
8.140	Larssen 430	20,50	Ø 1220-12,5 h.o.h. 6,00 m	2 * HE 800 B
8.320	Larssen 430	18,50	Ø 1100-11 h.o.h. 7,50 m	2 * HE 700 B
8.530	Larssen 420	18,50	Ø 1100-11 h.o.h. 8,50 m	2 * HE 800 B
8.680	AZ 26	16,00	Ø 1000-10 h.o.h. 8,50 m	2 * HE 600 B
8.835	AZ 26	13,00	Ø 900-10 h.o.h. 7,50 m	2 * HE 450 B

- Resultaten berekening o.w.b. vloer en trekelementen

Metrering	Dikte o.w.b. [m]	Paaltrekkkracht [kN]	Stramien [m * m]	Soort trekelement	Lengte Trekel. [m]
8.140	1,30	600	2,50 * 2,00	GEWI-paal	14,15
8.320	1,30	600	2,30 * 2,00	GEWI-paal	15,12
8.530	1,35	600	2,40 * 2,00	GEWI-paal	14,56
8.680	1,30	600	2,90 * 2,00	GEWI-paal	14,15
8.835	1,25	600	3,20 * 2,40	GEWI-paal	14,15

- Aanname constructieve betondoorsnede

Figuur 5.4 Aanname constructieve betondoorsnede



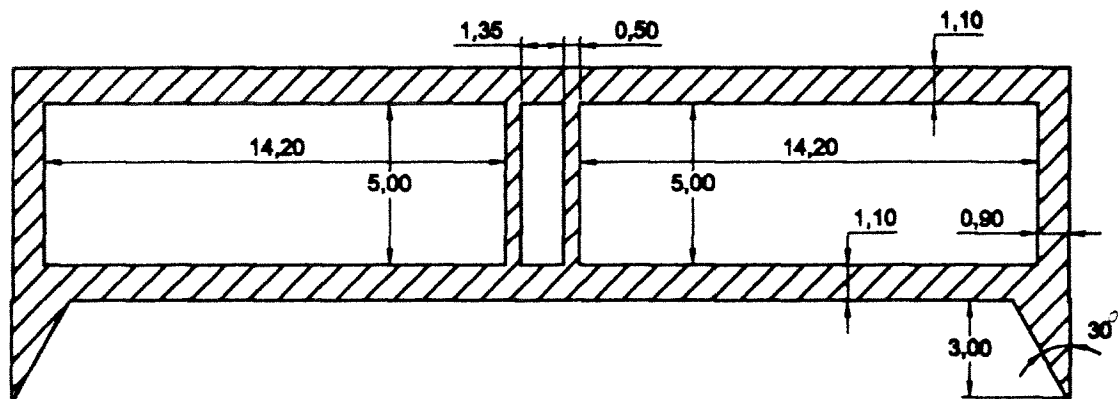
Met behulp van bovenstaande gegevens is voor deze uitvoeringsmethode de bouwsom berekend. Voor de opbouw van de bouwkosten wordt verwezen naar bijlage 5.2.

De totale som van directe kosten voor deze uitvoeringsmethode, voor dit deelgebied is:
Fl. 64.768.000

uitvoeringsmethode B Pneumatisch caisson

- Aanname constructieve betondoorsnede

Figuur 5.5 Aanname constructieve betondoorsnede



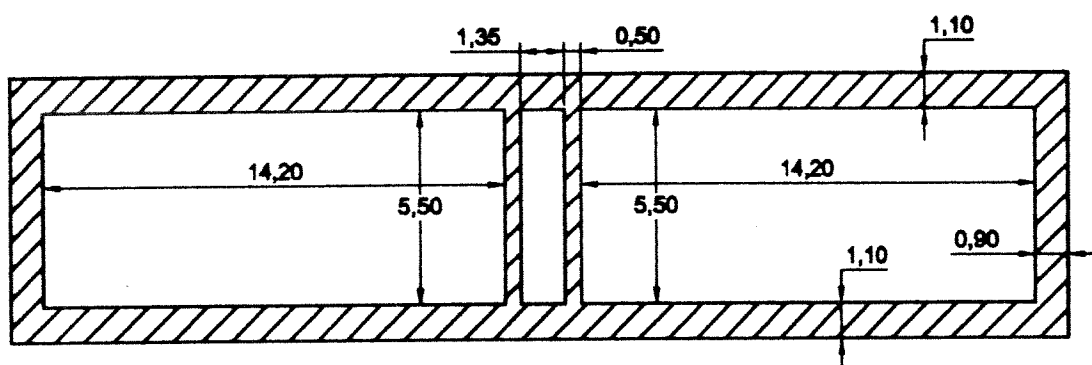
Met behulp van bovenstaande gegevens is voor deze uitvoeringsmethode de bouwsom berekend. Voor de opbouw van de bouwkosten wordt verwezen naar bijlage 5.2.

De totale som van directe kosten voor deze uitvoeringsmethode, voor dit deelgebied is:
Fl. 122.438.000

uitvoeringsmethode C Afzinktunnel

- Aanname constructieve betondoorsnede

Figuur 5.6 Aanname constructieve betondoorsnede



Met behulp van bovenstaande gegevens is voor deze uitvoeringsmethode de bouwsom berekend. Voor de opbouw van de bouwkosten wordt verwezen naar bijlage 5.2.

De totale som van directe kosten voor deze uitvoeringsmethode, voor dit deelgebied is:
Fl. 63.855.000

5.3 Overgangsgebied Roerdal / stedelijk gebied

uitvoeringsmethode A Diepwandkuip met o.w.b. vloer en trekelementen

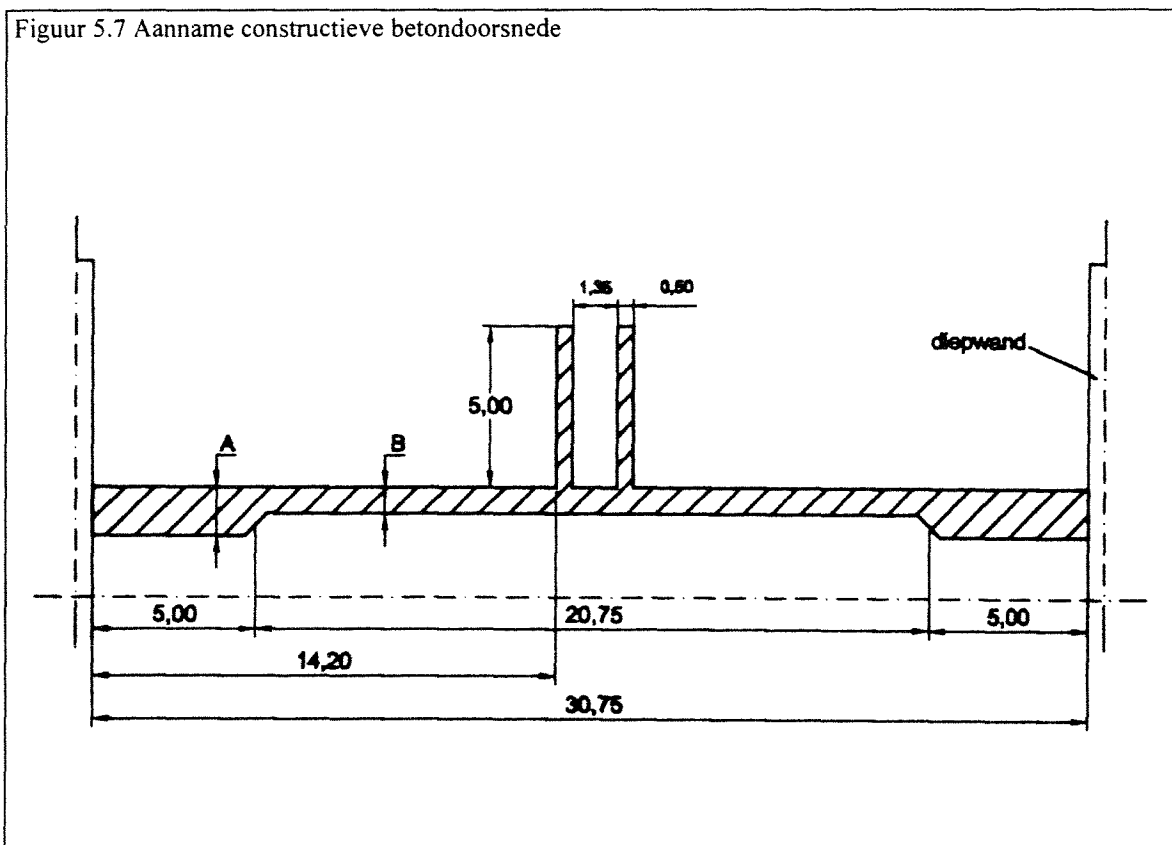
- Resultaten berekening diepwand en stempels

Metrering	Dikte diepw. [m]	Lengte diepw. [m]	Stempels [mm * mm]
8.835	0,80	13,00	Ø 900-10 h.o.h. 10,00 m
9.075	0,60	11,50	Ø 900-10 h.o.h. 10,00 m

- Resultaten berekening o.w.b. vloer en trekelementen

Metrering	Dikte o.w.b. [m]	Paaltrekkracht [kN]	Stramien [m * m]	Soort trekelement	Lengte Trekel. [m]
8.835	1,15	600	3,20 * 2,30	GEWI-paal	14,15
9.075	1,20	500	4,00 * 4,00	V.C.-paal	4,90

- Aanname constructieve betondoorsnede



Dimensies constructiebeton

Metrering	A [m]	B [m]	H [m]
8.835	1,50	0,80	7,50
9.075	1,20	0,80	5,00

Met behulp van bovenstaande gegevens is voor deze uitvoeringsmethode de bouwsom berekend. Voor de opbouw van de bouwkosten wordt verwezen naar bijlage 5.2.

De totale som van directe kosten voor deze uitvoeringsmethode, voor dit deelgebied is:
Fl. 13.097.000

uitvoermethode B Damwandkuip met o.w.b. vloer en trekelementen

- Resultaten berekening damwand, stempels en gordingen

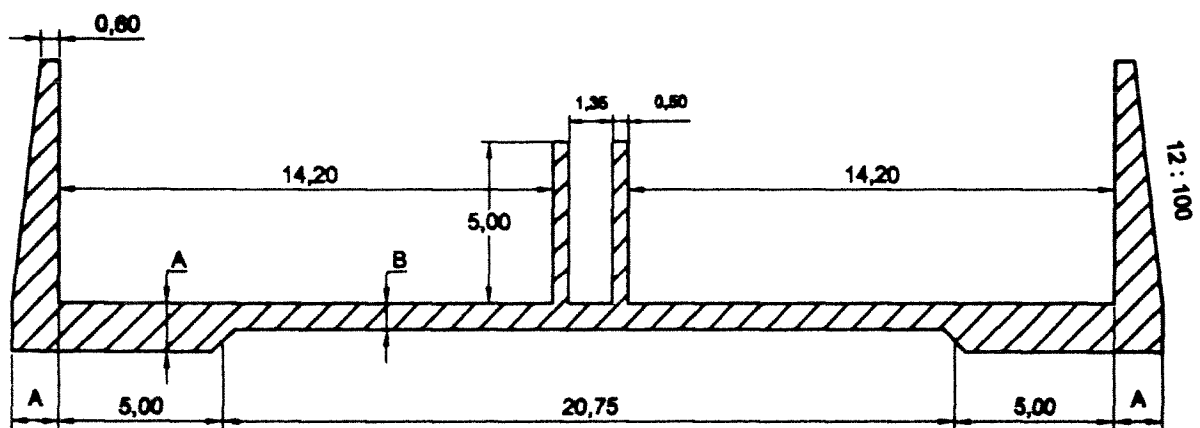
Metrering	Damwand profiel	Lengte damw. [m]	Stempels [mm]	Gordingen
8.835	AZ 26	13,00	Ø 900-10 h.o.h. 7,50 m	2 * HE 450 B
9.075	AZ 26	11,50	Ø 1000-10 h.o.h. 7,50 m	2 * HE 550 B

- Resultaten berekening o.w.b. vloer en trekelementen

Metrering	Dikte o.w.b. [m]	Paaltrekkracht [kN]	Stramien [m * m]	Soort trekelement	Lengte Trek. [m]
8.835	1,15	600	3,20 * 2,30	GEWI-paal	14,15
9.075	1,20	500	4,00 * 4,00	V.C.-paal	4,90

- Aanname constructieve betondoorsnede

Figuur 5.8 Aanname constructieve betondoorsnede



Dimensies constructiebeton

Metrering	A [m]	B [m]	H [m]
8.835	1,50	0,80	7,50
9.075	1,20	0,80	5,00

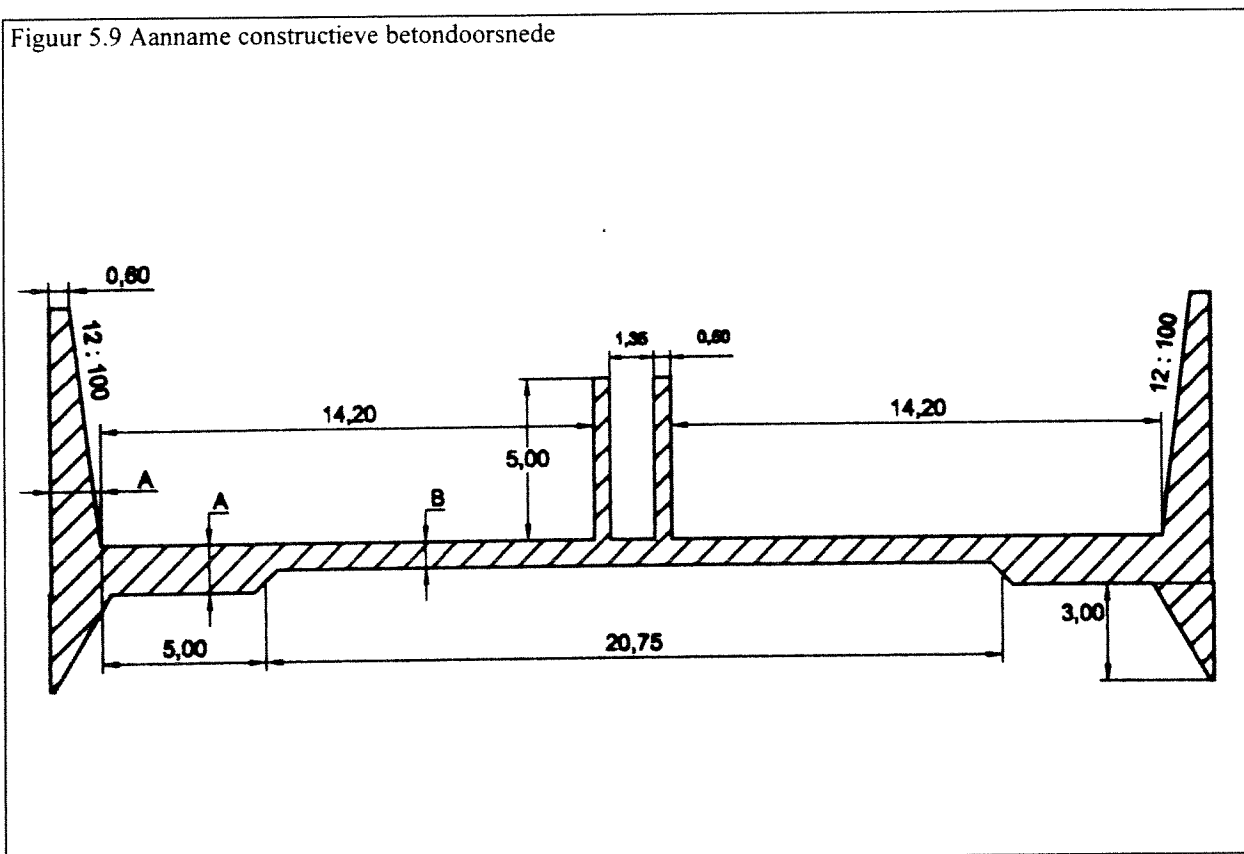
Met behulp van bovenstaande gegevens is voor deze uitvoeringsmethode de bouwsom berekend. Voor de opbouw van de bouwkosten wordt verwezen naar bijlage 5.2.

De totale som van directe kosten voor deze uitvoeringsmethode, voor dit deelgebied is:
Fl. 14.489.000

uitvoeringsmethode C Pneumatisch caisson

- Aanname constructieve betondoorsnede

Figuur 5.9 Aanname constructieve betondoorsnede



Dimensies constructiebeton

Metrering	A [m]	B [m]	H [m]
8.835	1,50	0,80	7,50
9.075	1,20	0,80	5,00

Met behulp van bovenstaande gegevens is voor deze uitvoeringsmethode de bouwsom berekend. Voor de opbouw van de bouwkosten wordt verwezen naar bijlage 5.2.

De totale som van directe kosten voor deze uitvoeringsmethode, voor dit deelgebied is:
Fl. 31.801.000

5.4 Stedelijk gebied

uitvoeringsmethode A Diepwandkuip

- Resultaten berekening diepwand en stempels

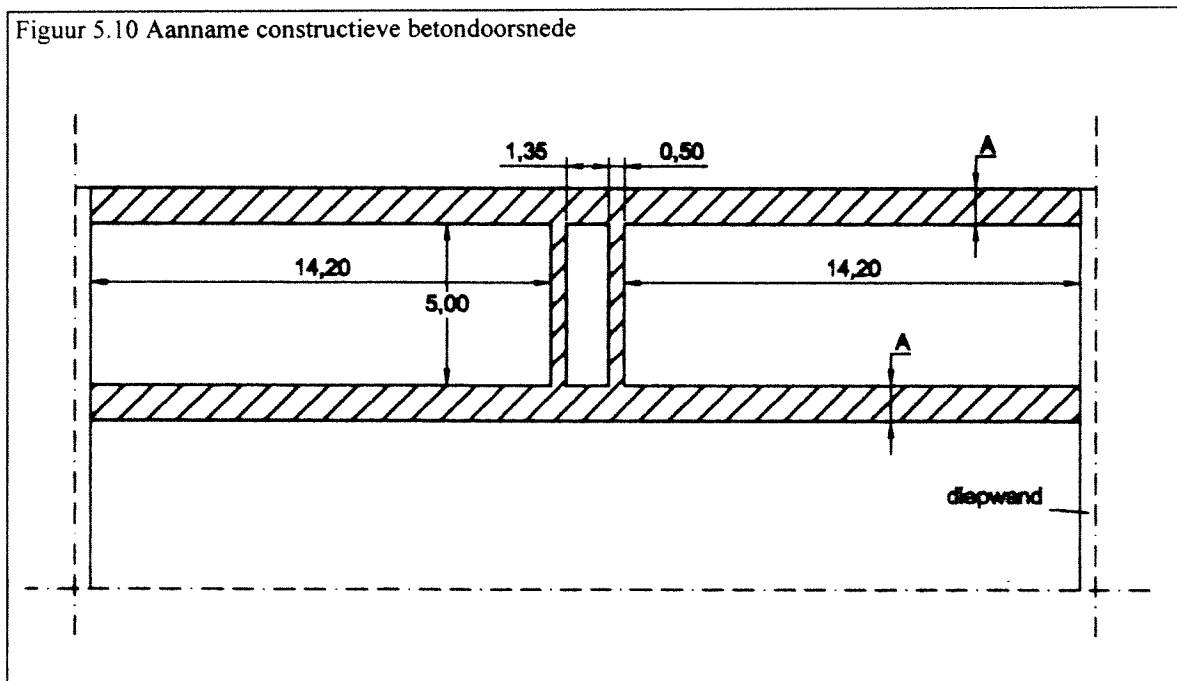
Metrering	Dikte diepw. [m]	Lengte diepw. [m]	Stempels [mm * mm]
9.075	0,60	11,50	Ø 900-10 h.o.h. 10,00 m
9.260 (G)	0,60	12,50	Ø 900-10 h.o.h. 10,00 m
9.260 (H)	0,80	13,00	Ø 900-10 h.o.h. 10,00 m
9.465	0,60	12,00	Ø 900-10 h.o.h. 8,50 m
9.810	0,80	13,50	Ø 800-10 h.o.h. 8,50 m
10.115	0,80	13,50	Ø 800-10 h.o.h. 8,50 m

- Resultaten berekening o.w.b. vloer en trekelementen

Metrering	Dikte o.w.b. [m]	Paaltrekkracht [kN]	Stramien [m * m]	Soort trekelement	Lengte Trekel. [m]
9.075	1,10	410	4,00 * 4,00	V.C.-paal	4,18
9.260 (G)	0,80	20	4,00 * 4,00	V.C.-paal	2,77
9.260 (H)	n.v.t.				
9.465	n.v.t.				
9.810	n.v.t.				
10.115	n.v.t.				

- Aanname constructieve betondoorsnede

Figuur 5.10 Aanname constructieve betondoorsnede



Dimensies constructiebeton

Metrering	A [m]	B [m]
9.075	0,80	0,80
9.260 (G)	0,80	0,80
9.260 (H)	0,60	0,60
9.465	0,60	0,60
9.810	0,60	0,60
10.115	0,60	0,60

Met behulp van bovenstaande gegevens is voor deze uitvoeringsmethode de bouwsom berekend. Voor de opbouw van de bouwkosten wordt verwezen naar bijlage 5.2.

De totale som van directe kosten voor deze uitvoeringsmethode, voor dit deelgebied is: Fl. 44.164.000

uitvoeringsmethode B Damwandkuip middels diepwandsleuven

- Resultaten berekening diepwand en stempels

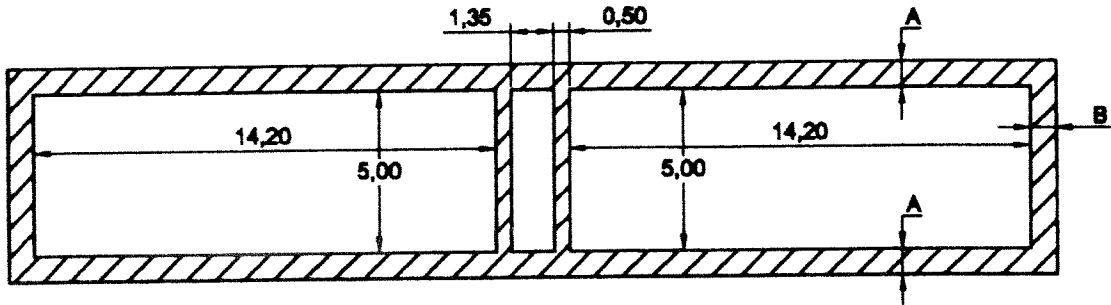
Metrering	Damwand profiel	Lengte damw. [m]	Stempels [mm]	Gordingen
9.075	PU 8	11,50	Ø 1000-10 h.o.h. 7,50 m	2 * HE 550 B
9.260 (G)	PU 8	12,50	Ø 1000-10 h.o.h. 6,50 m	2 * HE 500 B
9.260 (H)	BZ 12	13,50	Ø 1000-10 h.o.h. 6,50 m	2 * HE 500 B
9.465	PU 8	12,00	Ø 1000-10 h.o.h. 8,50 m	2 * HE 600 B
9.810	PU 8	11,50	Ø 900-10 h.o.h. 7,50 m	2 * HE 450 B
10.115	PU 8	11,50	Ø 900-10 h.o.h. 7,50 m	2 * HE 450 B

- Resultaten berekening o.w.b. vloer en trekelementen

Metrering	Dikte o.w.b. [m]	Paaltrekkracht [kN]	Stramien [m * m]	Soort trekelement	Lengte Trekel. [m]
9.075	1,10	410	4,00 * 4,00	V.C.-paal	4,18
9.260 (G)	0,80	20	4,00 * 4,00	V.C.-paal	2,77
9.260 (H)	n.v.t.				
9.465	n.v.t.				
9.810	n.v.t.				
10.115	n.v.t.				

- Aanname constructieve betondoorsnede

Figuur 5.11 Aanname constructieve betondoorsnede



Dimensies constructiebeton

Metrering	A [m]	B [m]
9.075	0,80	0,80
9.260 (G)	0,80	0,80
9.260 (H)	0,60	0,60
9.465	0,60	0,60
9.810	0,60	0,60
10.115	0,60	0,60

Met behulp van bovenstaande gegevens is voor deze uitvoeringsmethode de bouwsom berekend. Voor de opbouw van de bouwkosten wordt verwezen naar bijlage 5.2.

De totale som van directe kosten voor deze uitvoeringsmethode, voor dit deelgebied is:
Fl. 42.632.000

uitvoeringsmethode C Wanden-dak methode

De dimensioneringsberekeningen voor de bepaling van de afmetingen van de diepwanden en de stempels zijn identiek aan die van de diepwandkuip. Bij deze methode wordt geen gebruik gemaakt van een onderwaterbetonvloer met trekelementen.

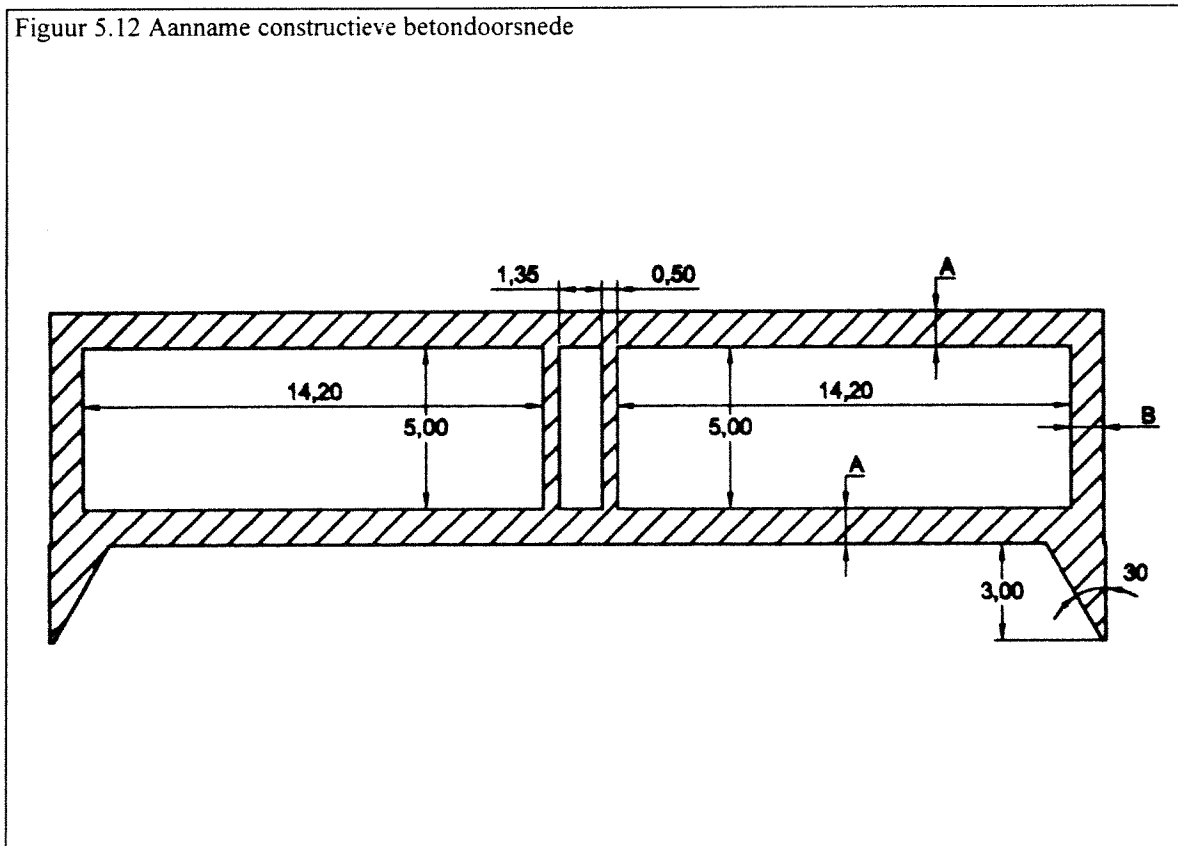
Indien in de gebruiksfase het maaiveld voor sectie G (metreering 9.075 tot 9.260) weer wordt hersteld op het huidige niveau, is het verticale evenwicht voor die situatie gewaarborgd en hoeven geen additionele maatregelen als trekelementen of ballastbeton te worden toegepast. De aannamen voor de constructieve betondoorsneden zijn dezelfde als voor de diepwandkuip. Hiervoor wordt verwezen naar figuur 5.10.

Met behulp van bovenstaande gegevens is voor deze uitvoeringsmethode de bouwsom berekend. Voor de opbouw van de bouwkosten wordt verwezen naar bijlage 5.2.

De totale som van directe kosten voor deze uitvoeringsmethode, voor dit deelgebied is:
Fl. 43.880.000

uitvoeringsmethode D Afgezonken (pneumatisch) caisson

- Aanname constructieve betondoorsnede



Met behulp van bovenstaande gegevens is voor deze uitvoeringsmethode de bouwsom berekend. Voor de opbouw van de bouwkosten wordt verwezen naar bijlage 5.2.

De totale som van directe kosten voor deze uitvoeringsmethode, voor dit deelgebied is:
Fl. 73.068.000

5.5 Overzicht bouwkosten

In onderstaand overzicht is voor alle deelgebieden de som van de directe kosten tegen elkaar uitgezet.

Roerdal-West

A) Diepwandkuip met o.w.b. vloer en trekelementen	Fl. 23,8 miljoen
B) Damwandkuip met o.w.b. vloer en trekelementen	Fl. 23,1 miljoen
C) Pneumatisch caisson	Fl. 48,3 miljoen

Roer en inundatiegebied

A) Damwandkuip met o.w.b. vloer en trekelementen	Fl. 64,8 miljoen
B) Pneumatisch caisson	Fl. 122,4 miljoen
C) Afzinktunnel	Fl. 63,9 miljoen

Overgangsgebied Roerdal / stedelijk gebied

A) Diepwandkuip met o.w.b. vloer en trekelementen	Fl. 13,1 miljoen
B) Damwandkuip met o.w.b. vloer en trekelementen	Fl. 14,5 miljoen
C) Pneumatisch caisson	Fl. 31,8 miljoen

Stedelijk gebied

A) Diepwandkuip	Fl. 44,2 miljoen
B) Damwandkuip	Fl. 42,6 miljoen
C) Wanden-dak methode	Fl. 43,9 miljoen
D) Afgezonken (pneumatisch) caisson	Fl. 73,1 miljoen

6 Evaluatie

De in voorgaande hoofdstukken behandelde uitvoeringsmethoden voor de diverse deelgebieden, kunnen voor een goede afweging worden onderworpen aan een multi criteria analyse. Hiertoe dienen relevante beoordelingsaspecten onderkend te worden en te worden voorzien van een weegfactor, waarin het relatieve gewicht van de desbetreffende beoordelingsaspecten kan worden uitgedrukt. Hieronder worden de beoordelingscriteria nader toegelicht en voorzien van een gewicht, waaraan de waarde 1, 2 of 3 wordt toegekend.

Kosten

De kosten van de diverse uitvoeringsmethoden zijn reeds behandeld in het voorgaande hoofdstuk.

Gezien het krappe budget voor infrastructurele werken zijn de kosten vaak van doorslaggevend betekenis bij de keuze tussen bouwvarianten voor een bepaald trace. Daarom worden de kosten ook in deze afweging als belangrijkste criterium aangehouden: gewicht = 3.

Hinder

- Hinder tijdens bouw:
Tijdens de bouw zal de omgeving zowel visuele hinder, als geluidsoverlast en trillingshinder kunnen ondervinden.
- Bouwtijd:
De periode dat gebruikers van het gebied hinder van de bouwactiviteiten ondervinden.
- Bereikbaarheid:
De bereikbaarheid van het gebied wordt door de activiteiten nadelig beïnvloed. Overigens kent dit aspect bij alle behandelde uitvoeringsmethoden een gelijke score.

Alhoewel het beperken van de hinder belangrijk is voor het creëren van draagvlak in de directe omgeving, moet het zeer tijdelijke karakter van de hinder niet uit het oog worden verloren. Van de totale levensduur van het kunstwerk heeft de bouwtijd slechts een zeer gering aandeel van minder dan 5%. Daarom wordt het aspect hinder in deze afweging het minst zwaar ingeschat: gewicht = 1.

Milieu

- Waterhuishouding:
In zijn algemeenheid kan worden gesteld dat ter plaatse van de Roer de ecologie onder en naast het stroombed, vanwege een belemmering van de grondwaterstroming door verticale wanden, wordt beïnvloedt.
- Waterkwaliteit:
Afhankelijk van de bouwmethode zal meer of minder sprake zijn van verontreiniging van het grondwater. Hierbij valt te denken aan uitspoeling van bentoniet, bekistingolie etc.
- Grondstofverbruik:
In het kader van duurzaam bouwen is beperking van de hoeveelheid bouwstoffen een belangrijk milieuaspect.

De zorg voor het milieu is bijna als vanzelfsprekend een belangrijk onderwerp. De bovenstaande milieu-aspecten beperken zich niet alleen tot de bouwfase, maar strekken zich ook uit tijdens de levensduur: gewicht = 2.

Kwaliteit

- **Waterdichtheid:**
De mate waarin watertoetreding in de gebruiksfase optreedt is van invloed op de duurzaamheid van de constructie.
 - **Risico:**
De verschillende bouwvarianten hebben elk hun eigen uitvoeringsrisico. Hierbij spelen factoren als ervaring en complexiteit een belangrijke rol. Ook de grondgesteldheid kan voor sommige uitvoeringsmethoden een onzekere factor vormen.
- Het criterium kwaliteit is van toepassing op de gebruiksfase van het bouwwerk en vertaalt zich in de mate van duurzaamheid en onderhoudsgevoeligheid van een constructie. De hoogte van de zogenaamde “exploitatiekosten” is afhankelijk van de mate van kwaliteit: gewicht = 2.

Voor de vier deelgebieden is afzonderlijk een multicriteria analyse uitgevoerd, welke hieronder in matrixvorm worden gepresenteerd. De resultaten hiervan leiden in hoofdstuk zes tot eindconclusies. In de matrixen is uitgegaan van een scoreverdeling, waarbij de optelling van de scores van de afzonderlijke uitvoeringsmethoden altijd gelijk is aan 100. Een hoge score voor een criterium houdt een negatief waardeoordeel in.

Roerdal-West

uitvoeringsmethode	kosten (3)	hinder (1)	milieu (2)	kwaliteit (2)	totaal
Diepwandkuip	25	30	30	45	210
Damwandkuip	24	30	20	20	142
Caisson	51	40	50	35	363

verklaring

- **hinder:**
Het pneumatisch caisson onderscheidt zich van de overige twee uitvoeringsmethoden in een grotere mate van visuele hinder. Het Roerdal is een gebied met landschappelijke waarde, waarin een langdurige aanwezigheid van grote boven het maaiveld uitstekende constructies als storend kunnen worden ervaren.
- **milieu:**
Ten aanzien van het duurzaam gebruik van grondstoffen scoort het pneumatisch caisson, i.v.m. de grote hoeveelheid ballastbeton, relatief zeer ongunstig. De slechtere score van de diepwandkuip ten opzichte van de damwandkuip vindt zijn oorzaak in de uitspoeling van de bentoniet suspensie en de dientengevolge ontstane grondwaterverontreiniging.
- **Kwaliteit:**
De damwandkuip is een confessionele bouwwijze, waarbij weinig risico is te verwachten. De uiteindelijke tunnelbakconstructie wordt onder goed controleerbare condities in situ gemaakt. Het pneumatisch caisson daarentegen kent risico's ten aanzien van het plaatsvast, loodrecht afzinken en ten aanzien van een goede waterdichting ter plaatse van de sluitvoegen, welke om de circa dertig aangebracht moeten worden.
De waterdichting is eveneens problematisch bij de diepwandkuip. Potentiele watertoetreding speelt hier bij de aansluiting van de vloer op de diepwanden en tussen de diepwandpanelen onderling.

Roer en inundatiegebied

uitvoeringsmethode	kosten (3)	hinder (1)	milieu (2)	kwaliteit (2)	totaal
Damwandkuip	26	40	30	20	218
Caisson	49	50	50	35	367
Afzinktunnel	25	10	20	45	215

verklaring

- hinder:
Ten aanzien van het pneumatisch caisson kan worden verwezen naar de verklaring bij het Roerdal-West. De afzinktunnel scoort hier relatief gunstig op basis van de geringere ingreep in het landschappelijke aanzicht van dit gebied. De Roer zal bij deze uitvoeringsmethode immers niet tijdelijk hoeven te worden omgelegd, met alle gevolgen voor oevervegetatie van dien.
- milieu:
De afwezigheid van de noodzaak om het stroombed van de Roer tijdelijk te verleggen is ook voor dit afgewingscriterium van gunstige invloed. Het relatief geringere grondstofverbruik van de afzinktunnel en de damwandkuip ten opzichte van het pneumatisch caisson, verklaren hier eveneens, deels, de slechtere score van het pneumatisch caisson.
Ook de grotere invloed op de waterhuishouding, vanwege een grotere beperking van het grondwaterstromingsprofiel i.v.m. de hoge snijranden, is van negatieve invloed op het pneumatisch caisson. Dit laatste aspect verklaart ook mede de gunstigere score van de afzinktunnel ten opzichte van de damwandkuip met onderwaterbetonvloer en trekelementen.
- kwaliteit:
Voor de overweging tussen de toegekende scores voor de damwandkuip ten opzichte van het pneumatisch caisson wordt weer verwezen naar de verklaring bij het Roerdal-West. De afzinktunnel scoort relatief ongunstiger i.v.m. bewerkelijke aansluitingen tussen de toeritten en de afgezonken elementen en tussen de elementen onderling.

Overgangs gebied Roerdal / stedelijk gebied

uitvoeringsmethode	kosten (3)	hinder (1)	milieu (2)	kwaliteit (2)	totaal
Diepwandkuip	22	20	30	45	236
Damwandkuip	24	30	20	20	182
Caisson	54	50	50	35	382

verklaring

- hinder:
Dit deelgebied grenst aan het stedelijk gebied. Hoewel heien en/of trillen van damwanden hier is toegestaan, zal de omgeving hier wel degelijk geluidshinder van ondervinden. Ten aanzien van het pneumatisch caisson speelt de visuele hinder een belangrijke rol. E.e.a. verklaart de gunstige score voor de diepwandkuip met onderwaterbetonvloer en trekelementen.
- milieu:
Zie verklaring bij Roerdal-West.
- kwaliteit:
Zie verklaring bij Roerdal-West.

Stedelijk gebied

uitvoeringsmethode	kosten (3)	hinder (1)	milieu (2)	kwaliteit (2)	totaal
Diepwandkuip	22	25	25	25	191
Damw. kuip (i.d.s.)	21	25	25	15	168
Wanden-dak	22	10	20	25	166
Caisson	35	45	30	35	280

verklaring

- **hinder:**
Het is duidelijk dat het pneumatisch caisson met name hier ten aanzien van visuele hinder zeer slecht scoort. Tussen de diepwandkuip en de damwandkuip middels diepwandsleuven bestaan ten aanzien van de hinder geen noemenswaardige verschillen. De wanden-dak methode is er op gericht het maaiveld binnen een zo kort mogelijke tijd weer op te leveren, zodat deze methode ten opzichte van de overige zeer gunstig uitkomt.
- **milieu:**
Ook hier is het relatief grote grondstofverbruik de reden dat de caissonmethode ongunstiger uitkomt dan de andere uitvoeringsmethoden. Van deze drie uitvoeringsmethoden scoort de wanden-dak methode om deze reden juist iets beter. Dat de verschillen tussen de caissonmethode en de overige toch betrekkelijk gering zijn, vindt zijn oorzaak in de negatieve invloed van het gebruik van bentoniet als steunvloeistof voor de diepwandsleuven.
- **kwaliteit:**
De damwandkuip, waarbij de constructieve wanden onder geconditioneerde omstandigheden goed waterdicht kunnen worden verbonden met de constructieve vloer en waarbij tevens de wand over de volle lengte goed waterdicht kan worden uitgevoerd, scoort op dit aspect als beste. Het pneumatisch caisson onderscheidt zich hier weer met name van de overige uitvoeringsmethoden door een lastige plaatsvast, loodrechte afzinkenoperatie.

7 Conclusie

Een keuze voor het ontwerp van de Roertunnel kent belangrijke politieke aspecten, waaronder bijvoorbeeld de afweging van milieu versus kosten. De in matrices geduide wegingsfactoren en de score voor onderscheidene aspecten zijn arbitrair, maar naar inzicht van de auteur verdedigbaar.

Op basis van de matrices in hoofdstuk zes kunnen voor de vier deelgebieden de volgende conclusies worden getrokken:

Roerdal-West

Het pneumatisch caisson scoort voor elk toetsingscriterium significant slecht. De damwandkuip met onderwaterbetonvloer en trekelementen komt gunstiger uit de afweging dan de diepwandkuip. Het onderlinge verschil manifesteert zich met name ten aanzien van de criteria milieu en kwaliteit.

Roer en inundatiegebied

Ook hier scoort het pneumatisch caisson dermate slecht, dat toepassing niet overwogen hoeft te worden. Tussen de damwandkuip en de afgezonken tunnel is nauwelijks sprake van voorkeur op basis van de eindscore. Wel kan hierbij worden vermeld dat de afzinktunnel beter scoort op het gebied van hinder en milieu, terwijl het risicoprofiel voor deze uitvoeringsmethode hoger ligt.

Overgangsgebied Roerdal / stedelijk gebied

Wederom valt het pneumatisch caisson als toepasbare uitvoeringsmethode bij voorbaat af. Van de beide overige uitvoeringsmethoden gaat de voorkeur uit naar de damwandkuip met onderwaterbetonvloer en trekelementen. Dit wordt veroorzaakt door een betere score op het gebied van milieu en kwaliteit.

Stedelijk gebied

Het afgezonken caisson blijkt voor dit deelgebied eveneens de minst gunstige uitvoeringsmethode. Van de drie overige uitvoeringsmethoden komen de damwandkuip middels diepwandsleuven en de wanden-dak methode beiden als beste uit de afweging. Op basis van de criteria hinder en milieu gaat de voorkeur uit naar de wanden-dak methode, terwijl op basis van kwaliteit de damwandkuip in diepwandsleuven beter scoort.

Voor het gehele tunneltracé kan worden geconcludeerd, dat de damwandkuip als meest gunstige uitvoeringsmethode naar voren komt. In het stedelijk gebied scoort de wanden-dakmethode gelijkwaardig, terwijl voor het inundatiegebied een gedeeltelijke uitvoering als afgezonken tunnel even gunstig uit de evaluatie komt.

Literatuurlijst

1. Geotechniek, Basiseisen en belastingen. Delft: NEN 6740 Nederlands Normalisatie Instituut, 1991
2. Geotechniek, Berekeningsmethode voor funderingen op palen, Drukpalen. Delft: NEN 6743 Nederlands Normalisatie Instituut, 1991
3. Geotechniek, Classificatie van onverharde grondmonsters. Delft: NEN 5140 Nederlands Normalisatie Instituut, 1989
4. Sanden, J.M. van der, Selectie uitvoeringsmethode Roertunnel, Delft, 1997
5. Tol, A.F. van, Fundering en Constructie. Delft: TU Delft, 1996
6. Tol, A.F. van, Funderingstechnieken. Delft: TU Delft, 1994
7. Vos, Ch.J., en H.C. Jager, Uitvoeringstechnologie van betonconstructies. Delft: TU Delft, 1993
8. Vrijling, J.K., en K.G. Bezuyen, Waterbouwkundige Kunstwerken. Delft: TU Delft, 1996
9. Weele, A.F. van, Moderne Funderingstechnieken. 2^e druk. Leiden: Waltman, 1993
10. Limbergen, R. van, 'Tunnel onder de Kaagbaan op Schiphol'. Cement (2, 1998), p.40-42
11. Kirstein, A.A., en C. van der Veen, M.W.A.M. van Halderen, 'Optimalisering van de ribbelpaal'. Cement (12, 1995), p.19-25
12. Tol, A.F. van, en H.E. Brassinga, J.P. Koenis, 'Rekenregel voor berekening van trekpalen in zand'. Geotechniek (1998), p.14-17
13. Verruijt, A., Grondmechanica. Delft: Delftse Uitgevers Mij., 1993
14. Dicke, D., Stabiliteit voor ontwerpers. Delft: Delftse Uitgevers Mij., 1994
15. Gresnigt, A.M., en J.W.B. Stark, Staalconstructies 1. Delft: TU Delft, 1994
16. Boone, J.M., Advies inzake contraflow systemen 3-1 en 4-0 voor werken in uitvoering op 2 * 2 strooks autosnelwegen, Fase 1. Versie 2. Min. V. & W., Adviesdienst Verkeer en Vervoer, 1996
17. Walraven, J.C., Gewapend beton. Delft: TU Delft, 1994
18. Kalle, H., en A. Wieners, Spundwandbauwerke im Verkehrswegebau. Dortmund (D): HSP Hoesch Spundwand und Profil GmbH, 1997

19. Nederlands Normalisatie Instituut, NEN 6720, Voorschriften beton: Constructieve eisen en rekenmethoden. Delft: NNI, 1995
20. Fritschy, R., Berekening onderwaterbeton en trekpalen. Utrecht: Min. V. & W., Bouwdienst R.W.S. afd. Tunnelbouw, 1994
21. Technische Dokumentatie Buiswand-Damwandkombinaties, "Kombiwand". Soest: Bender International B.V., 1988
22. Haarman, F.G., en E.Th. Holleman, Geohydrologisch onderzoek Rijksweg A73, Zuid. Den Bosch: IWACO B.V., 1997
23. Lohman, A.J.B., en C.G. Purmer, 'Uitvoering Zeeburgertunnel, gecompliceerder dan voorzien'. Cement (10, 1987), p.8-16
24. Lohman, A.J.B., en C.G. Purmer, 'Vloer van constructief onderwaterbeton in bouwkuip Zeeburgertunnel'. Cement (11, 1987), p.58-63
25. N.N., 'Tegenslag Zeeburgertunnel verrijkt ervaring waterbouwers'. Land + Water (6/7, 1987), p.4-11
26. Tan, G.L., 'Zeeburgertunnel moet Coentunnel ontlasten'. I²-Bouwkunde en Civiele Techniek (9, 1985), p.11-14
27. Knook, T.W.T., 'Zinkmethode toegepast bij bouw Zeeburgertunnel'. I²-Bouwkunde en Civiele Techniek (9, 1985), p.15-18
28. Rijksweg 73-nieuws nrs. 1 t/m 6. Maastricht: Rijkswaterstaat directie Limburg, 1996-1998
29. GEWI System. Zaltbommel: Dywidag Systems International, 1997
30. Vibropiles. Gouda: IFG B.V.
31. Injekeerbare Dilatatievoegstrook W9U-I. Velp: Vredestein Icopro B.V., 1988
32. Briedé, K.J., Tabellen voor bouw- en waterbouwkunde. 5^e druk. Leiden: Spruyt, Van Mantgem & De Does B.V., 1991
33. Rijkers, R.H.B., en F.D. de Lang, Geologisch onderzoek A73 Zuid (Echt - Venlo), eindrapportage. Haarlem: Nederlands Instituut voor Toegepaste Geowetenschappen TNO, 1997
34. Beheshti, M.R.I., Systematisch Ontwerpen. Delft: TU Delft, 1993

35. Specifieke Aspecten Tunnel Ontwerp. Utrecht: Min. V. & W., Bouwdienst R.W.S. afd. Tunnelbouw, 1993
36. Algemene Richtlijnen Tunnel Ontwerp. Utrecht: Min. V. & W., Bouwdienst R.W.S. afd. Tunnelbouw, 1994
37. Stikma, K., Tunnels in Nederland, ondergrondse transportschakels. Rotterdam: Illustra, 1993
38. Derks, S., Bouwen aan de poort van Europa. Zaltbommel: Europese Bibliotheek, 1995
39. Zanten, H. van, Project Wijkertunnel, 'Alle mensen, wat een werk'. Haarlem: Min. V. & W., Directie Noord-Holland, 1996

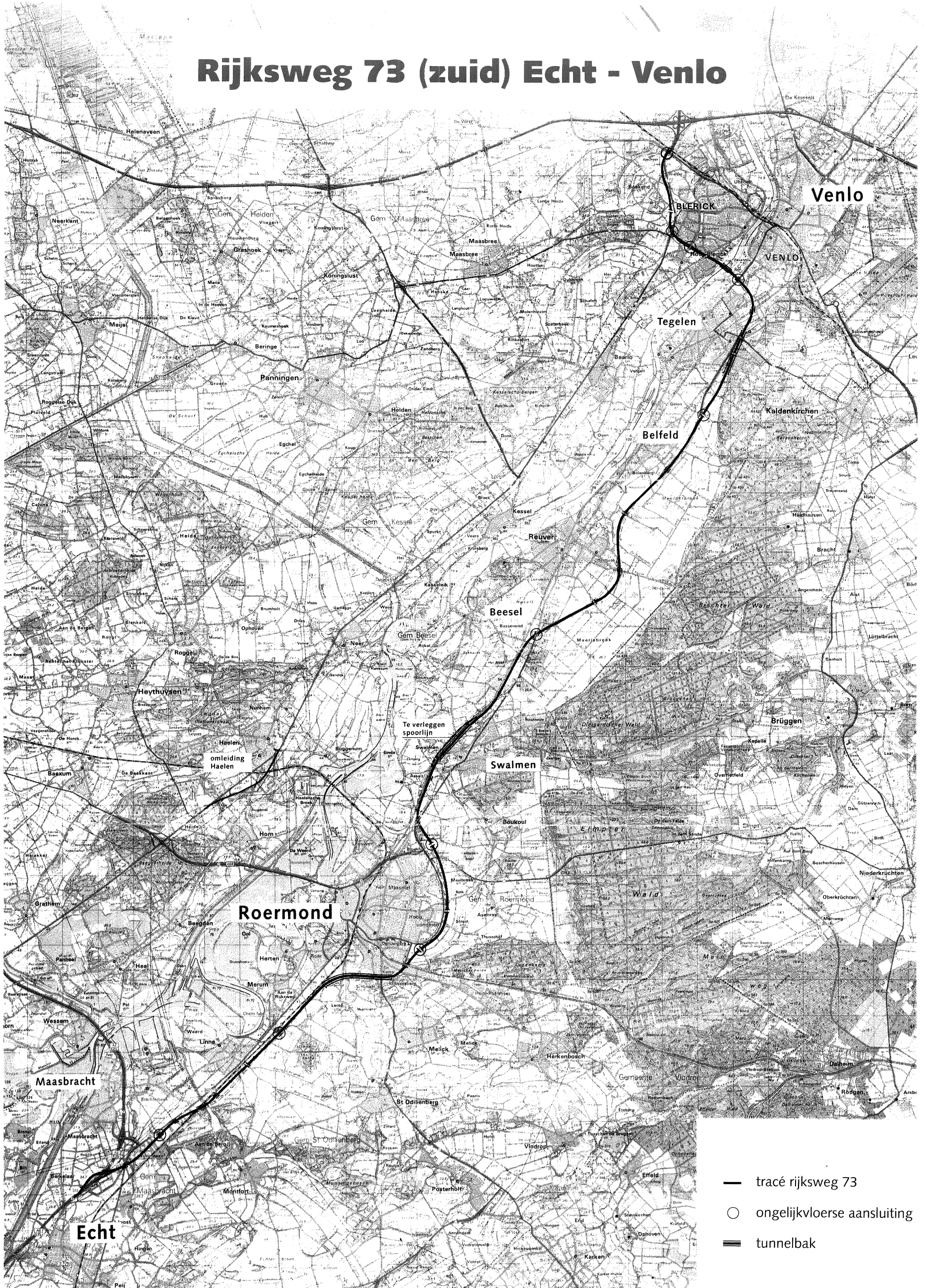
***Technisch-Constructieve
Beschouwing
Uitvoering Roertunnel***

- BIJLAGEN -

D. Stoop

Bijlage 1.1

Rijksweg 73 (zuid) Echt - Venlo



Bijlage 1.2

SELECTIE UITVOERINGSMETHODE ROERTUNNEL; 2,5 KM ONDERGRONDS BOUWEN DOOR ROERMOND

Het wegennet in Noord- en Midden-Limburg wordt gekenmerkt door noord-zuidverbindingen met het midden en westen van Nederland. Tot op heden is er echter geen rijksweg die de oostelijke helft van Nederland met Limburg verbindt. Daarom wordt binnen enige tijd rijksweg 73-Zuid van Venlo tot St. Joost aangelegd. Nabij Venlo sluit rijksweg 73-Zuid aan op de reeds eerder gerealiseerde rijksweg richting Nijmegen.

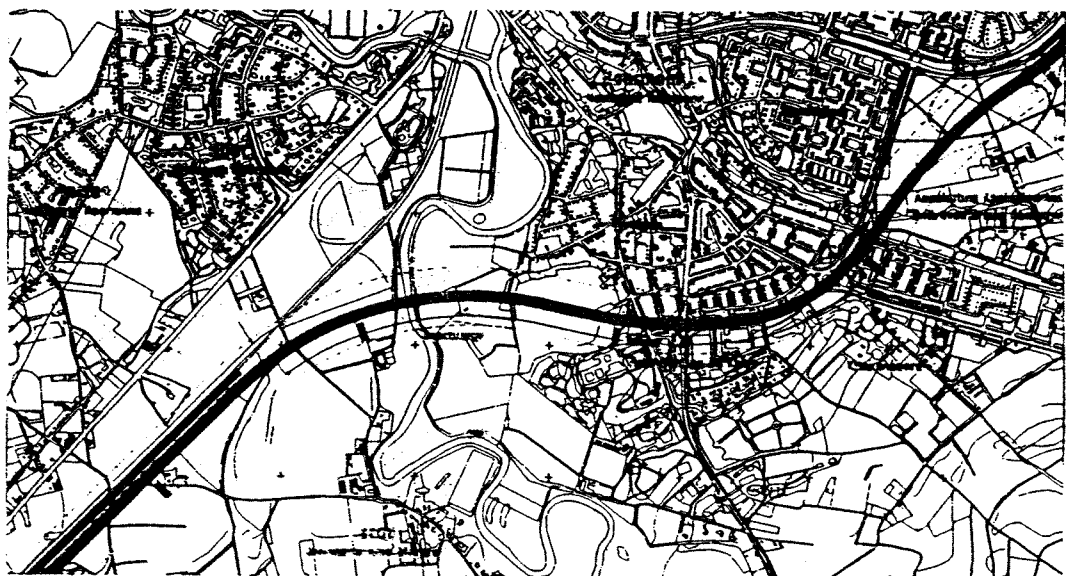
In het tracégedeelte bij Roermond is de Roertunnel gepland die met een lengte van ongeveer 2,5 km de langste tunnel van Nederland zal worden. De omstandigheden waaronder de tunnel wordt aangelegd, variëren sterk. Een deel doorsnijdt een landelijk gebied, het andere deel loopt door de stad Roermond. De twee gebieden zullen vanwege hun totaal verschillende karakters invloed hebben op de keuze voor een uitvoeringsmethode voor de Roertunnel.

In dit afstudeerwerk is een onderzoek gedaan naar mogelijke uitvoeringsmethoden voor de Roertunnel. Hiertoe is een Programma van Eisen opgesteld en een inventarisatie van uitvoeringsmethodieken voor verkeerstunnels gemaakt. Vervolgens is een keuze gemaakt voor de uitvoering van de Roertunnel.

De keuze voor een uitvoeringsmethode is in een aantal selectiestappen gemaakt. Als eerste is voor het gehele Roertunneltracé bepaald welke methoden op basis van grondgesteldheid afvallen. Dit is een selectie met een absoluut karakter. Vervolgens is het tracé opgesplitst in twee delen: het Roerdal en Roermond-Zuidoost, omdat de eisen die aan de uitvoering zijn gesteld binnen deze twee deeltrajecten sterk uiteen lopen. In de tweede fase van de selectie zijn de methoden getoetst aan de beperkingen die gelden en is bekeken of ze technisch gezien haalbaar zijn. De laatste stap van de selectie bestaat uit een onderlinge vergelijking van de mogelijke uitvoeringsmethoden op de criteria: effecten op omgeving, risico, bouwtijd en kosten.

Uit het onderzoek is naar voren gekomen dat de Roertunnel niet met één en dezelfde methode kan worden uitgevoerd. Voor het tunnelgedeelte dat in het Roerdal komt te liggen, zijn de damwandkuip met een gewapende onderwaterbetonvloer en trekpalen en de afgezonken tunnel geschikt. Op dit moment komt de damwandkuip met gewapende onderwaterbetonvloer qua kosten en bouwtijd als gunstigste naar voren. Het verschil tussen beide methoden is echter zeer gering. Om de keuze te rechtvaardigen, zijn een verdere uitwerking en een gedetailleerde kostenraming gewenst.

Voor het tunnelgedeelte in Roermond-Zuidoost worden de diepwandkuip met een gewapende onderwaterbetonvloer en trekpalen en de wanden-dakmethode met verhoogde luchtdruk geschikt geacht. De laatst genoemde methode valt ongeveer f 7.000,- per m¹ tunnel duurder uit (7 % van de totaalkosten) dan de diepwandkuip, maar heeft als voordeel dat ze de geringste overlast bezorgt voor omwonenden en infrastructuur. Afhankelijk van het belang van de criteria: kosten en hinder en de bereidheid van de gemeente Roermond om een bijdrage aan de kosten te leveren, valt de keuze op één van bovengenoemde methoden.

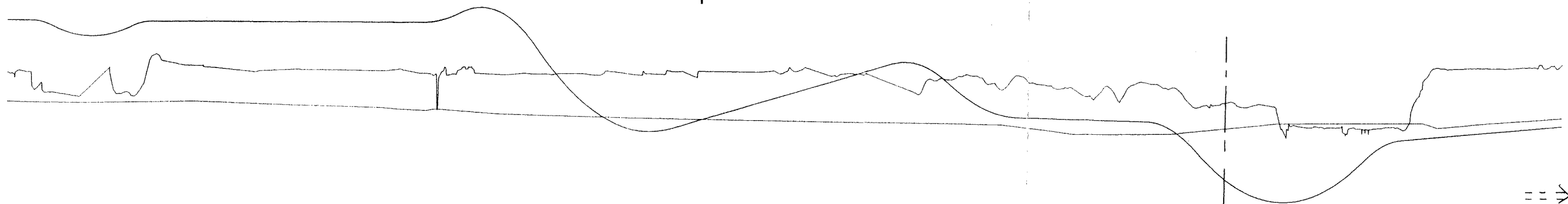


Student : J. v.d. Sanden

Begeleiders: Prof.ir. Ch.J. Vos, Ir. Th. Horstmeier, Ir. B.L.M. van den Berg (RWS), L.J. Kuepers (RWS)

Voor informatie over het afstudeerverslag kunt u contact opnemen met de sectie, tel.nr. 015-2784578

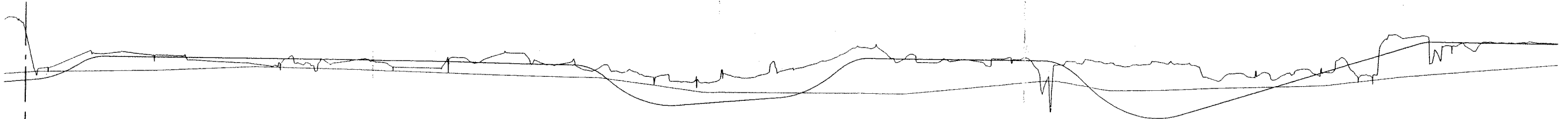
Bijlage 2.1



WESTGRENS ROERTUNNEL

Lengteprof. f.p.v. MH73 5.000 M i.o.v. N.A.P.

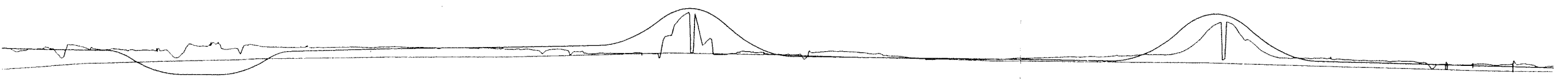
hoogte	
metring	
MAAIVELD	
IWACOHWS 136	



OOSTGRENS ROERTUNNEL

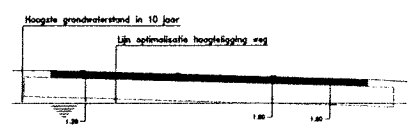
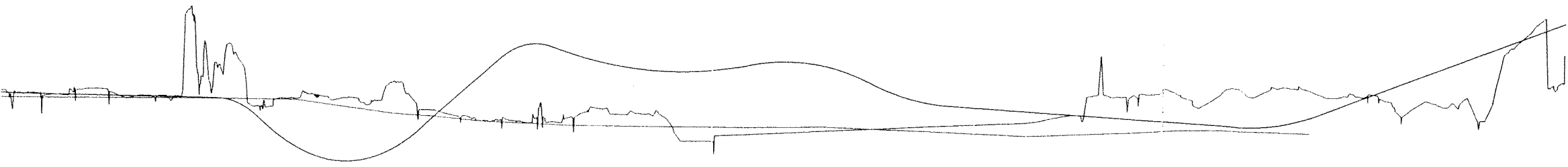
Lengteprof. f.p.v. MH73 10.000 M i.o.v. N.A.P.

hoogte	
metring	
MAAIVELD	
IWACOHWS 136	



Lengteprof. f.p.v. MH73 16.000 M i.o.v. N.A.P.

hoogte	
metring	
MAAIVELD	
IWACOHWS 136	



Schaal 1:100

Lengteprof. f.p.v. MH73 9.000 M i.o.v. N.A.P.

hoogte	
metring	
MAAIVELD	
IWACOHWS 136	

CONCEPT

Rijkswaterstaat
Directie Limburg

Projectbureau Rijksweg 73-Zuid

Rijksweg 73-Zuid Deelproject 2
Geohydrologisch onderzoek RW-73-Zuid
Volgens rapport IWACO d.d. 15 juni 1997

bestel-nummer:
9742587-Avg

datum	MAG/NOV	na	22-07-1997	schaal	1:10000/1:200
gepland door	JOC	na	24-07-1997		
aanvrager					
aanvrager					

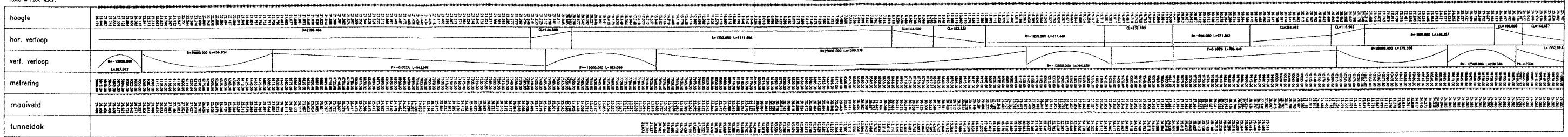
AO LWI 1997-42587

Bijlage 2.2

VARIANT 1

Lengteprof. i.p.v. ME73
hor. schaal 1:5000
vert. schaal 1:500

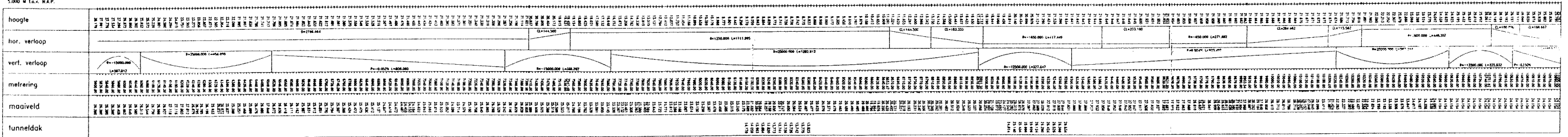
5.000 M t.a.v. N.A.P.



VARIANT 2

Lengteprof. i.p.v. MM73
hor. schaal 1:5000
vert. schaal 1:500

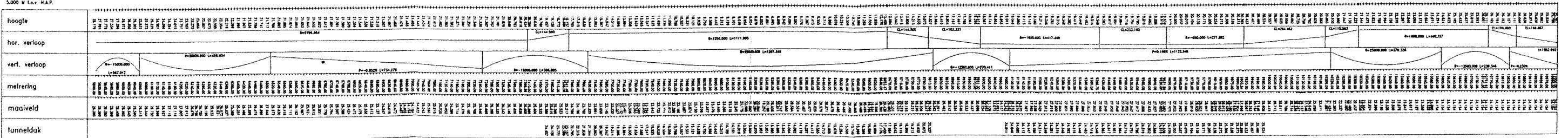
5.000 M t.a.v. N.A.P.



VARIANT 3

Lengteprof. i.p.v. MI73
hor. schaal 1:5000
vert. schaal 1:500

5.000 M t.a.v. N.A.P.



- LEGENDA**
- bodemhoogte
 - aan te leggen
 - tunnelstructuur
 - tunnelplafond

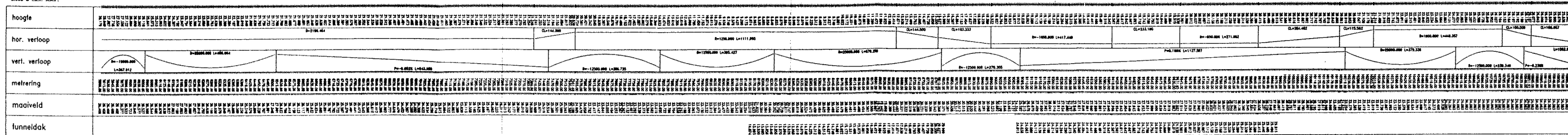
rijkswaterstaat directie limburg	Projectbureau Rijksweg 73-Zuid
Rijksweg 73- zuid langteprofielen varianten WRA varianten 1,2 en 3	Roertunnel
nummer	12/09/97
schaal	1:5000/500
aanvrager	AO
LBWX 1997-43033	

LBWX 1997-43033

VARIANT 4

Lengleprof. i.p.v. MP73
hor. schaal 1:5000
vert. schaal 1:500

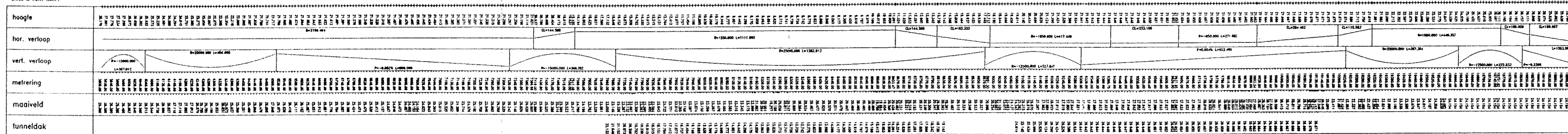
5,000 M l.v.v. N.A.P.



VARIANT 5

Lengleprof. i.p.v. MM73
hor. schaal 1:5000
vert. schaal 1:500

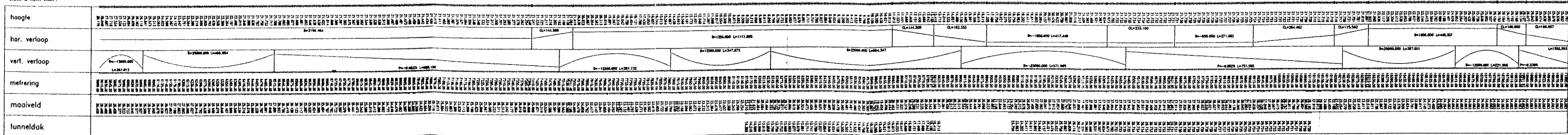
5,000 M l.v.v. N.A.P.



VARIANT 6

Lengleprof. i.p.v. MG73
hor. schaal 1:5000
vert. schaal 1:500

5,000 M l.v.v. N.A.P.



LEGENDA

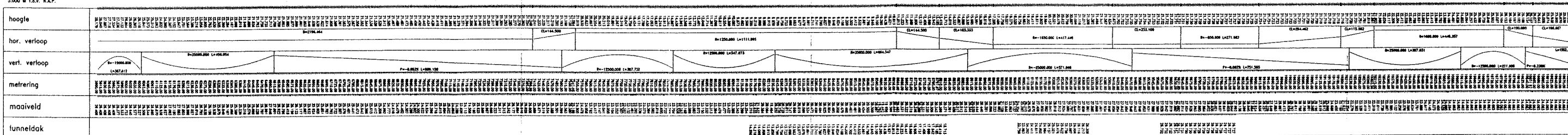
- voorgesteld maaiveld
- maaiveld
- tenneldak
- waterpeil

rijkswaterstaat		Projectbureau Rijksweg 73-Zuid	
directie Limburg			
Rijksweg 73 - zuid Roertunnel		lengleprofielen	
varianten WRA		varianten 4,5 en 6	
T.M.M.		13/06/97	1:5000/500
AO		LBWX 1997-43034	

VARIANT 7

Lengteprof. i.p.v. MG73
hor. schaal 1:5000
vert. schaal 1:500

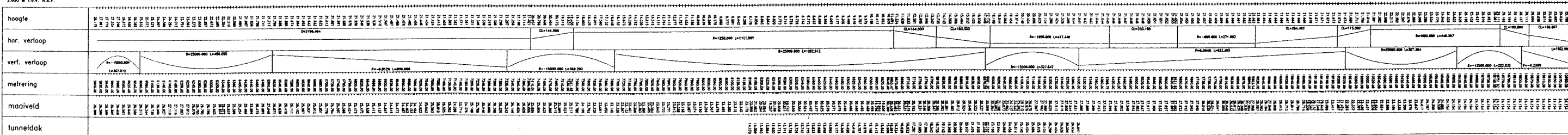
5.000 M i.a.v. N.A.P.



VARIANT 8

Lengteprof. i.p.v. MM73
hor. schaal 1:5000
vert. schaal 1:500

5.000 M i.a.v. N.A.P.



- LEGENDA
- gebied bebouwd
 - gebied bebouwd
 - gebied bebouwd
 - gebied bebouwd

LBWX 1997-43035

rijkswaterstaat directie limburg	Projectbureau Rijksweg 73-Zuid	besluit overname nummer
Rijksweg 73- zuid Roerfunnel lengteprofielen varianten WRA varianten 7 en 8		97e-43035.dwg
gemaakt door	FM	dd 14/06/97
gecorrigeerd door	AK	skw 1:5000/500
tekst door	AK	n 3 bladz. van 3
geprint door	AO	LBWX 1997-43035

Bijlage 2.3





1:1000
1:1000
1:1000
1:1000

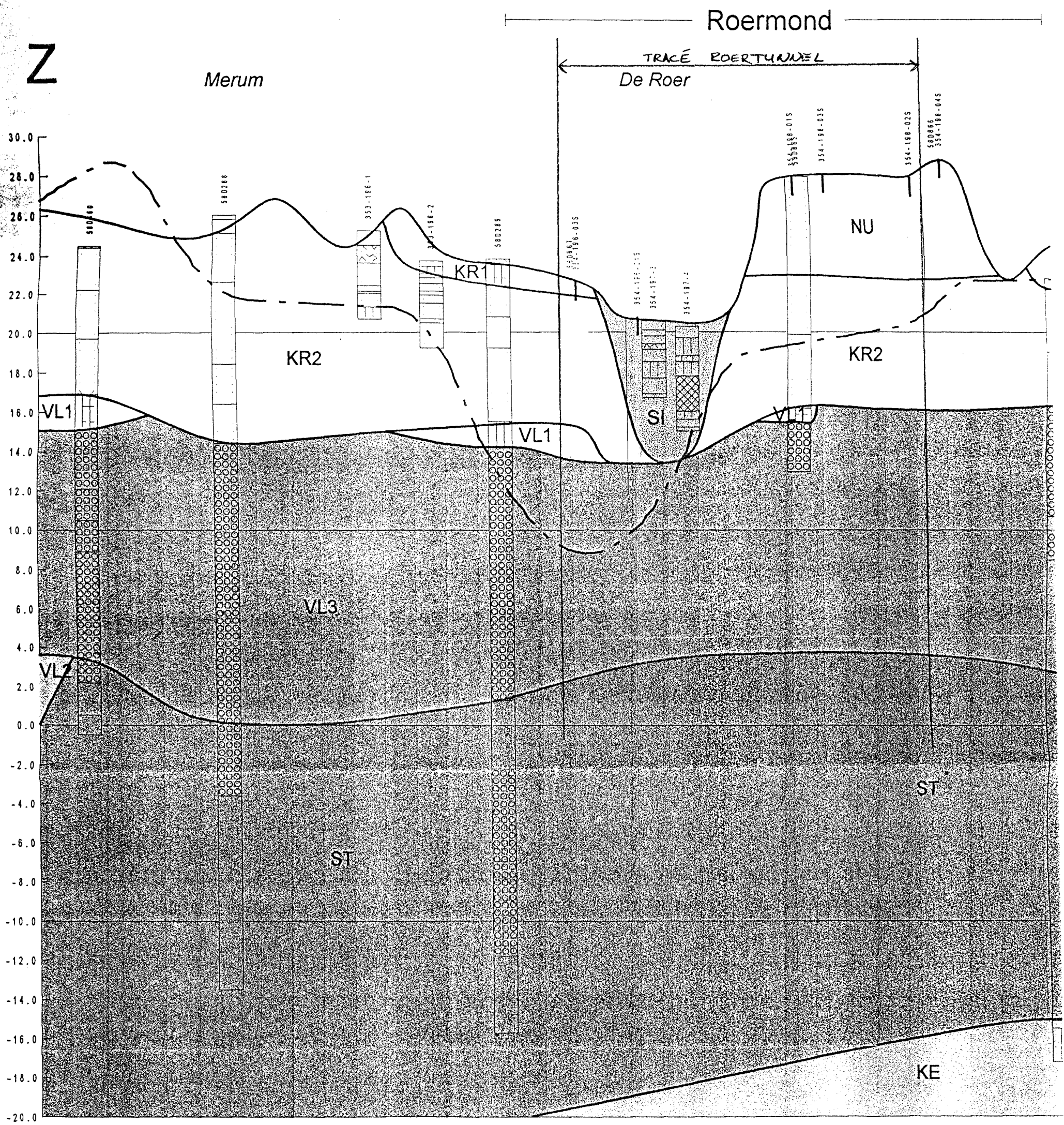
Bijlage 2.4



rijkswaterstaat directie limburg		Projectlocus Rijksweg 73-Zuid	
Rijksweg 73-Zuid Structuurplan Gedeelte De Kemp Roermond		Deelproject 1	
ontwerp: RMV schaal: 1:1000		d.d. 10-07-1997	
tekenaar: WNT d.d.		d.d.	
revisor: BLS d.d.		d.d.	
ontwerp:		te 1 Maat. blad nr. 1	
AO		STREKMEET	




 Geplande nieuwbouw
 Te omvaren woningen

Bijlage 2.5

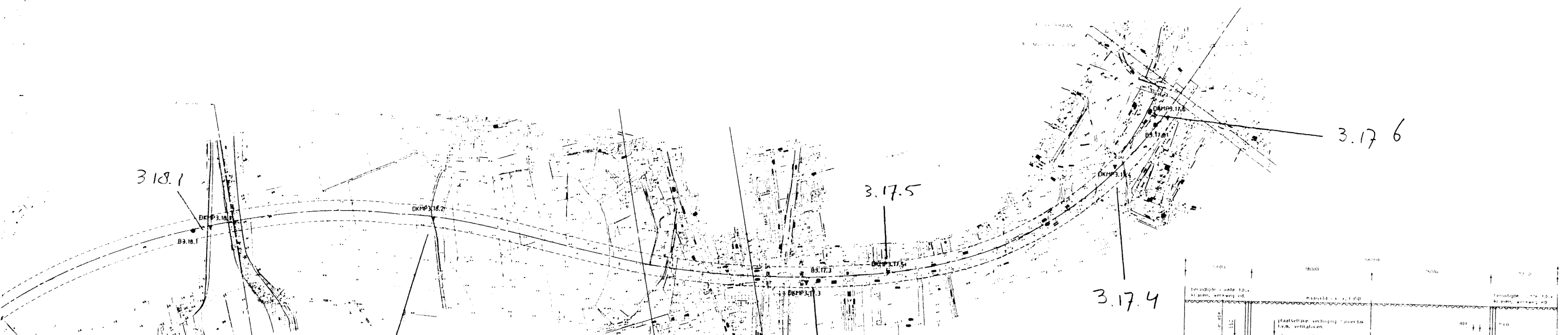


LEGENDA

Litho-stratigrafisch

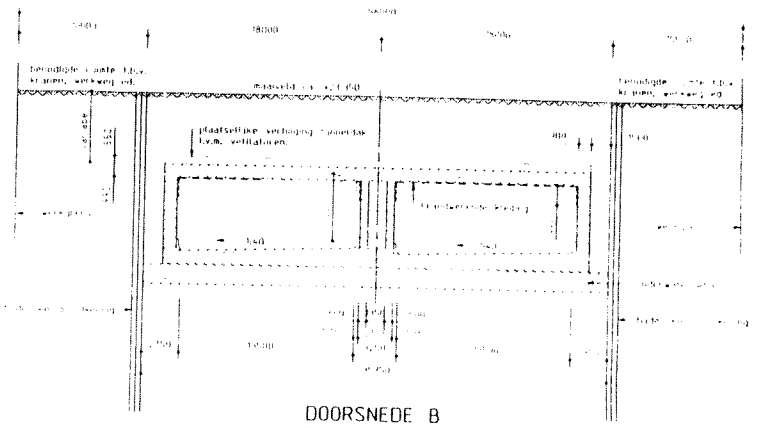
- | | | | |
|-------------------------------------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------------|
|  | AA Opgebrachte grond |  | VL3 Formatie van Veghel, grof grind met grof zand |
|  | SI Formatie van Singraven, humeuze klei, leem, zand en veen |  | ST Formatie van Sterksel, grindhoudende zanden |
|  | BE Betuwe Formatie, klei en fijn zand |  | KE Formatie van Kedichem, fijne zanden, leem, klei en veen |
|  | NU Nuenen Groep, zeer fijn tot matig fijn zand en leem |  | TE1 Formatie van Tegelen, humeuze klei met leem en veenlagen |
|  | KR1 Formatie van Kreftenheye, klei en leem met zandlaagjes |  | TE2 Formatie van Tegelen, zand met fijn grind |
|  | KR2 Formatie van Kreftenheye, fijn tot zeer grof zand |  | KI1 Kiezeloeliet Formatie, klei, veen en bruinkool |
|  | VL1 Formatie van Veghel, klei en leem |  | KI2 Kiezeloeliet Formatie, zand met klei-inschakelingen en ligniet |
|  | VL2 Formatie van Veghel, zand met grind en klei-inschakelingen |  | BR Formatie van Breda, glauconiet-houdende zanden |

Bijlage 2.6

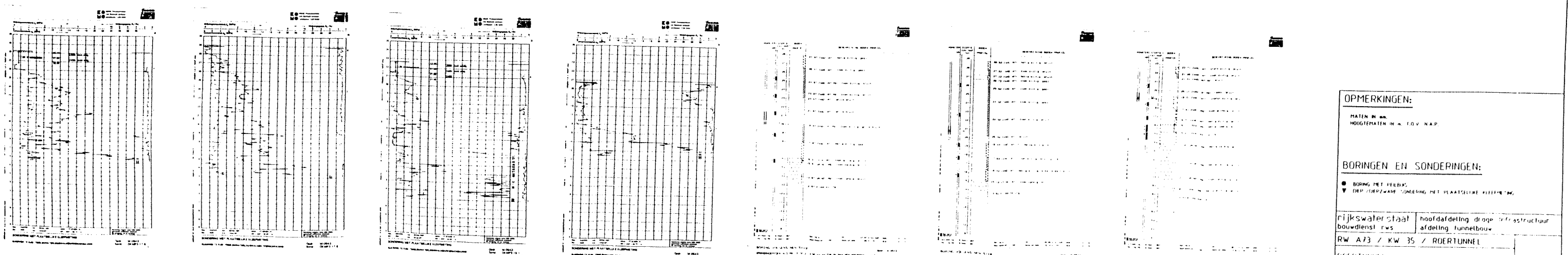
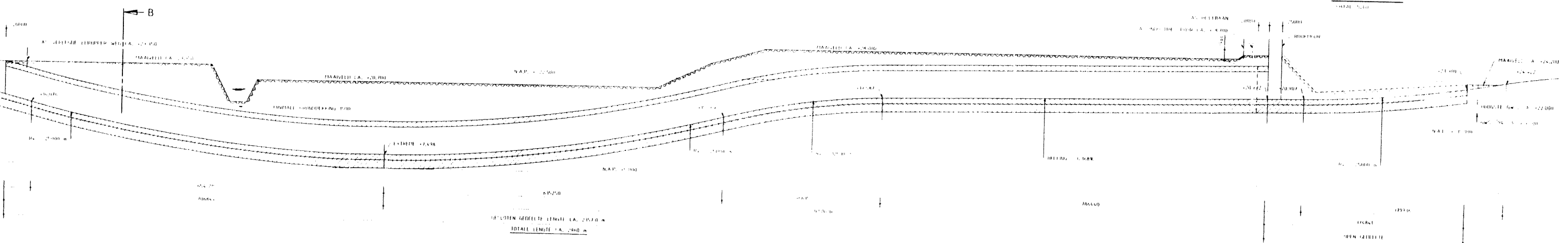


BOVENAANZICHT

TOEGEVOEGDE AANMERKINGEN: ZIE DE TOEGEVOEGDE AANMERKINGEN BIJ DE PLAN VAN DE TUNNEL.



DOORSNEDE B



BORINGEN EN SONDERINGEN

OPMERKINGEN:

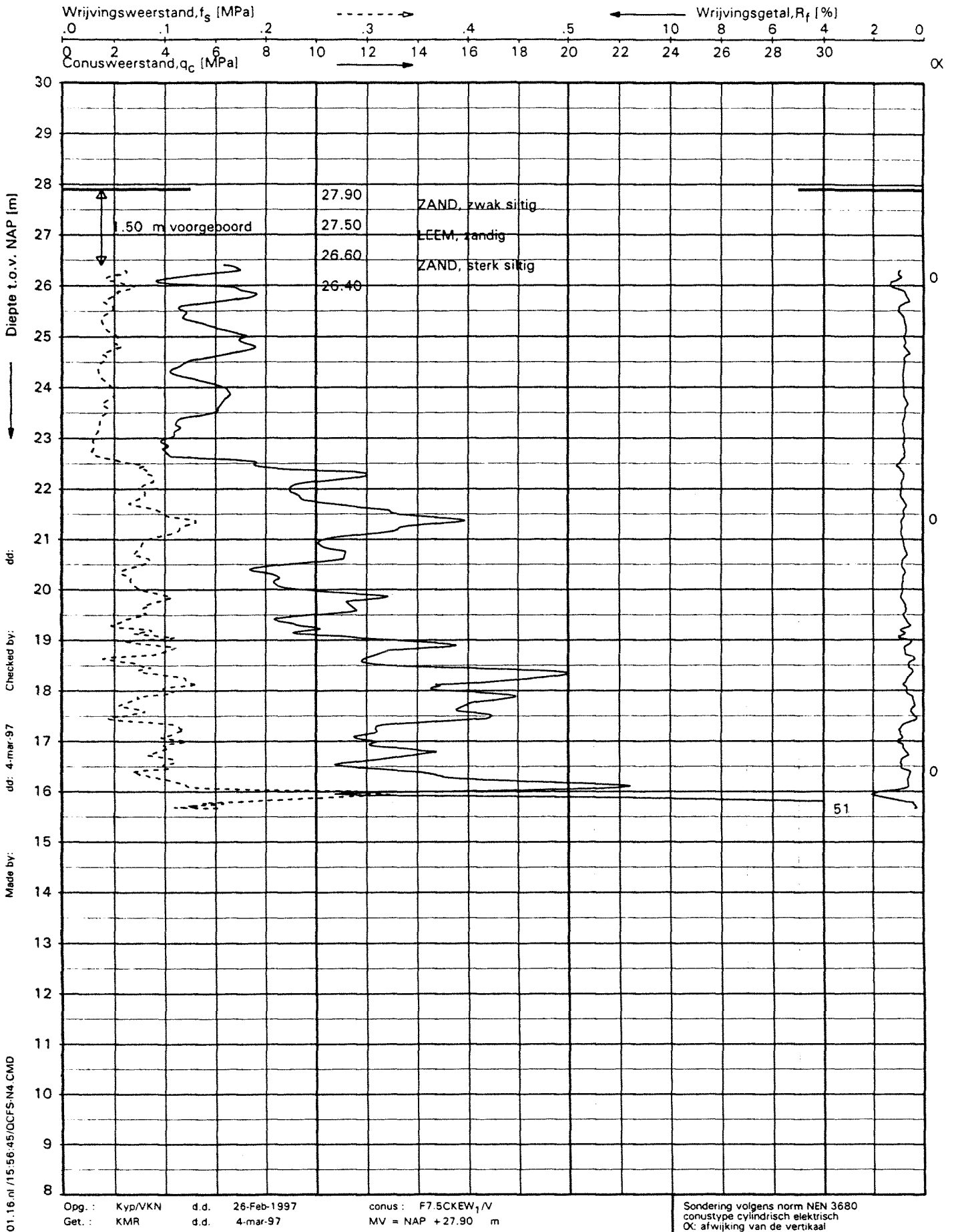
MATEN IN m.
HOOGTEMATEN IN m. TOV. NAP.

BORINGEN EN SONDERINGEN:

- BORING MET PERLOK
- ▼ DEP. STURPZAAM SONDERING MET PLAATSELIJKE RIJSTROMING

rijkswaterstaat bouwdienst rws	hoofdafdeling droge infrastructuur afdeling tunnelbouw
RW A73 / KW 35 / ROERTUNNEL	
ROERTUNNEL	

Bijlage 2.7



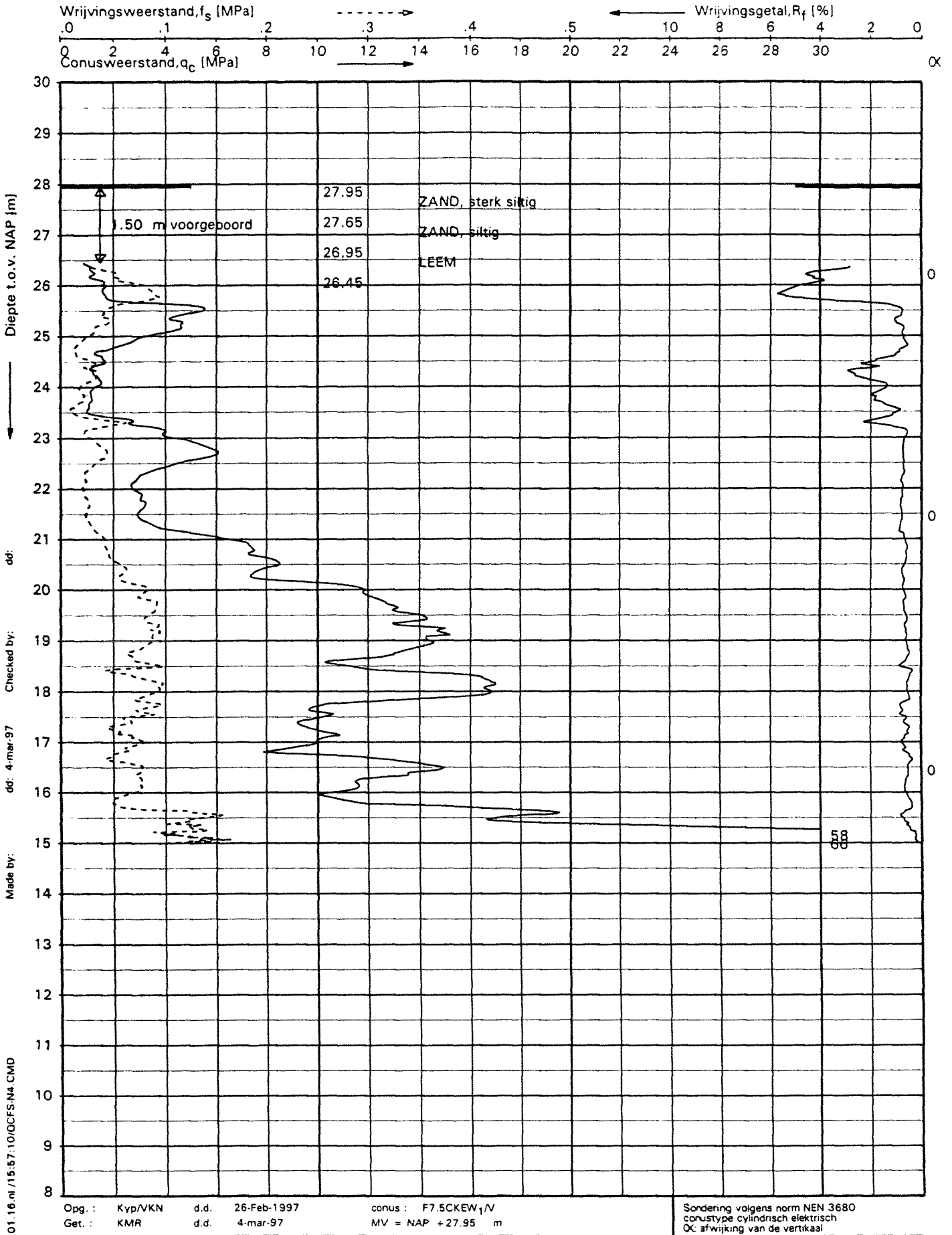
UNIPLOT 01.16.nl/15.56.45/OCFS-N4 CMD

Made by: Made by:
 Checked by: Checked by:
 dd: 4-mar-97 dd:

SONDERING MET PLAATSELIJKE KLEEFMETING

RIJKSWEG 73 ZUID, TEGELEN/WATERLOO/SWALMEN/ROERMOND/LINNE

Opdr. M-0543
 Sond. DKMP3.17.3

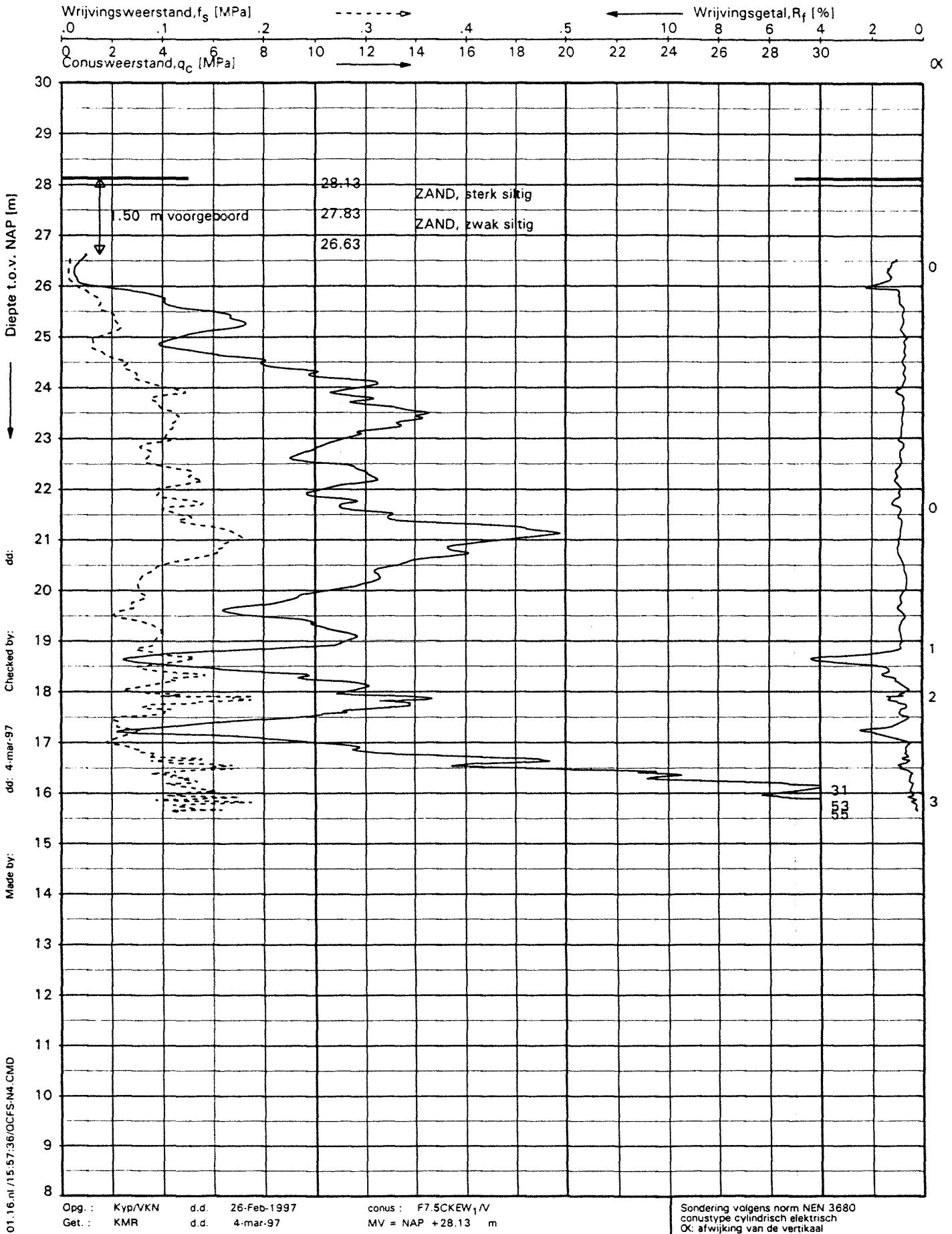


SONDERING MET PLAATSELIJKE KLEEFMETING

RIJKSWEG 73 ZUID, TEGELEN/WATERLOO/SWALMEN/ROERMOND/LINNE

Opdr. M-0543
Sond. DKMP3.17.4

UNIPLOT 01.16.nl/15:57:10/OCFS.N4.CMD

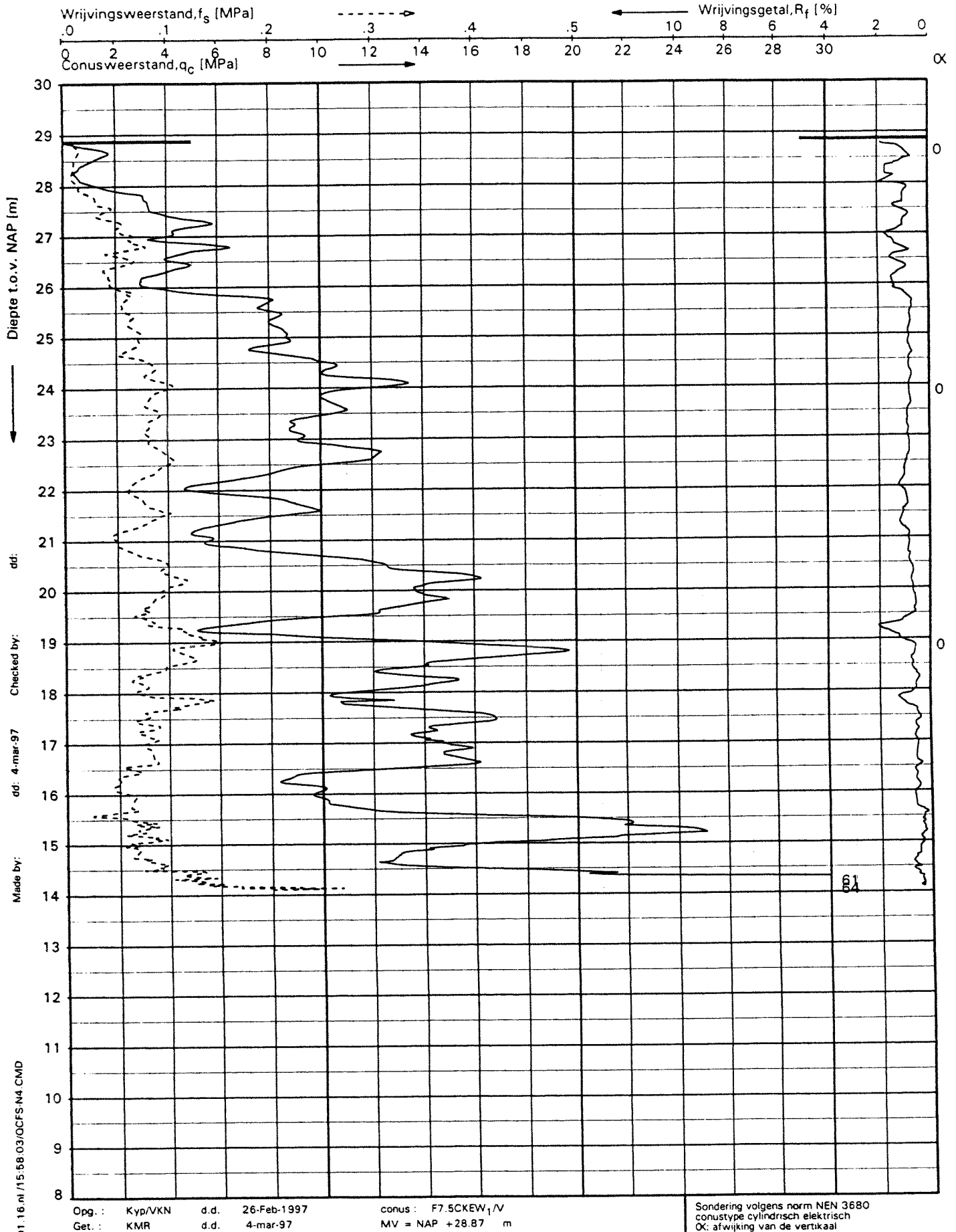


UNIPLOT 01.16.nl/15.57:36/OCFS-M4.CMD

SONDERING MET PLAATSELIJKE KLEEFMETING

RIJKSWEG 73 ZUID, TEGELEN/WATERLOO/SWALMEN/ROERMOND/LINNE

Opdr. M-0543
 Sond. DKMP3.17.5



Diepte t.o.v. NAP [m]

dd:

Checked by:

dd: 4-mar-97

Made by:

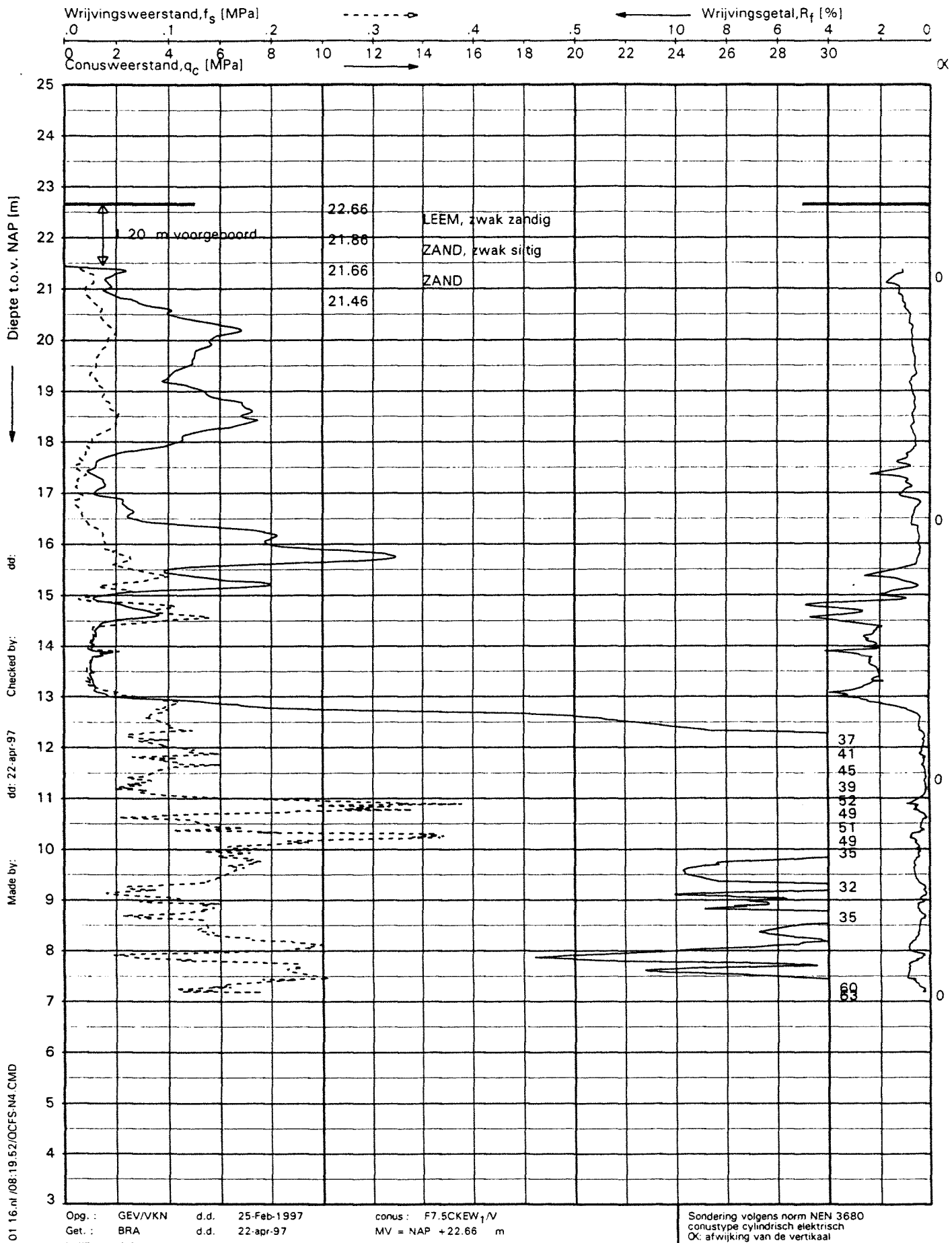
UNIPLOT 01.16.nl/15:88:03/OCFS.N4.CMD

Opg.: Kyp/VKN d.d. 26-Feb-1997 conus: F7.5CKEW₁/V
 Get.: KMR d.d. 4-mar-97 MV = NAP +28.87 m

Sondering volgens norm NEN 3680
 conustype cilindrisch elektrisch
 OK: afwijking van de vertikaal

SONDERING MET PLAATSELIJKE KLEEFMETING
 RIJKSWEG 73 ZUID, TEGELEN/WATERLOO/SWALMEN/ROERMOND/LINNE

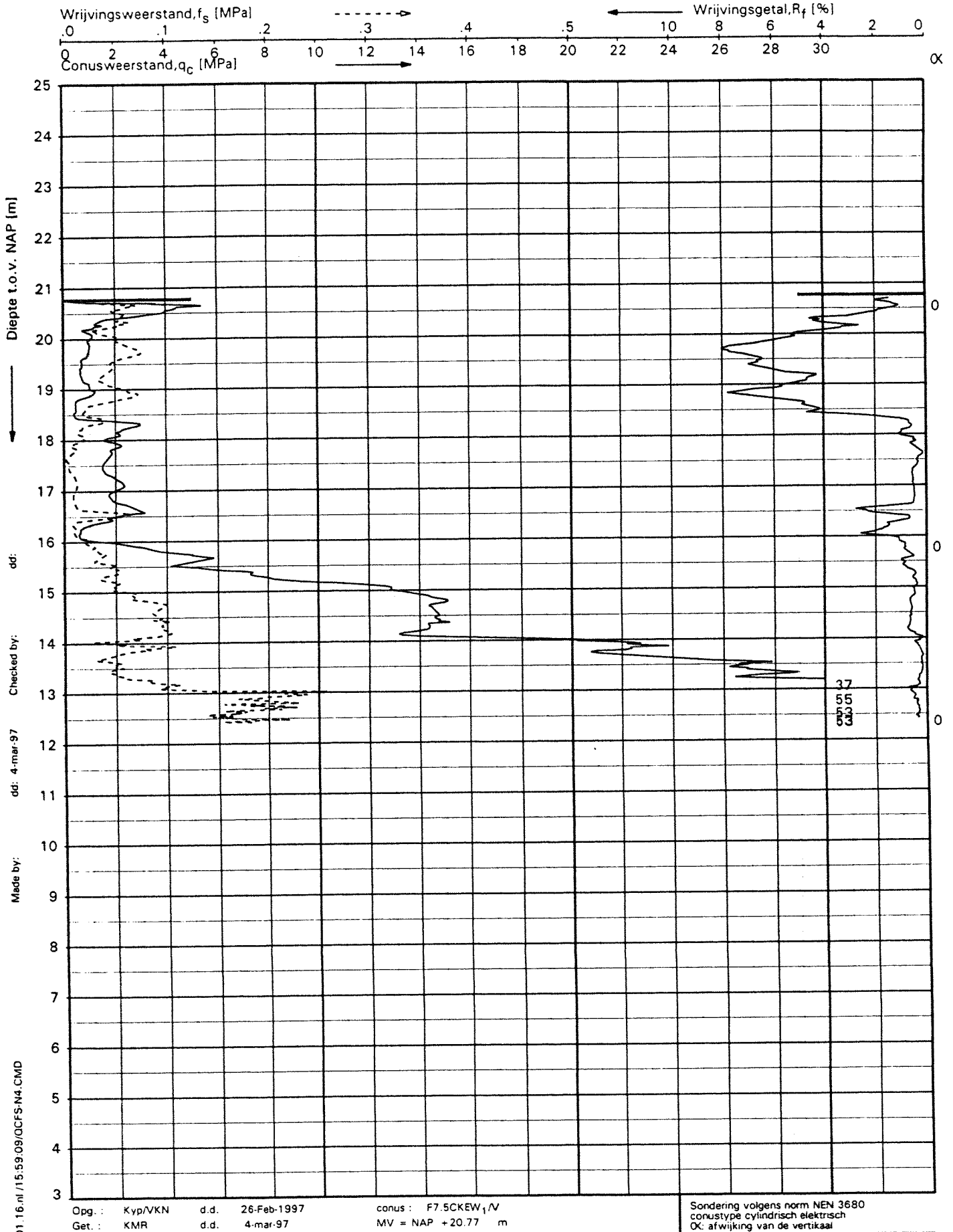
Opdr. M-0543
 Sond. DKMP3.17.6



SONDERING MET PLAATSELIJKE KLEEFMETING

RIJKSWEG 73 ZUID, TEGELEN/WATERLOO/SWALMEN/ROERMOND/LINNE

Opdr. M-0543
Sond. DKMP3.18.1



UNIPLOT 01.16.nl/15:59:09/OCFS-N4.CMD

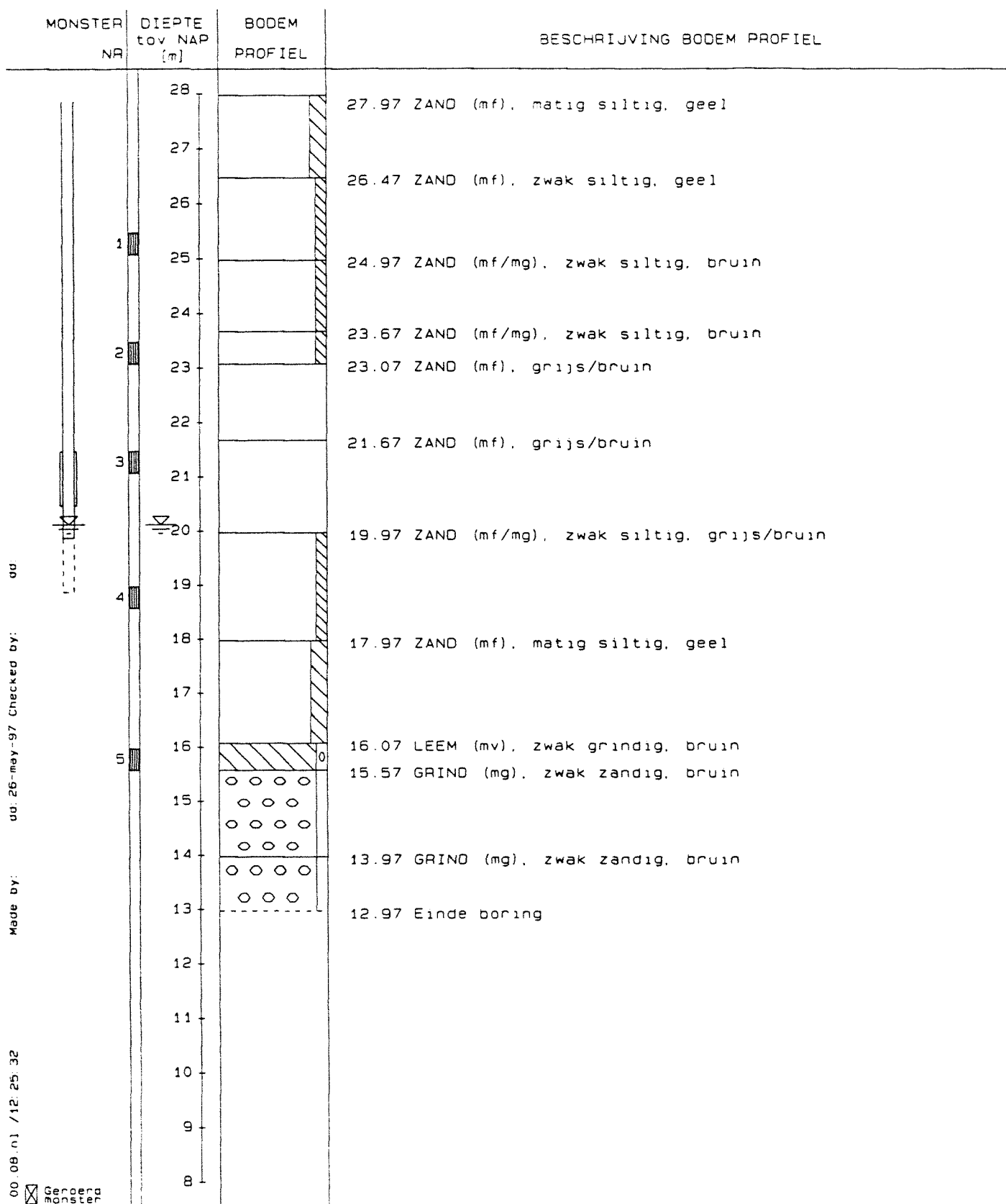
Opg.: Kyp/VKN d.d. 26-Feb-1997 conus: F7.5CKEW₁/V
 Get.: KMR d.d. 4-mar-97 MV = NAP +20.77 m

SONDERING MET PLAATSELIJKE KLEEFMETING

RIJKSWEG 73 ZUID, TEGELEN/WATERLOO/SWALMEN/ROERMOND/LINNE

Opdr. M-0543
 Sond. DKMP3.18.2

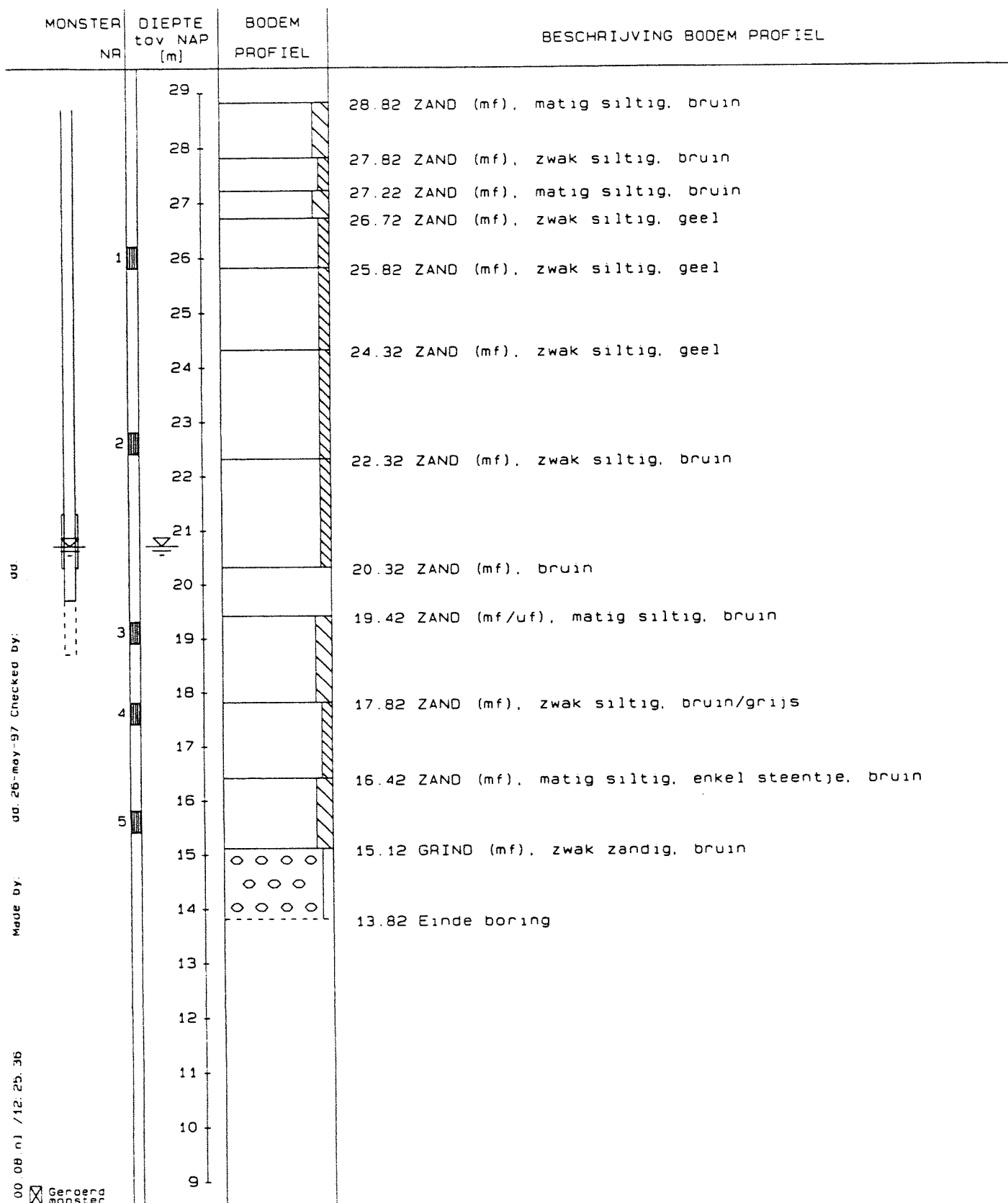
Bijlage 2.8



BRP 00.08.01 / 12.25.32
 Made by: dd. 26-may-97 Checked by:

Geroemd monster

Uitvoering : 18 Maart 1997 Boring bij : MV = 27.97 m tov NAP GHG = m - MV
 Peiling P8 : 18 Maart 1997 Boormeester : ING Gemeten GWS = 7.85 m - MV GLG = m - MV



Made by: dd. 26-may-97 Checked by: dd.

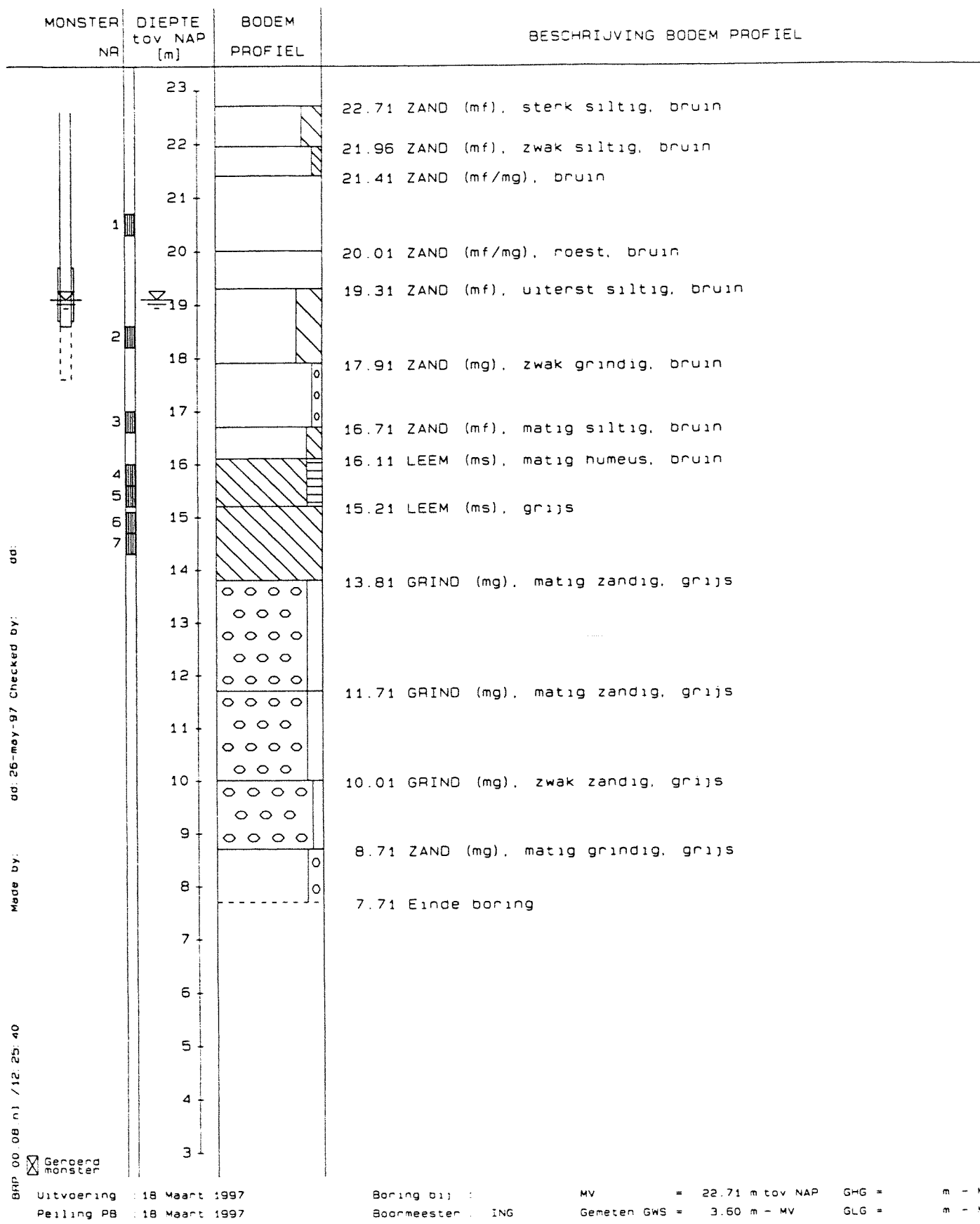
BHP 00.08.nl / 12.25.36

Genoemd monster

Uitvoering : 19 Maart 1997
 Peiling PB : 19 Maart 1997

Boring bij :
 Boormeester : ING

MV = 28.82 m tov NAP GHG = m - MV
 Gemeten GWS = 8.10 m - MV GLG = m - MV



dd: 26-may-97 Checked by: Made by:

BHP 00.08.nl / 12.25.40

Genoemd monster

Uitvoering : 18 Maart 1997
Peiling PB : 18 Maart 1997

Boring b1) :
Boormeester : ING

MV = 22.71 m tov NAP GHG = m - MV
Gemeten GWS = 3.60 m - MV GLG = m - MV

BORING VOLGENS NEN 5119

Opdr. M-0543

GRONDONDERZOEK A/D RW.73 TE Z. TEGELEN/WATERLOO/SWALMEN/ROERMOND/LINNE Boring 83/18/1

Bijlage 2.9

Grondgegevens voor damwand berekening

Grondsoort	Sondeerwaarde λ_0 MN/m ²	Wrijvingshoek φ in graden	Volume gew. droog γ_{dr} t/m ³	Volume gew. nat γ_{nat} t/m ³	Constante $\lambda_{0.10}$ KN/m ²	hor. korrel. druk λ_p KN/m ²	hor. korrel. druk λ_p	hor. korrel. druk λ_n	cohesie C KN/m ²
Vaen	0,1 - 0,5	15 - 20	11 - 13	11 - 13	1 - 2	0,59	1,70	0,74	3 - 10
Klei	0,5 - 1,5	20 - 25	17 - 19	17 - 19	2 - 4	0,49	2,04	0,66	5 - 15
Zand houdende - klei	1 - 3	25 - 26	18	19	4 - 6	0,45	2,24	0,58	
Klei houdend - zand	2,5 - 6	26 - 27	18	19	6 - 8	0,41	2,46	0,56	
Leem	1,5 - 4	27 - 28	21	21	8 - 10	0,37	2,72	0,55	5 - 10
Zand, zeer los	3 - 7,5	28 - 30	18	20	10 - 15	0,33	3,00	0,53	0
Zand, los	7,5 - 10	30 - 32,5	18	20	15 - 20	0,33	3,00	0,50	0
Zand, matig dicht	10 - 12,5	32,5 - 35	19	21	20 - 30	0,30	5,32	0,46	0
Zand, dicht	12,5 - 15	35 - 37	19	20	30 - 40	0,27	3,69	0,43	0
Zand, zeer dicht	15 - 20	37 - 39	19	21	40 - 50	0,24	4,13	0,40	0
Zand, verdicht	720	740	18	21	750	0,22	4,60	0,36	0

$\lambda_0 = \gamma_g^2 (45 - \frac{\varphi}{2})$
 $\lambda_p = \gamma_g^2 (45 + \frac{\varphi}{2})$
 $\lambda_n = 1 - \tan \varphi$

b. Schatting van de λ' van niet-cohesieve grond

$\lambda' = V_b$. Hierin is: S = sondeerwaarde en $\alpha' =$ verticale korrelspanning.

Verband tussen V_b en λ' volgens Koppelman

V_b	λ' in graden	V_b	λ' in graden	V_b	λ' in graden
1,30	0	34,48	22,5	164,66	32,5
5,74	10	49,87	25	245,42	35
11,73	15	72,78	27,5	382,58	37,5
23,99	20	107,43	30	612,40	40

1.6 Grondgegevens

De volgende algemene grondgegevens worden aangehouden:

- ϕ uitvulzand:	30 °
- ϕ slib:	20 °
- wandwrijving:	tangens ϕ
- lambda neutraal:	(1-sin ϕ)

De verticale wandwrijving boven de daklijn dient anders in rekening te worden gebracht dan die onder de daklijn.

De wandwrijving grijpt aan in een vlak vertikaal langs de neus (verlengde van de vloer) en niet in de lijn van de wand.

De volgende soortelijke massa's van grond worden aangehouden:

- uitvulzand droog minimaal:	16.00	kN/m ³
- uitvulzand droog maximaal:	18.00	kN/m ³
- uitvulzand nat minimaal:	19.00	kN/m ³
- uitvulzand nat maximaal:	20.00	kN/m ³
- slib nat minimaal:	12.00	kN/m ³
- slib nat maximaal:	15.00	kN/m ³
- water minimaal:	10.00	kN/m ³
- water maximaal:	10.20 à 10.25	kN/m ³

1.7 Soortelijke massa's van materialen en uitrusting

De volgende soortelijke massa's van de materialen worden aangehouden:

- ongewapend constructiebeton (min.):	23.3	kN/m ³
- ongewapend constructiebeton (max.):	24.0	kN/m ³
- constructiebeton (110 kg/m ³ min.):	24.074	kN/m ³
- constructiebeton (110 kg/m ³ max.):	24.774	kN/m ³
- constructiebeton (130 kg/m ³ min.):	24.214	kN/m ³
- constructiebeton (130 kg/m ³ max.):	24.914	kN/m ³
- constructiebeton (145 kg/m ³ min.):	24.320	kN/m ³
- constructiebeton (145 kg/m ³ max.):	25.020	kN/m ³
- constr.beton kopschotten (80 kg/m ³ min.):	23.863	kN/m ³
- constr.beton kopschotten (80 kg/m ³ max.):	24.555	kN/m ³
- ballastbeton:	23.0	kN/m ³
- prefab beton:	25.0	kN/m ³
- supportstaal (min):	0.20	kN/m ³
- supportstaal (max):	0.25	kN/m ³
- staal:	78.5	kN/m ³
- asfalt:	22.22	kN/m ³
- hittewerende bekleding:	10.00	kN/m ³
- tegels:	20.00	kN/m ³
- rubber:	12.00	kN/m ³

De volgende laagdikten en gewichten m.b.t. de tunnelinrichting worden aangehouden:

- Asfalt deklaag: 70 mm. DAB.	->	1.56	kN/m ²
- Tegels: (9 + 3 =) 12 mm.	->	0.24	kN/m ²
- Hittewerende bekleding: 27 mm.	->	0.27	kN/m ²
- New Jersey profiel (p./st.) circa	->	4.50	kN/m'
- Ballastbeton (minimaal: 509 mm.)	->	11.71	kN/m ²
- Ballastbeton (maximaal: 550 mm.)	->	12.65	kN/m ²
- Middenkanaal: (kabels, leidingen, roosters, betonplaten, etc. over 1,35 m')	->	5.00	kN/m ²

[NEN] Tabel 2 -- Grondeigenschappen voor grondsoorten

grondsoort			γ kN/m ³	γ_{sat} ^B kN/m ³	q_c kPa x1000	C_c l	C_u l x0,001	C_s l	$\bar{\epsilon}$ kPa x1000	$\bar{\sigma}'$ kPa	c' kPa	f_{und} kPa	k_s kN/m ³	
hoofdnaam	bijmengsel	consis- tentie 1)	2)											
grind	zwak zandig	los	17	19	15			0,005	75	32,5			7	
		matig	18	20	25			0,003	100	35			10	
		vast	19	21	30			0,002	150	37,5			15	
	sterk zandig	los	18	20	10			0,010	50	30			5	
		matig	19	21	15			0,005	75	32,5			7	
		vast	20	22	25			0,003	100	35			12	
zand	schoon	los	17	19	5			0,020	25	30			3	
		matig	18	20	15			0,005	50	32,5			7	
		vast	19	21	25			0,003	75	35			10	
	zwak siltig/ kleilig	—	18	20	15			0,010	25	32,5			5	
		sterk siltig kleilig	—	18	20	10			0,020	20	30			3
			—	18	20	10			0,020	20	30			3
leen	zwak zandig	slap		19	1	0,30	12		2	27,5	0	50		
		matig		20	2	0,15	6		5	27,5	2	100		
		vast		21	3	0,07	3		10	27,5	5	250		
	sterk zandig	—		19	2	0,15	6		5	27,5	0	50		
klei	schoon	slap		14	0,5	1,25	50		1	17,5	0	25		
		matig		17	1,0	0,50	20		2	17,5	10	50		
		vast		20	2,0	0,15	6		4	17,5	25	100		
	zwak zandig	slap		15	0,7	1,00	40		1,5	22,5	0	40		
		matig		18	1,5	0,30	12		3	22,5	10	80		
		vast		21	2,5	0,10	4		5	22,5	25	120		
	sterk zandig	—		18	1,0	0,25	10		2	27,5	0	0		
		organisch	slap		13	0,2	2,50	125		0,5	15	0	10	
	matig			15	0,5	1,00	50		1	15	0	25		
	veen	niet voor- belast	slap		11	0,1	5,0	250		0,2	15	2	10	
matig voor- belast		matig		13	0,2	1,0	50		0,5	15	5	20		

1) Voor zand en grind de pakking:

los : $0 < R_n < 0,33$

matig: $0,30 < R_n < 0,67$

vast : $0,67 < R_n < 1,00$.

2) bij natuurlijk vochtgehalte.

Opmerking

q_c is genormeerd, in verband met internationaal gebruik, op een effectieve spanning van 100 kPa.

$$\underline{k} = \frac{\underline{z}}{\underline{B}} \underline{n}$$

waarin:

\underline{k} is de beddingsconstante;

\underline{B} is de breedte van het funderingselement;

\underline{n} is de eenheidsbeddingsconstante;

\underline{z} is de diepte van het funderingselement.

[RWS]

GRONDSOORT	I	II	III	IV	V	VI	VII
Zand							
- zeer los	5.	0.8-1.4	20	17	27.5	0.	2x conusw.
- los	7.5	0.8-1.4	20	17	30.	0.	15.
- matig dicht	12.5	0.8-1.4	20	17	32.5	0.	25.
- dicht	17.5	0.8-1.4	20	17	35.	0.	35.
- zeer dicht	>20.	0.8-1.4	20	17	35.	0.	40.
Klei							
- zeer slap	< 0.1	2.9-5.	14	14	17.5	1.	1.
- slap	0.5	2.9-5.	15	15	20.	2.	2.
- matig stijf	1.2	2.9-5.	16	16	22.5	5.	4.
- stijf(-löss)	2.	2.9-5.	16	16	22.5	5.	6.
Veen	< 0.2	8.-10.	10	-	25.	1.	1.
zand + klei							
- los	5.	1.4-2.9	18	18	25.	0.	10.
- dicht	>10.	1.4-2.9	20	18	30.	0.	20.
Klei + veen	< 0.2	5.-8.	12-14	-	17.5	1.	1.

VERKLARING:

- I : Sondeerwaarde (MN/m²).
 II : Wrijvingsgetal (%).
 III : Volumegewicht nat (kN/m³).
 IV : Volumegewicht droog (kN/m³).
 V : Hoek van inwendige wrijving in °.
 VI : Cohesie (kN/m²).
 VII : Horizontale beddingsconstante (MN/m³).

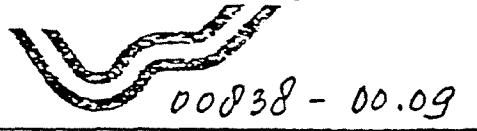
OPMERKINGEN:

- Bovenstaande waarden zijn richtgetallen.
 - Bij het bepalen van het wrijvingsgetal uitgegaan van elektrische metingen.
 - Bij toepassen van bovenstaande tabel moet de grondsoort bekend zijn of de gegevens onder kolom I en II.
- Hieruit kunnen dan de andere gegevens worden afgelezen.

Beddingconstanten t.b.v. dimensionering damwanden
 Willemsspoortunnel RMO.

		vervorming [mm]		
		$\epsilon < 20$ mm	$20 < \epsilon < 100$	$\epsilon > 100$
		k [kN/m ³]		
1.	<u>zand</u>	q_c [MN/m ²]		
	aanvulzand	5-10	10.000	7.500
	holoceen	5	8.000	6.000
	pleistoceen	20	45.000	30.000
				15.000
2.	<u>klei</u>	δ [kN/m ³]		
		17	6.000	4.500
		15-17	5.000	3.750
		13-15	4.000	3.000
3.	<u>veen</u>	δ [kN/m ³]		
		10-11	3.000	2.000
		12	4.000	3.000

Kombinatie Willemspoortunnel



ONTVANGEN 21 APR. 1986

AFSCHRIJF - C. Huismann
 H. van Nijl D.
 D. Vinkes

sondeerwaarde - beddingsconstante damwand

36. Relaties tussen diverse parameters. Grafieken Fugro.

- Beddingsconstanten damwanden volgens Menard.

BEDDINGSCONSTANTEN DAMWANDEN VOLGENS MENARD

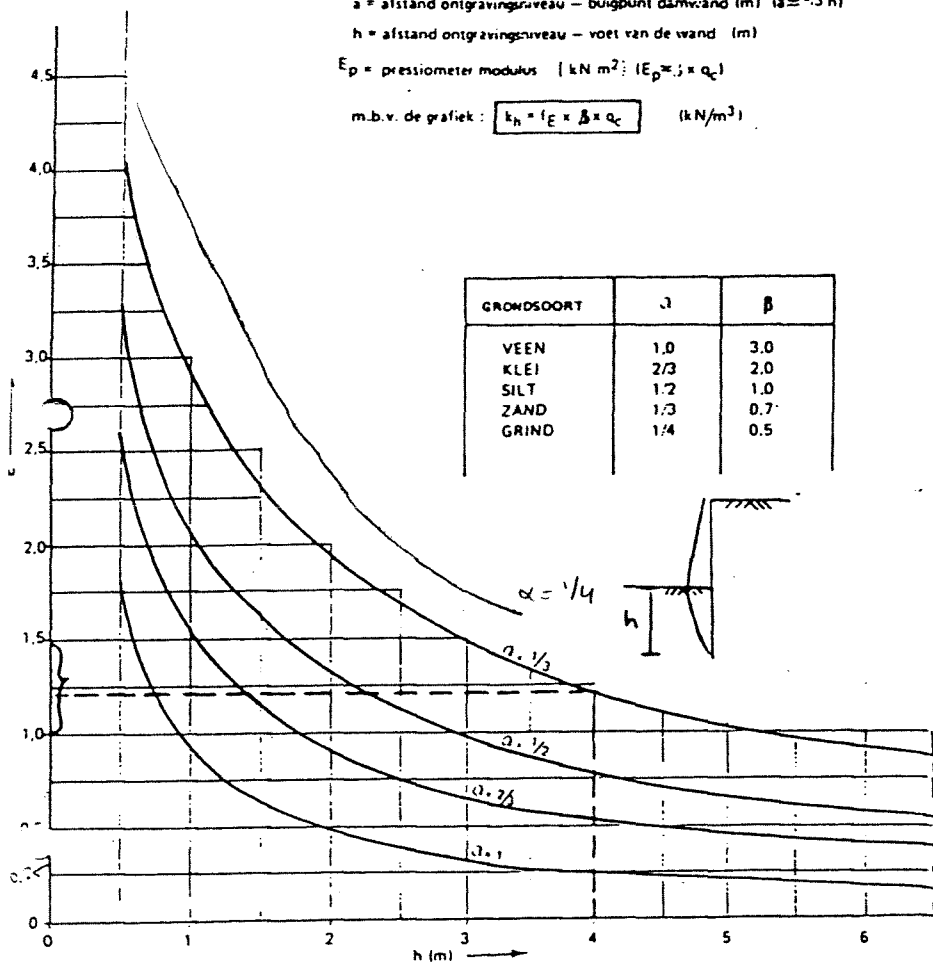
Algemene formule $\frac{1}{k_h} = \frac{1}{E_p} \left[\frac{a^2}{2} - 0.13 (9a)^{0.7} \right]$

a = afstand ontgravingniveau - buigpunt damwand (m) ($a \approx 2/3 h$)

h = afstand ontgravingniveau - voet van de wand (m)

E_p = pressiometer modulus [kN/m²] ($E_p \approx 1/3 q_c$)

m.b.v. de grafiek: $k_h = f_{\beta} \times \beta \times q_c$ (kN/m³)



ONTLEEND AAN:

- 1) Menard, general method to calculate a pile or a diaphragm subject to horizontal loading in terms of pressiometer test results, sols soils no. 22, 23, 1968
- 2) CIAD projectgroep, door grond horizontaal belaste pelen Eindrapport, 1979

Voorbeeld:

h = 4 meter; zand met conusweerstand
 $q_c = 10 \text{ MN/m}^2 \rightarrow \alpha = 0.33, \beta = 0.7$
 inlezen $f_{\beta} = 1.0 \text{ à } 1.5$
 $k_h = 7000 \text{ à } 10500 \text{ kN/m}^3$

[CIAD]

grondsoort	γ_d kN/m ³	E N/mm ²	ϕ' graden	cohesie/ τ_{krit} N/mm ²	k_{hor} = 0,01N/mm ²	const. v. Poisson ν
slap veen	1 0-1 2	0,5-1	10-20	0,0 1-0,02	0-1	0,5
veen	1 2-1 5	1 -3	15-25	0,0 2-0,03	0,5-2	0,5
slappe klei	1 1-1 4	1 -2	10-20	0,0 1-0,02	0-1	0,5
klei	1 3-1 7	2 -4	17-27	0,0 2-0,04	0,5-2	0,5
leem, zan- dige klei	1 6-1 9	3 -6	20-30	0,0 4-0,08	2-4	0,35-0,45
stijve klei (geprecon- solideerd)	1 8-2 1	4 -10	20-30	0,0 8-0,04	1-4	0,5
kleiig zand	1 6-2 0	10 -30	22-32	-	3-6	0,30-0,40
los zand	1 5-1 7	20 -40	27-32	-	1-3	0,3-0,35
matig vast zand	1 6-1 8	30 -60	30-40	-	3-6	0,3-0,35
vast zand	1 8-2 0	60 -100	35-45	-	5-10	0,3-0,35
grind	1 4-2 0	80 -200	30-50	-	5-20	0,15-0,30

[BS]

Table 18. Physical characteristics of soils and rocks

General description of soil	State of compaction or consolidation	Natural bulk density		Angle of shearing resistance in terms of effective stresses	
		Drained	Submerged	Active	Passive
Gravels	Loose	1.6	1.0	35	35
	Medium dense			38	37
	Dense	1.8	1.1	41	39
	Very dense			44	41
Sands	Loose	1.65	1.0	30	30
	Medium dense			33	32
	Dense	1.85	1.15	36	33
	Very dense			39	34
Silts		1.6		24	
		1.8		25	
Clayey silts				26	
				27	
Silty clays	Normally-consolidated	1.7		21	
	Over-consolidated	1.5		15 to 18	
Glacial till		2.0		15 to 18	
				26 to 30	
Peat	Unloaded	1.1	0.1	0	
	After moderate loading	1.3	0.3	15	
Granite		2.50*			
Sandstone		2.20*			
Basalts and dolerites		1.75 to 2.75	1.10 to 1.60		
Shale		2.15 to 2.30	1.20 to 1.35		
Soft to hard marl		1.90 to 2.30	1.00 to 1.35		
Limestone		2.70*			
Chalk		0.95 to 2.00	0.30 to 1.00		

* Measured in the solid, i.e. not crushed or broken.

Bodenart	Wichte		Endfestigkeit		Anfangs- festigkeit ¹⁾ Kohäsion des undrÄ- nierten Bodens cal c _u	Steife- modul cal E _s
	des feuchten Bodens cal γ	des Bodens unter Auftrieb cal γ'	Innerer Rei- bungs- winkel cal φ'	Ko- häsion cal c'		
	kN/m ³	kN/m ³	in °	kN/m ²	kN/m ²	MN/m ²
Nichtbindige Böden						
Sand, locker, rund	18	10	30	-	-	20- 50
Sand, locker, eckig	18	10	32,5	-	-	40- 80
Sand, mitteldicht, rund	19	11	32,5	-	-	50-100
Sand, mitteldicht, eckig	19	11	35	-	-	80-150
Kies ohne Sand	16	10	37,5	-	-	100-200
Naturschotter, scharfkantig	18	11	40	-	-	150-300
Sand, dicht, eckig	19	11	37,5	-	-	150-250
Bindige Böden	(Erfahrungswerte aus dem norddeutschen Raum für ungestörte Proben)					
Ton, halbfest	19	9	25	25	50-100	5 - 10
Ton, schwer knetbar, steif	18	8	20	20	25- 50	2,5- 5
Ton, leicht knetbar, weich	17	7	17,5	10	10- 25	1 - 2,5
Geschiebemergel, fest	22	12	30	25	200-700	30 -100
Lehm, halbfest	21	11	27,5	10	50-100	5 - 20
Lehm, weich	19	9	27,5	-	10- 25	4 - 8
Schluff	18	8	27,5	-	10- 50	3 - 10

Rechenwerte (Tabelle E 9-1)

Bodenart	Wichte		Endfestigkeit		Anfangs- festigkeit ¹⁾ Kohäsion des undrÄ- nierten Bodens cal c _u	Steife- modul cal E _s
	des feuchten Bodens cal γ	des Bodens unter Auftrieb cal γ'	Innerer Rei- bungs- winkel cal φ'	Ko- häsion cal c'		
	kN/m ³	kN/m ³	in °	kN/m ²	kN/m ²	MN/m ²
Klei, org., tonarm, weich	17	7	20	10	10- 25	2 - 5
Klei, stark org., tonreich, weich, Darg	14	4	15	15	10- 20	0,5- 3
Torf	11	1	15	5	-	0,4- 1
Torf unter mäßiger Vorbelastung	13	3	15	10	-	0,8- 2

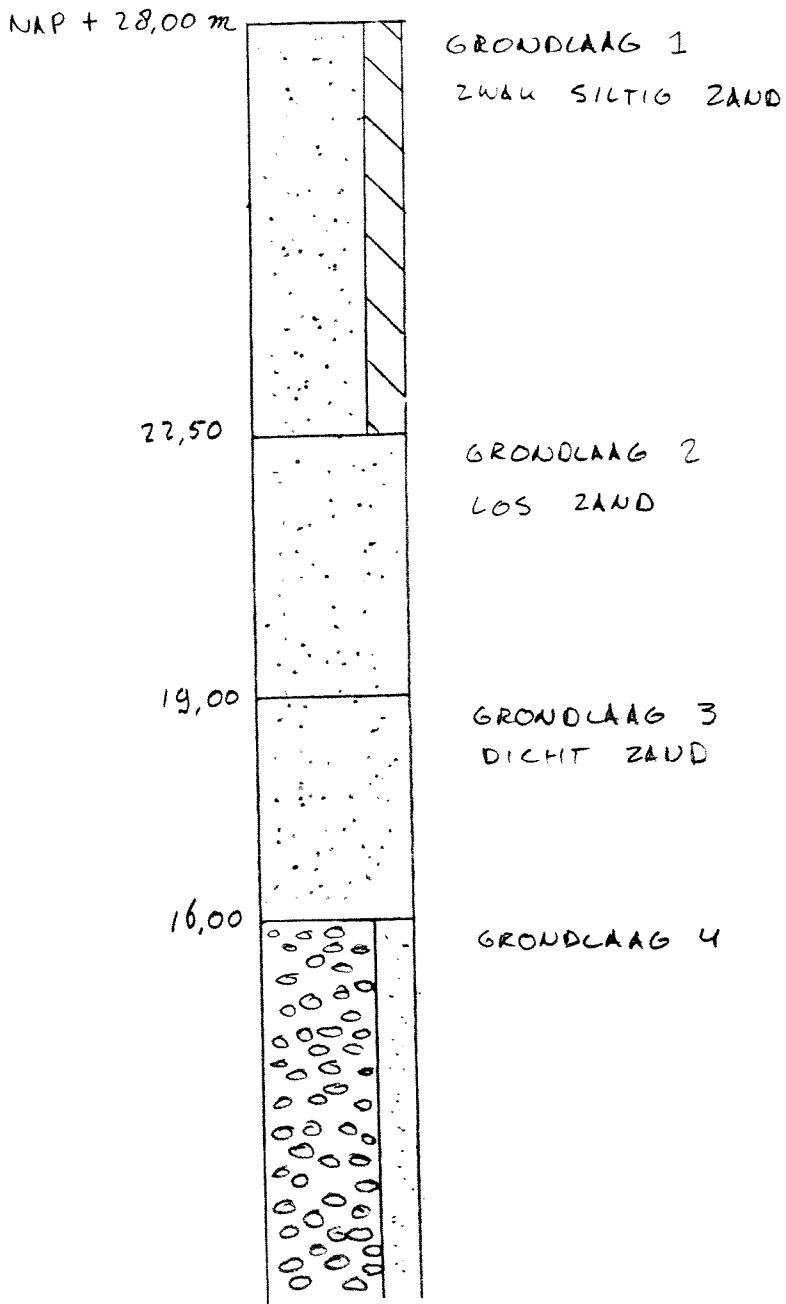
cal φ' = Rechenwert des inneren Reibungswinkels bei bindigen und bei nichtbindigen Böden,

cal c' = Rechenwert der Kohäsion entsprechend cal φ',

cal c_u = Rechenwert der Scherfestigkeit aus unentwässerten Versuchen bei wassergesättigten bindigen Böden.

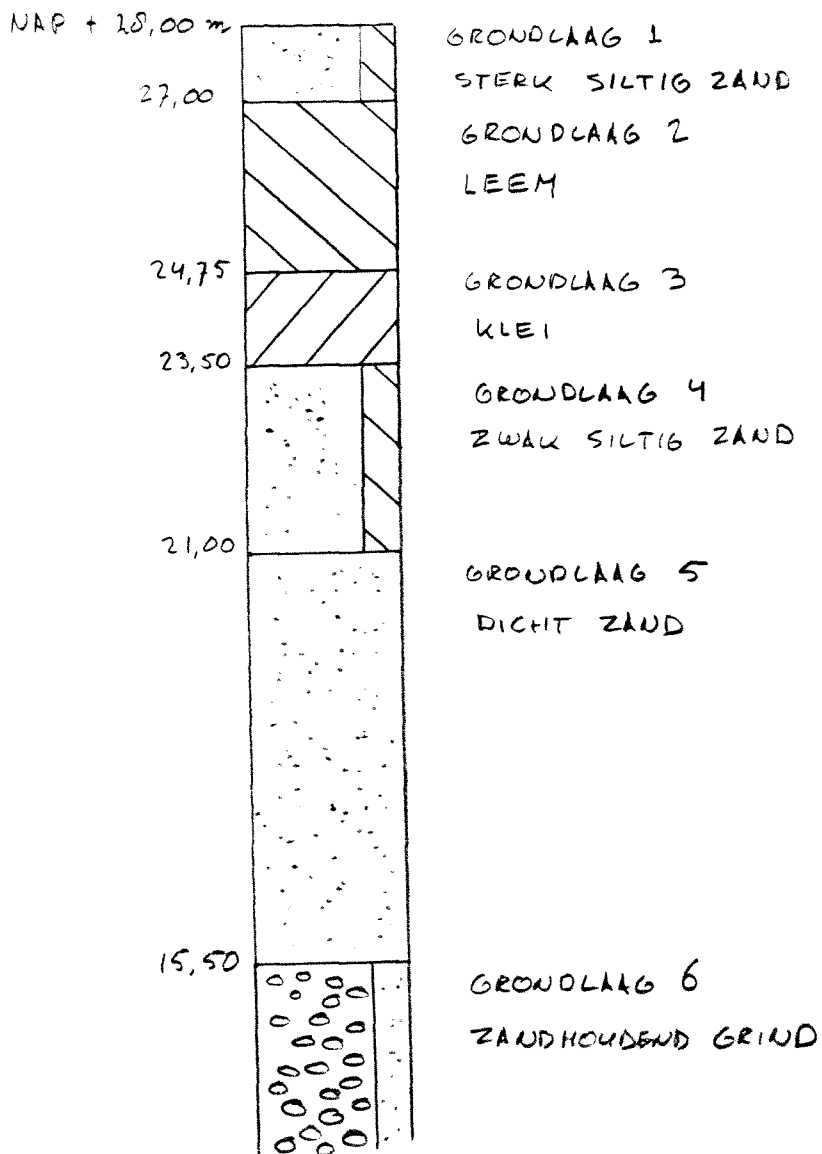
¹⁾ Der zugehörige innere Reibungswinkel ist mit cal φ' = 0 anzunehmen.

Bijlage 2.10



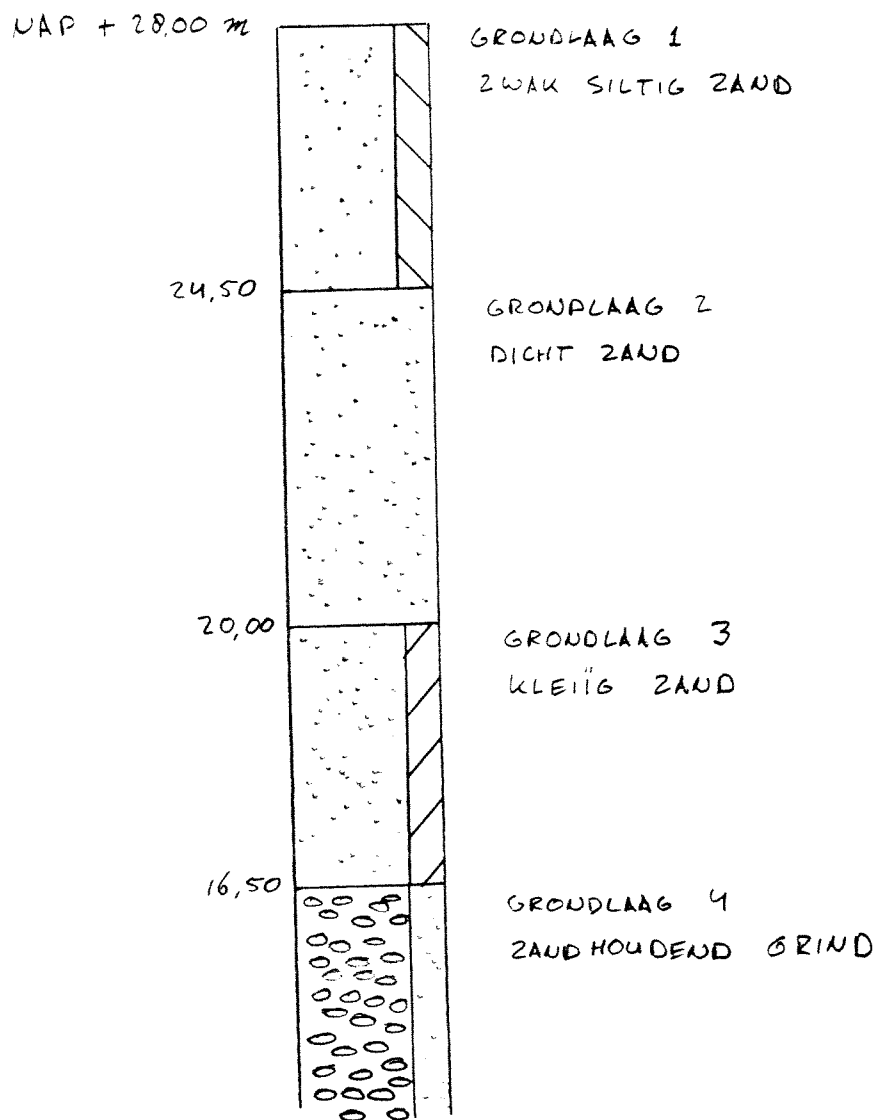
DKMP 3.17.3

grondlaag	q_c [Mpa]	γ_d [kN/m ³]	γ_s [kN/m ³]	ϕ [°]	c [kN/m ²]
1	5,00	18	20	29	0
2	9,00	18	20	31	0
3	13,00	19	20	35	0
4	50,00	19	21	40	0



DKMP 3.17.4

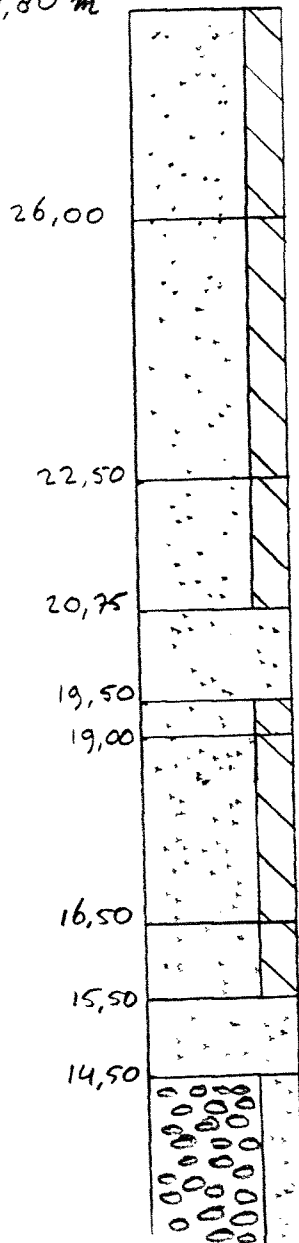
grondlaag	q_c [Mpa]	γ_d [kN/m ³]	γ_s [kN/m ³]	ϕ [°]	c [kN/m ²]
1	?	18	20	27	0
2	3,00	21	21	27	7
3	1,00	18	18	22	10
4	3,75	18	20	28	0
5	10,50	19	21	33	0
6	50,00	19	21	40	0



DKMP 3.17.5

grondlaag	q_c [Mpa]	γ_d [kN/m ³]	γ_s [kN/m ³]	ϕ [°]	c [kN/m ²]
1	5,00	18	20	29	0
2	13,00	19	20	35	0
3	9,00	19	21	27	0
4	50,00	19	21	40	0

NAP + 28,80 m



GRONDLAAG 1
ZWAK SILTIG ZAND

GRONDLAAG 2
ZWAK SILTIG ZAND

GRONDLAAG 3
ZWAK SILTIG ZAND

GRONDLAAG 4
DICHT ZAND

GRONDLAAG 5
STERK SILTIG ZAND

GRONDLAAG 6
ZWAK SILTIG ZAND

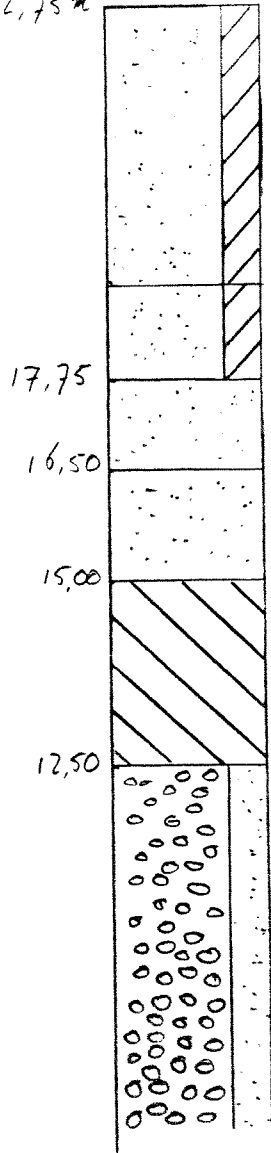
GRONDLAAG 7
DICHT ZAND

GRONDLAAG 8
ZANDHOUDEND GRIND

DKMP 3.17.6

grondlaag	q_c [Mpa]	γ_d [kN/m ³]	γ_s [kN/m ³]	ϕ [°]	c [kN/m ²]
1	1,00	18	19	25	0
2	4,00	18	19	26	0
3	8,75	18	20	31	0
4	7,00	18	20	30	0
5	13,00	19	20	35	0
6	7,50	18	19	27	0
7	14,00	19	20	36	0
8	50,00	19	21	40	0

NAP + 22,75m



GRONDLAAG 1
KLEIHOUDEND ZAND

GRONDLAAG 2
KLEIHOUDEND ZAND

GRONDLAAG 3
ZEER LOS ZAND

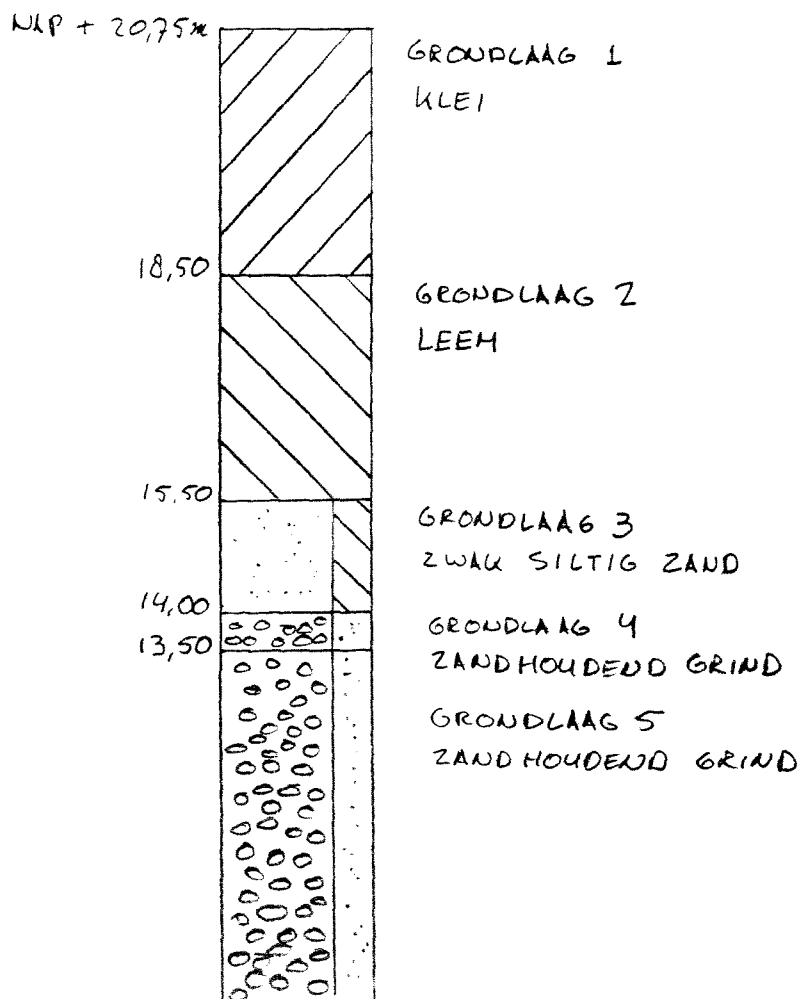
GRONDLAAG 4
ZEER LOS ZAND

GRONDLAAG 5
LEEM

GRONDLAAG 6
ZANDHOUDEND GRIND

DKMP 3.18.1

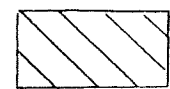
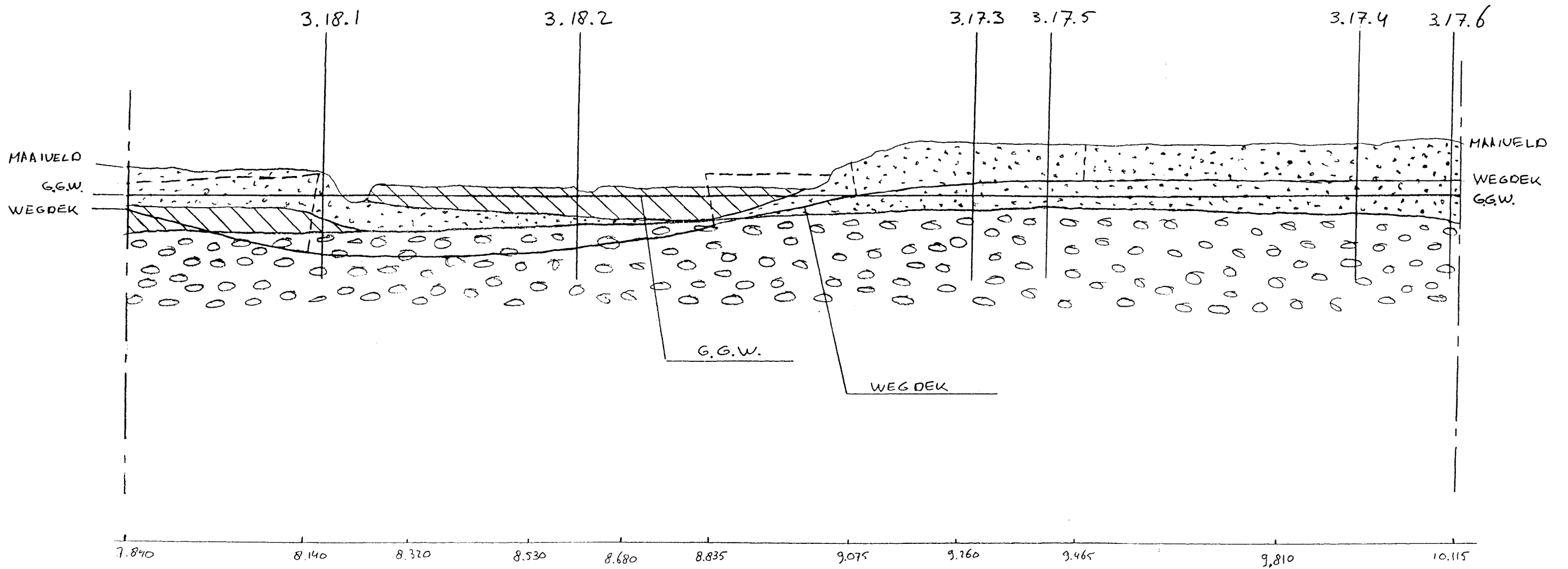
grondlaag	q_c [Mpa]	γ_d [kN/m ³]	γ_s [kN/m ³]	ϕ [°]	c [kN/m ²]
1	4,00	18	19	27	0
2	5,00	18	19	27	0
3	2,00	18	20	28	0
4	6,00	18	20	30	0
5	1,00	21	21	27	4
6	35,00	19	21	40	0



DKMP 3.18.2

grondlaag	q_c [Mpa]	γ_d [kN/m ³]	γ_s [kN/m ³]	ϕ [°]	c [kN/m ²]
1	1,00	18	18	22	10
2	2,00	21	21	27	2
3	11,00	19	21	34	0
4	23,00	19	21	40	0
5	50,00	19	21	40	0

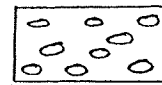
Bijlage 2.11



KLEI/LEEM



ZAND



GRIND

Bijlage 3.1

Beschrijving uitvoering o.w.b. vloer met trekelementen

In deze bijlage wordt ingegaan op enige specifieke zaken die van toepassing zijn bij het ontwerpen van een onderwaterbetonvloer met trekpalen. Behandeld zullen worden:

- twee verschillende typen trekelementen, namelijk de vibro-combinatiepaal en het GEWI-anker
- stortmethoden voor een onderwaterbetonvloer, namelijk de tremiepijp, het hydro-ventiel en de hop-dobber
- de gewapende onderwaterbetonvloer

Trekelementen

- Vibro-Combinatiepaal

Vibro-combinatiepalen zijn samengesteld uit een vierkante prefab voorgespannen kernpaal, waaromheen in situ beton wordt gestort. Het is dus een in de grond gevormde paal met een geprefabriceerde kern.

Vibro-combinatiepalen zijn in verschillende diameters te krijgen.

De procedure voor het maken van een vibro-combinatiepaal is in het kort als volgt. Een stalen buispaal van willekeurige diameter, met een losse voetplaat van een iets grotere diameter wordt door middel van heien op diepte gebracht. Nadat de buispaal op diepte is gebracht wordt in het inwendige een prefab voorgespannen betonpaal met behulp van afstandhouders centraal afgehangen. Vervolgens wordt de ruimte tussen de betonpaal en de buispaal opgevuld met beton of grout, onder op en neer heidend trekken van de buispaal, waarbij de voetplaat in de grond achter blijft.

Op deze wijze ontstaat er een goed verdichte betonschil om de prefab betonpaal, met een diameter die minimaal gelijk is aan de buiten-diameter van de buispaal.

Voordelen van dit systeem zijn, dat de prefab kernpaal onbeschadigd kan worden aangebracht in de harde grindlaag en dat de kernpaal kan zijn voorzien van ribbels, welke nodig zijn voor de aansluiting op de onderwaterbetonvloer.

Omdat het op en neer heidend terugwinnen van de buispaal de beton verdicht (de buismantel 'slaat' op de onverharde beton) en de omringende grond opspant, mag voor de mantelwrijving een hoge waarde worden aangehouden.

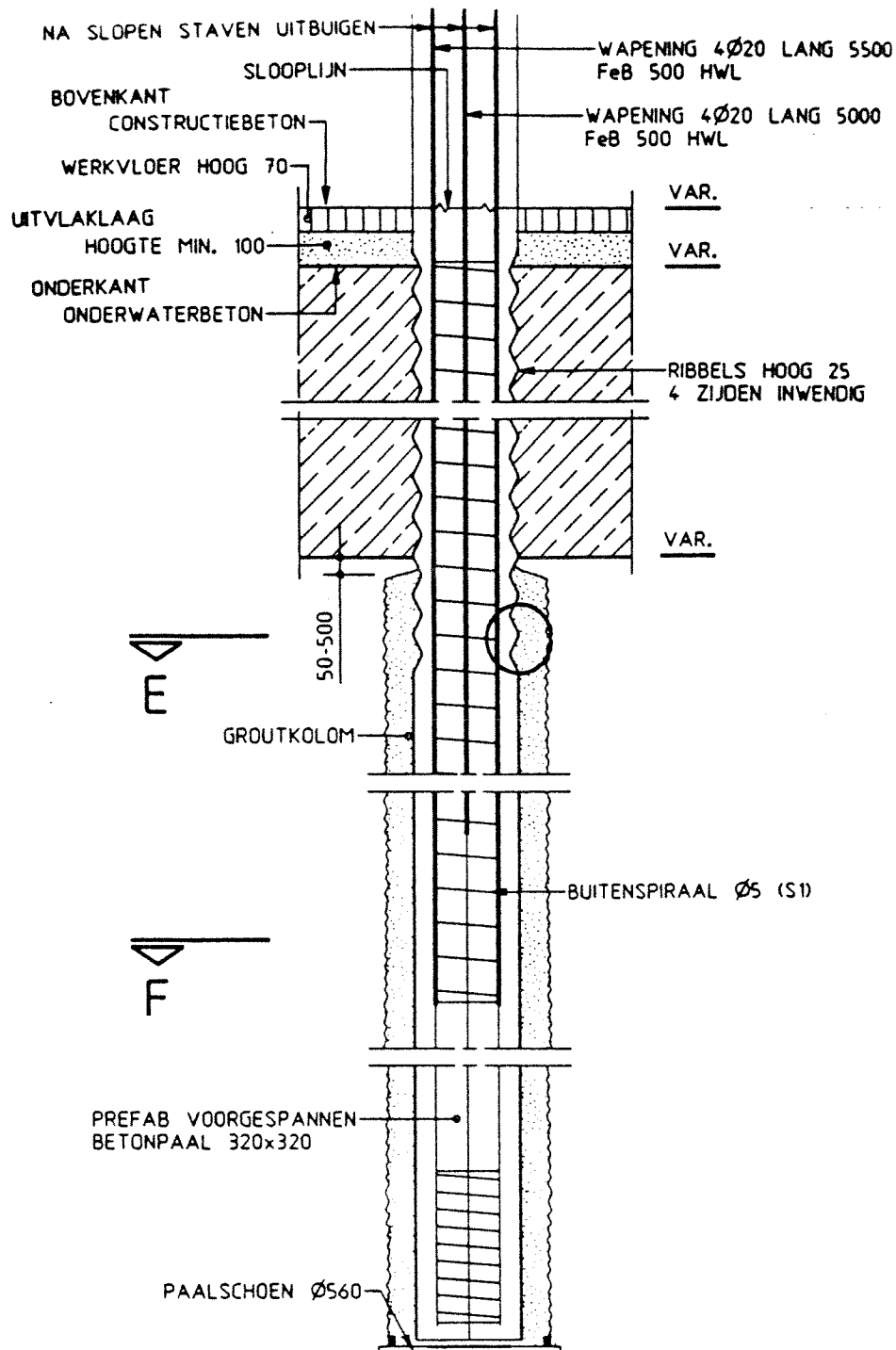
In figuur 1 is een voorbeeld van een vibro-combinatiepaal weergegeven.

Afhankelijk van de diameter van de kernpaal kunnen de volgende trekkrachten door de vibro-combinatiepaal worden opgenomen:

Tabel 1

Breedte	Repr. Trekcapaciteit
320 mm	300 kN
350 mm	350 kN
400 mm	500 kN
450 mm	600 kN

Figuur 1 Voorbeeld Vibro-Combinatiepaal



VIBROCOMBIPAAL Ø 508

SCHAAL 1:20

- GEWI-ankers

GEWI-ankers, ook wel GEWI-palen genoemd, zijn slanke trekelementen, die een grote kracht kunnen opnemen.

De voordelen van dit systeem zijn volgens de documentatie van de leverancier (DSI, Zaltbommel) met name het feit dat ze trillingsvrij in vrijwel iedere grondslag aan te brengen zijn en dat ze een relatief zeer groot trekdraagvermogen hebben. Navraag heeft echter geleerd, dat in dikke niet-zandhoudende grindlagen aan de toepasbaarheid mag worden getwijfeld, in verband met wegvloeiing van het grout door poriën. Hoewel aangenomen wordt dat de grindlaag, waaruit het trekdraagvermogen moet worden ontleend zandhoudend is, wordt toch geadviseerd om aanvullend onderzoek hiernaar te doen.

De uitvoeringswijze is als volgt. Een dubbele boorbuis, bestaand uit circa anderhalve meter lange, koppelbare secties, wordt onder toevoeging van spoelwater de grond in gebracht. De boorbuis bestaat uit een uitwendige casing, waarbinnen een afzonderlijke buis is geplaatst voor de toevoer van water. De uitwendige diameter kan variëren tussen de 10 en 20 cm.

Nadat de boorbuis op diepte is, wordt de inwendige buis verwijderd en wordt de achtergebleven casing gevuld met grout. In de natte grout wordt de GEWI kernstaaf geplaatst, welke voor een permanente toepassing (levensduur langer dan twee jaar) moet zijn voorzien van een HDPE of PVC mantelbuis. Tussen deze mantelbuis en de kernstaaf dient eveneens grout te worden aangebracht, om een alkalisch milieu te creëren, in verband met corrosieprotectie van de kernstaaf.

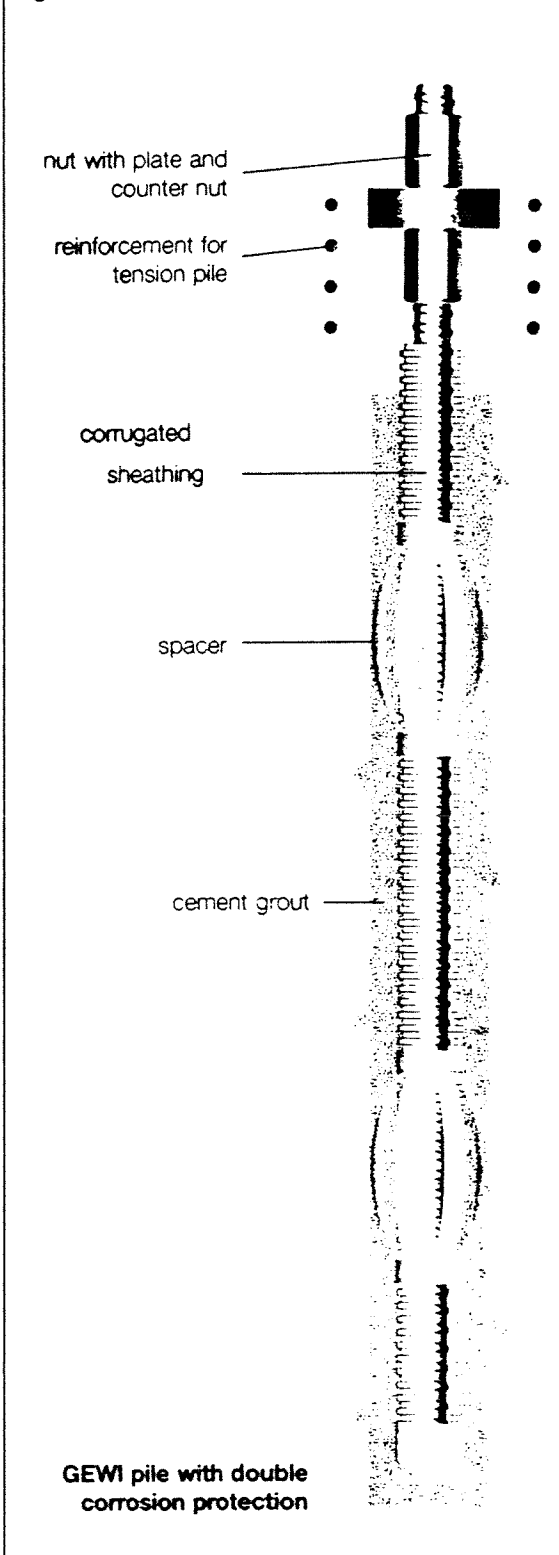
De kernstaaf heeft, afhankelijk van de te ontwikkelen trekkracht, een diameter van 32, 40, 50 of 63,5 mm. Ook is het mogelijk om binnen een casing meerdere kernstaven toe te passen.

Een kernstaaf van 50 mm heeft een representatieve treksterkte van ruim 560 N/mm^2 . Dit komt ongeveer overeen met een Vibro-Combinatiepaal met een kernpaal van 450 mm.

Het GEWI-staal is een warmgewalst, watergekoeld betonstaal in de kwaliteit FeB 500 met tweezijdig opgewalste ribben in de vorm van een linkse schroefdraad.

De kernstaaf wordt binnen de casing gecentreerd door afstandhouders. Zie figuur 2.

Figuur 2 GEWI-anker



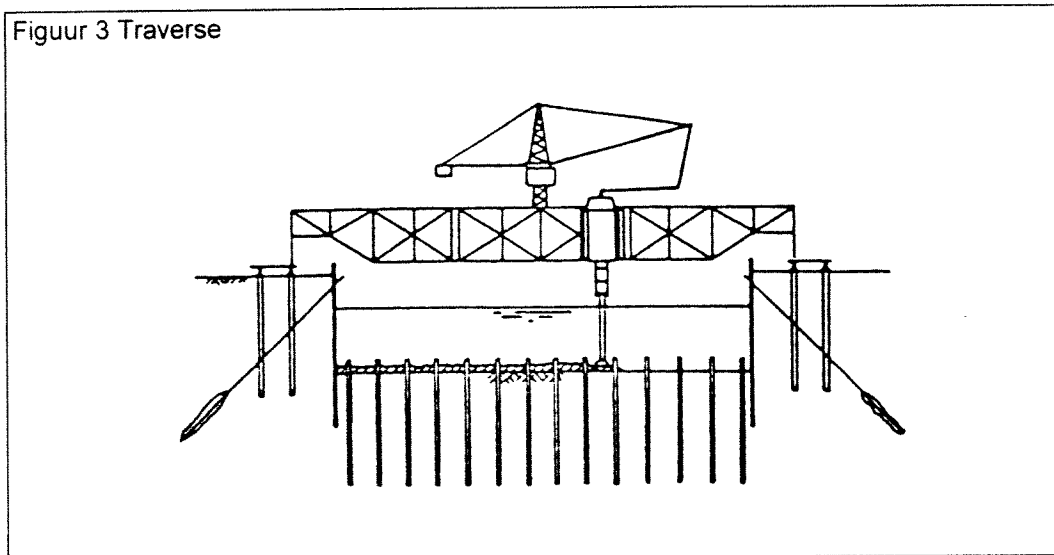
Hierna wordt bovenop de casing een 'dop' geplaatst, welke luchtdicht wordt afgekneveld en waardoor grout onder druk kan worden toegevoegd. Vervolgens wordt de boorbuis getrokken, onder het voortdurend onder een druk van circa 15 bar toevoegen van grout. Dit wordt gedaan over de gehele lengte waarover er trekkracht moet worden ontleend.

Op deze wijze ontstaat een slanke in de grond gevormde micro-paal met een groot trekvermogen. Het onderscheid met een 'gewoon' groutanker is volgens de leverancier een hoogwaardigere (stijvere en sterkere) kernstaaf, toepasbaarheid in iedere grondsoort (behalve niet-zandhoudend grind) en een zeer goede corrosie protectie mogelijkheid.

GEWI-ankers zijn onder andere toegepast bij de bouw van de nieuwe regeringsgebouwen in Berlijn (circa 7000 stuks!) en voor een ondergrondse parkeergarage in Alkmaar. Voor de Øresundtunnel is op zeer grote schaal eveneens gebruik gemaakt van een verticaal groutankersysteem, dat vergelijkbaar is met GEWI-ankers.

Aan het einde van deze bijlage is enige aanvullende informatie over dit systeem opgenomen.

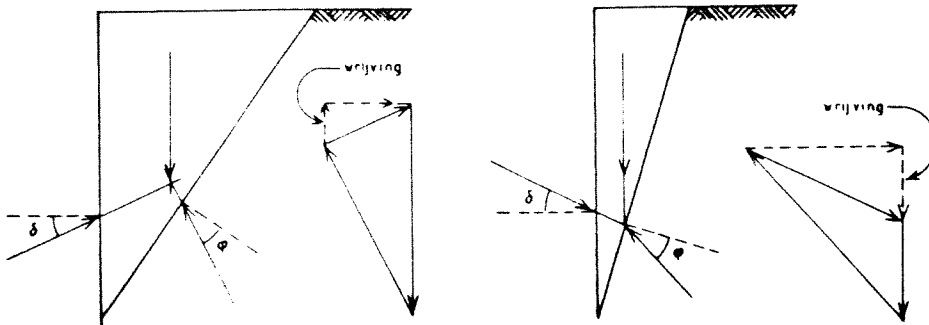
Geadviseerd wordt om voorafgaand aan uitvoering trekproeven uit te voeren op het toe te passen paalsysteem, in verband met de onzekerheid voor wat betreft het trekdraagvermogen. In het verleden is nl. nogal eens gebleken dat, hoewel er grondverdringende palen werden toegepast, de conusweerstand van sonderingen, na het aanbrengen van de palen, een lagere waarde hadden, dan ervoor. Wat de achtergrond hierachter is wordt momenteel bij Grondmechanica Delft onderzocht.



Voor het aanbrengen van beide systemen kan gebruik worden gemaakt van een in langsrichting verrijdbare traverse, zie figuur 3. Deze traverse kan ook gebruikt worden voor het storten van de onderwaterbetonvloer.

De (zware) traverse kan rijden over een rail op de diepwand, of over een rail op maaiveld achter de diepwand. Bij toepassing van een rail op de diepwand moet worden gecontroleerd of de diepwand ten gevolge van het gewicht van de traverse niet zakt ten opzichte van de grond. Wanneer dat gebeurt verandert de wandwrijvingshoek δ van teken, hetgeen leidt tot een aanmerkelijk grotere gronddruk, zie figuur 4.

Figuur 4 Invloed wrijvingsrichting op de grootte van de actieve gronddruk



Nadat de trekelementen zijn aangebracht kan worden begonnen met het storten van de onderwaterbetonvloer.

Aanbrengen onderwaterbetonvloer

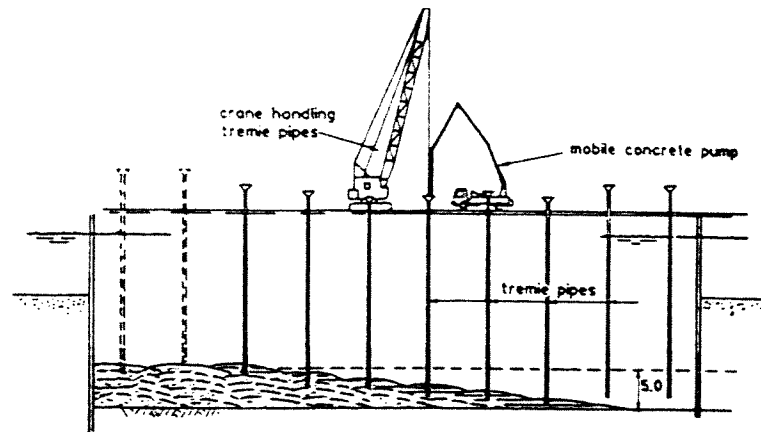
Bij de ongewapende onderwaterbetonvloer met trekelementen wordt de onderwaterbetonvloer tijdens de bouwfase gebruikt om de definitieve vloer van de tunnelbak in den droge te kunnen maken. Deze constructieve vloer zal worden verbonden met de trekelementen, die door de onderwaterbetonvloer heen steken. Op deze wijze kunnen besparingen worden gerealiseerd ten aanzien van de dikte van de constructieve vloer. Dit laatste is bijvoorbeeld succesvol toegepast bij de H.O.V. tunnel te Schiphol.

Voor het onderwaterbeton wordt algemeen een betonkwaliteit van B25 toegepast. Omdat verdichten onder water zeer slecht mogelijk is, zal de specie goed moeten uitvloeien. Voor het omhullen van palen of ankers en voor het verkrijgen van een vlakke betonvloer is een vloeibare specie met een grote zetmaat van 140 tot 180 mm nodig.

Het storten van de beton gebeurt in compartimenten van circa honderd meter lengte. Hierbij wordt bij hellingen altijd van onder naar boven gestort, om te voorkomen dat de nog vloeibare beton naar beneden wegzakt. Indien van onder naar boven wordt gestort vindt de nieuwe beton steun tegen de eerder gestorte.

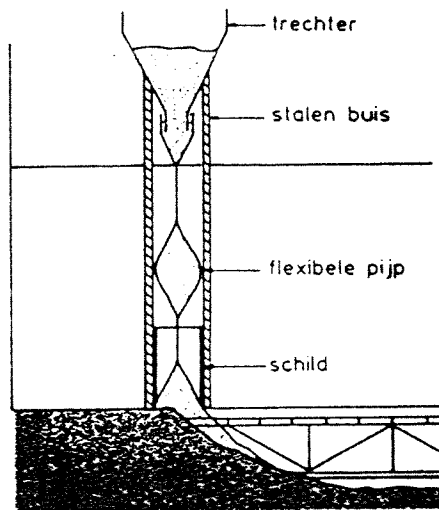
Bij de gangbare stortmethoden worden ontmenging, uitspoelen en insluitingen van water en eventueel aanwezig slib voorkomen door het contact tussen betonspecie en water zoveel mogelijk te beperken. In het verleden is onderwaterbeton gestort met behulp van bakken, afsluitbare kubels en stortbuizen met trechtersvormige reservoirs aan de bovenzijde, zogenaamde tremiepijpen, zie figuur 5.

Figuur 5 Tremiepijpen



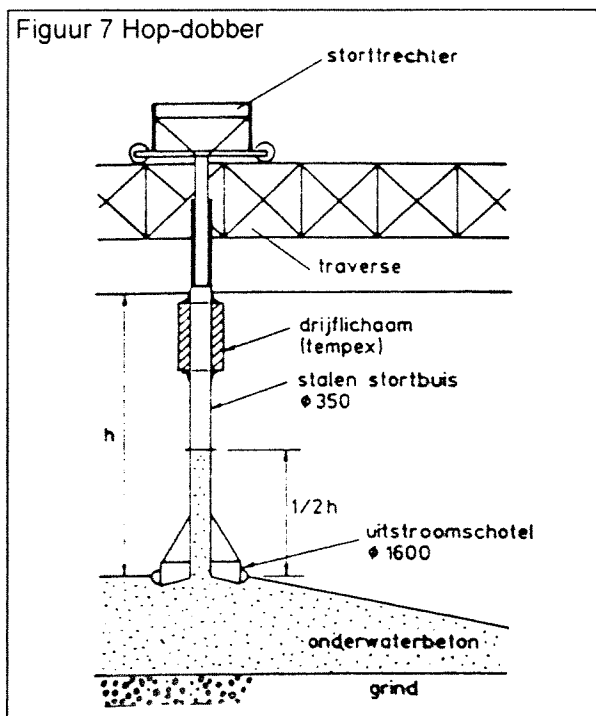
Twee recentere technieken, varianten op de stortbuis, zijn die waarbij gebruik wordt gemaakt van een hydroventiel of van de Hop-dobber. Deze technieken zullen worden besproken.

Figuur 6 Hydroventiel



- Hydroventiel

Het hydroventiel is een flexibele pijp die door een stalen buis (\varnothing 700 mm) met gaten is omgeven. De flexibele pijp wordt door de waterdruk steeds dichtgedrukt, zodat de betonspecie in brokken naar beneden zakt. Door middel van de stalen buis kan de hoogte van de onderkant van het hydroventiel nauwkeurig worden ingesteld, terwijl met het aan de onderzijde bevestigde schild de betonspecie kan worden uitgevlakt.



- Hop-dobber

De Hop-dobber bestaat uit een stortbuis met aan de onderzijde een uitstroomschotel. Het drijflichaam aan de stortbuis zorgt ervoor, dat de schotel met een geringe neerwaartse druk enige centimeters in de uitgestroomde specie wordt gedrukt. Op deze manier wordt uitspoelen van de specie en waterinsluitingen voorkomen.

Via een betonpomp en trechterpijp bovenop de stortbuis wordt betonspecie in de bouwput aangebracht. De dobber gaat op de uitgestroomde specie naar boven drijven, totdat de stortbuis een hoogte merkteken heeft bereikt.

Gewapende onderwaterbetonvloer

Een variant op de ongewapende onderwaterbetonvloer met trekpalen, zoals deze gebruikelijk wordt toegepast, is de gewapende onderwaterbetonvloer met trekpalen. Deze gewapende onderwaterbetonvloer zou tevens in de uiteindelijke constructie als definitieve vloer kunnen worden gebruikt. In 1981 verscheen CUR rapport 102, waarin vermeld staat, dat het op deze manier mogelijk zou zijn om te komen tot een kostenbesparing, die kan oplopen tot 13 % van de totaalsom.

De omstandigheden waarop deze cijfers gebaseerd zijn waren ideaal. Ervaringen bij Rijkswaterstaat hebben daarentegen aangetoond dat het toepassen van een gewapende onderwaterbetonvloer vaak zeer veel problemen met zich meebrengt.

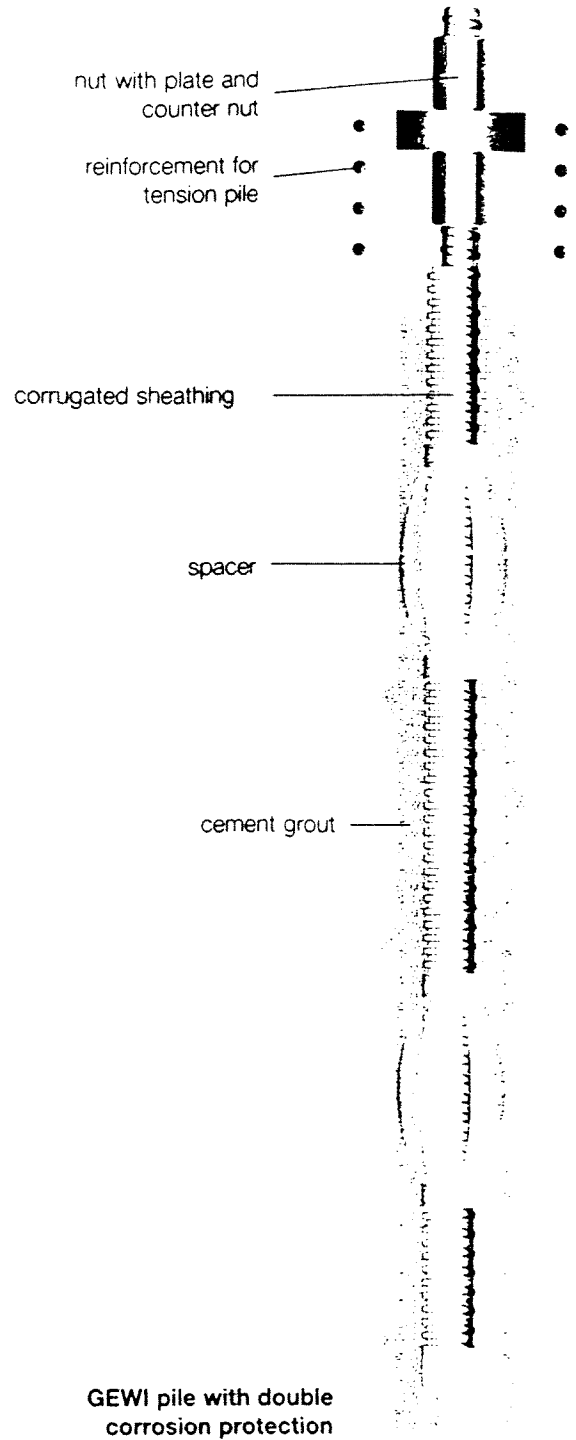
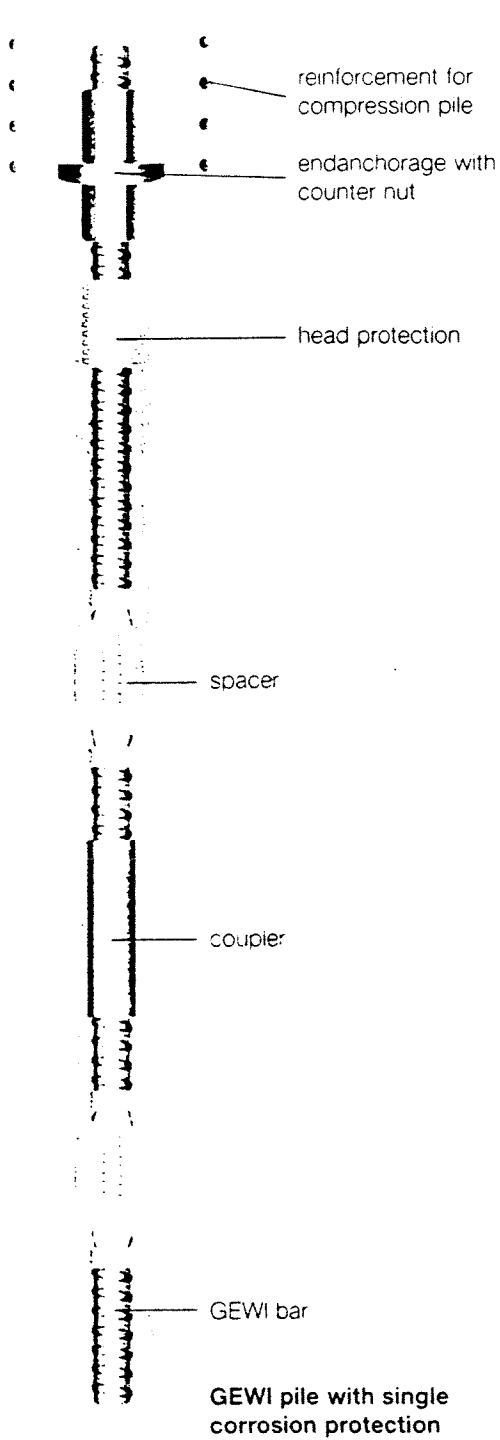
Zo is het inmeten van de koppen van de trekpalen onder water door duikers al bewerkelijk (de palen zullen, zeker bij grote diepten, altijd uit het geplande stramien blijken te staan; scheefstanden aan de kop tot een meter komen voor). Voor dit nieuw ingemeten stramien moeten, ter plaatse, de wapeningskorven worden geproduceerd.

Bovendien is het noodzakelijk dat de aaneengesloten wapeningskorven elkaar voldoende overlappen om een goede overdracht van de trekkrachten te garanderen. Het bovennet kan op het maaiveld al worden voorzien in uitstekende stekken. Voor het ondernet is dit niet mogelijk, i.v.m. het afzinken van de korf. Voor een overlap van de ondernetten moeten door duikers wapeningsstaafjes worden bijgeplaatst. Mede vanwege het slechte zicht onderwater is het zeer lastig om dit onder water te realiseren.

Een ander probleem doet zich voor bij de dekking op de wapening in het ondernet. Hoe nauwkeurig er ook ontgraven is, er zal een enigszins "hobbelig" bodemoppervlak zijn. De afstandhouders van de wapeningskorven tot de bodem, de zg. toffeets, moeten zodanig zijn aangebracht, dat overal voldoende dekking aanwezig is om corrosie van de wapeningsstaven te voorkomen. Dit is zeer bewerkelijk.

Voor Rijkswaterstaat is de gewapende onderwaterbetonvloer slechts éénmaal succesvol toegepast, bij een project te Den Bosch. De tegenvallende ervaringen bij de Zeeburgertunnel echter, waar de gewapende onderwaterbetonvloer ook is toegepast, waren zodanig, dat bij Rijkswaterstaat de gewapende onderwaterbetonvloer geen toepassing meer heeft gekregen.

GEWI pile



GEWI single bar pile

diameter [mm]	cross section [mm ²]	yield load [kN]	ultimate load [kN]
32	804	402	442
40	1257	628	691
50	1963	982	1080
63,5	3167	1758	2217

GEWI multi bar pile

diameter [mm]	cross section [mm ²]	yield load [kN]	ultimate load [kN]
3 x 32	2412	1206	1327
1 x 40, 1 x 50	3220	1610	1771
3 x 40	3770	1885	2074
2 x 50	3927	1963	2160
2 x 40, 1 x 50	4477	2238	2462
1 x 40, 2 x 50	5184	2592	2851
3 x 50	5890	2945	3240

GEWI-Pile: Strong, but slender -

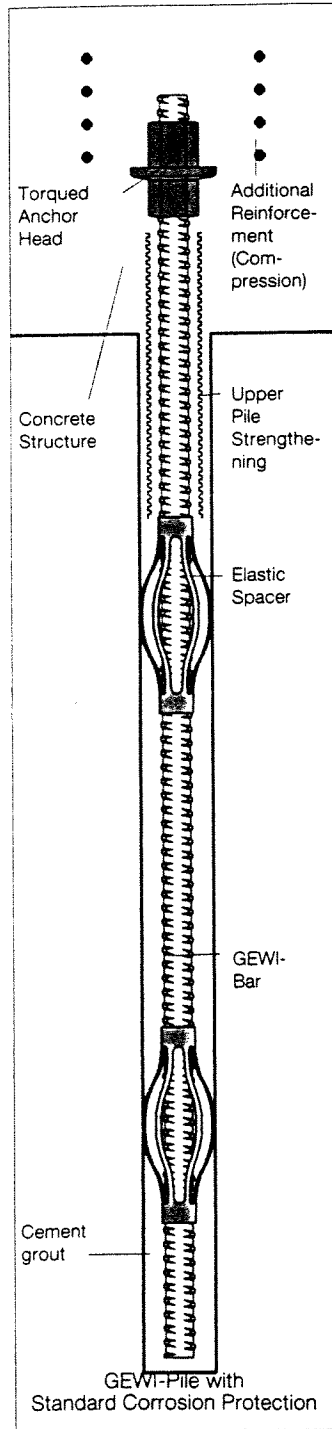
The GEWI-Pile represents the consistent development towards minimizing the diameter, while maintaining a high bearing capacity.

It convinces by its simple design (Fig. 6).

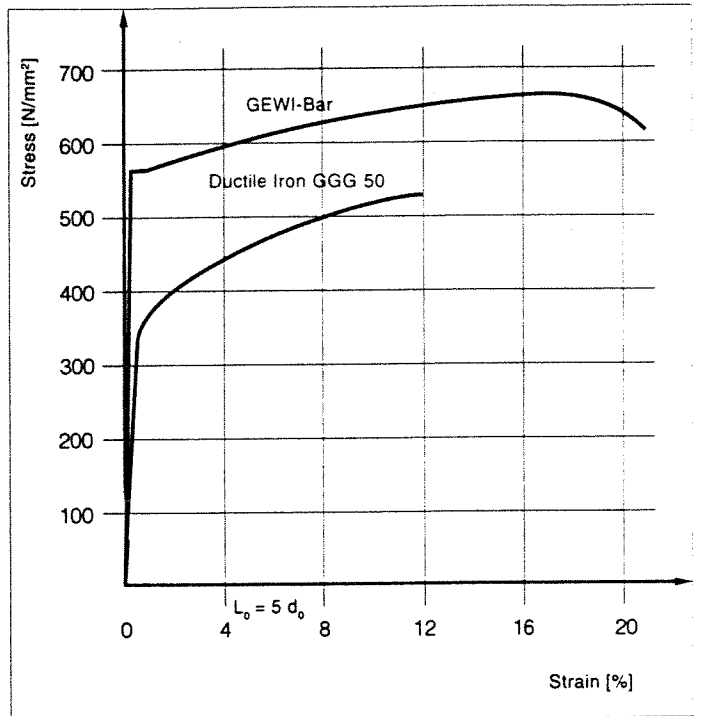
Core of the pile is the GEWI-Bar with hot-rolled continuous thread deformations on both sides, the coarse GEWI-Thread. The grout body encasing the steel provides the Standard Corrosion Protection, enables the force transfer into the rock or soil, as well as stabilization against buckling in weak soil layers.

The GEWI-Pile combines a multitude of advantages:

- The small drill hole diameter (Fig. 8) allows economic drilling methods. Drilling through hard obstacles (Fig. 9) and bonding into rock is easily accomplished.
- The stress strain curve shows high ductility at high strength (Fig 7) required for shear deformations and seismic loads.
- Compression and tensile loads, also alternating loads, can be transferred into the underground by skin friction along the grout body.
- Compared to conventional drilled piles, the GEWI-Pile has a greater elasticity. A combined load transfer by GEWI-Pile and foundation slab may be chosen when the economic conditions so warrant.

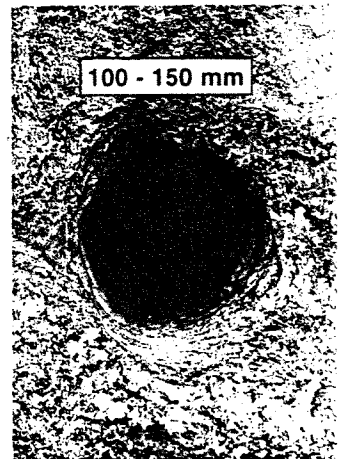


6



7

- Continuing settlements of a structure can be stopped by preloaded GEWI-Piles (Fig 15, Page 6).
- The GEWI-Bar, as a centrally located load bearing element, allows the installation of a Double Corrosion Protection system, unique in the pile technology (Fig 21, Page 9).
- The coarse GEWI-Thread guarantees maximum bond between GEWI-Bar and cement grout with uniform bearing behavior.
- The continuous coarse GEWI-Thread allows GEWI-Anchorage and GEWI-Splices at any given point.



8

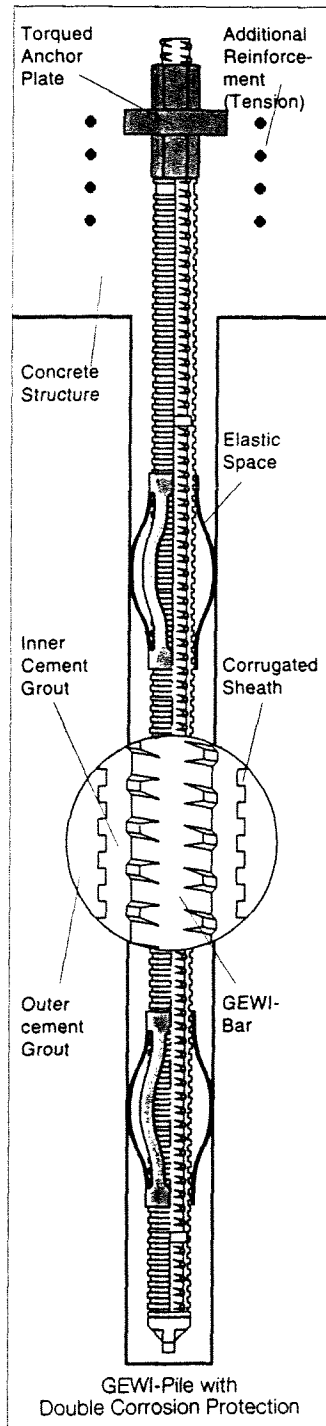
and permanently protected.

The Standard Corrosion Protection

The GEWI-Bar at the core of the pile is normally surrounded by a cement grout layer at least 20 mm thick. The high ph-value of the cement grout increases the steel with an alkaline medium which passivates the steel surface.

The Standard Corrosion Protection is permanent for compressive loads. Because of the high thread deformations, the grout body remains homogeneous. Problems of debonding do not occur.

Under tensile loads, the threaded-deformations cause a uniform distribution of very fine hair cracks in the cement grout. The crack width is further limited by the low elongation of the GEWI-Bar. Further, the GEWI-Bar resists corrosion because of the optimum surface to cross section ratio. For permanent applications, Double Corrosion Protection should be used beyond an acceptable crack width.



21



22

The Double Corrosion Protection

The centrally located GEWI-Bar allows the installation of a corrugated sheathing which, besides the cement grout, functions as an additional barrier against corrosion. The inner cement grout is shop preferably injected.

The Double Corrosion Protected GEWI-Pile is installed easily as the GEWI-Pile with Standard Corrosion Protection.

The pile load is transferred into the underground over the full length easily through the ribs in the corrugated sheath and the outer cement grout.

In the pile technology necessity of the Double Corrosion Protection of the GEWI-Pile should be specifically stressed in:

- Piles driven in aggressive media, such as seawater, water leaking from dump sites (Fig. 20)
- Tensile piles with permanent applications

The concept of the Double Corrosion Protection is also used when the force transfer into the ground needs to be discontinued by means of a smooth sheath, as, e.g. at pile tests or for a high pile elasticity

Design, Quality Control and Pile Testing

Working Load of the GEWI-Pile, Grade St 500/550							
Service Life		Load Case 1 - 3 (acc. German Standard)					
		Compression			Tension		
< 2 years with Standard Corrosion Protection		1	2 and 3	1 to 3	-		
≥ 2 years with Standard Corrosion Protection		1	2 and 3	2 and 3	1		
</> 2 years with Double Corrosion Protection		1	2 and 3	1 to 3	-		
	Bar Ø [mm]	Steel Characteristics		Working Load			
		A [mm²]	F _y = A · b _y [kN]	F _y /1,71 [kN]	F _y /1,50 [kN]	F _y /1,75 [kN]	F _y /3,03 [kN]
GEWI-Pile	32	804	402	235	268	230	133
	40	1257	628	367	419	359	207
	50	1963	982	574	654	561	324
	63,5*	3167	1758	1028	1172	1004	523
GEWI-Multibar Pile	3 x 32	2412	1206	705	804	689	398
	1 x 40	3220	1610	942	1073	920	531
	1 x 50						
	3 x 40	3770	1885	1102	1257	1077	622
	2 x 50	3927	1963	1148	1309	1122	648
	2 x 40	4477	2238	1309	1492	1279	739
	1 x 50						
	1 x 40	5184	2592	1516	1728	1481	855
2 x 50							
3 x 50	5890	2945	1722	1963	1683	972	

Load Case 1
Permanent loads and regular traffic loads

Load Case 2
Load case 1 plus occasional high traffic loads

Load Case 3
Load case 2 plus extraordinary loads

Example for using the table

Service Life: ≥ 2 years with standard corrosion protection

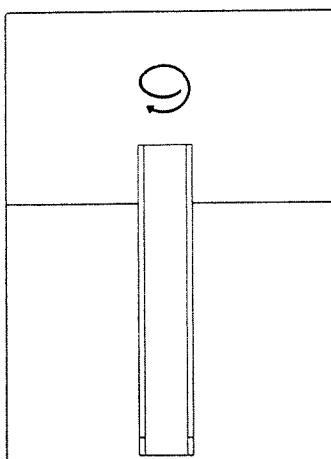
Load Case: Load Case 1, compression

GEWI-Pile: 50 mm dia.

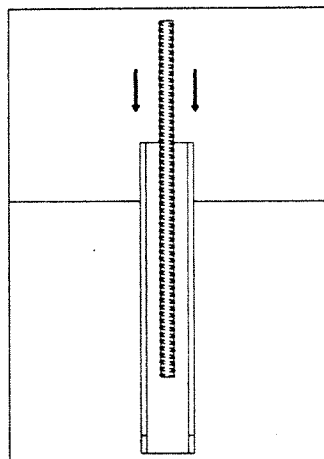
Working Load: 574 kN

* Remark:
bar dia. 63,5 use of grade BSt 555/700

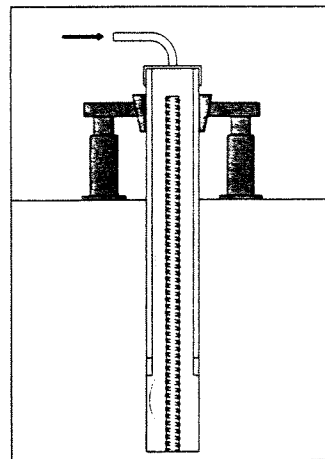
1. Drilling



2. Installation



3. Grouting...



GEWI-Pile:
Fast -
Economic -
Versatile -

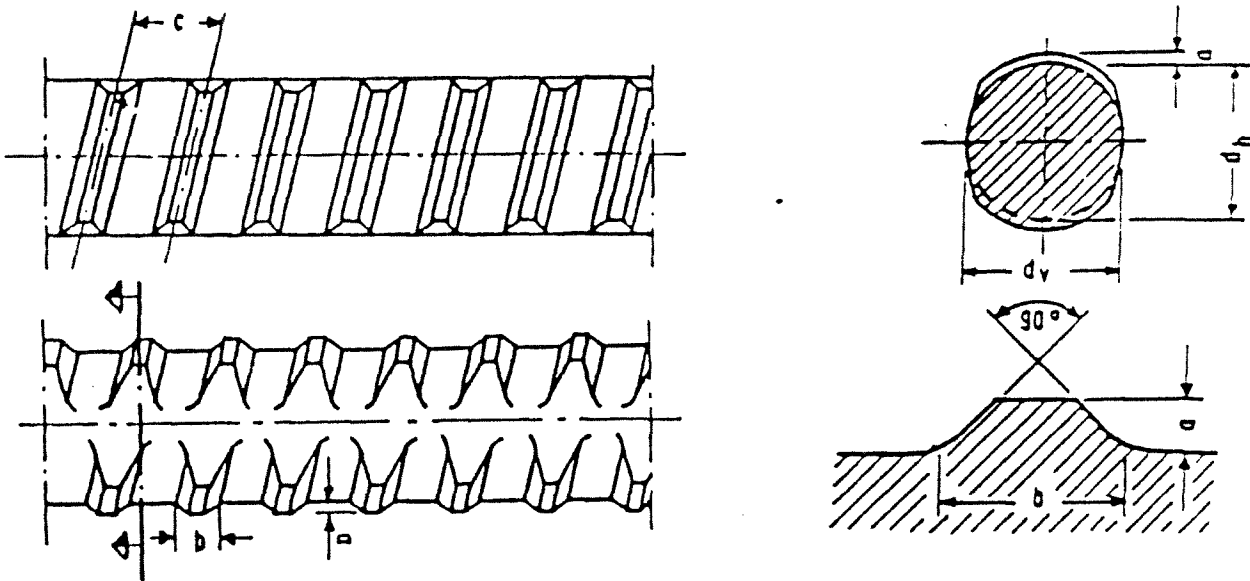
GEWI-staven

Het GEWI-staal is een warmgewalst, watergekoeld betonstaal in de kwaliteit FeB 500 met tweezijdig opgewalste ribben in de vorm van een linkse schroefdraad.
 Het GEWI-staal voldoet aan de DIN 488 gestelde eisen, ook met betrekking tot de lasbaarheid.

Mechanische eigenschappen:

Treksterkte	: R_{mk}	550 N/mm ²	\emptyset 63 mm:	R_{mk}	= 700 N/mm ²
0,2 % - rekgrens	: $R_{p0,2k}$	500 N/mm ²		$R_{p0,2k}$	= 550 N/mm ²
Rek bij max. belasting	: A_{gk}	10 %			
Vermoeingssterkte	: $\Delta \sigma_{2 \times 10^6}$	215 N/mm ² voor staven \emptyset 16 t/m \emptyset 32 mm 210 N/mm ² voor staven \emptyset 40 190 N/mm ² voor staven \emptyset 50			

Profilering



Het GEWI-staal is in de volgende diameters verkrijgbaar:

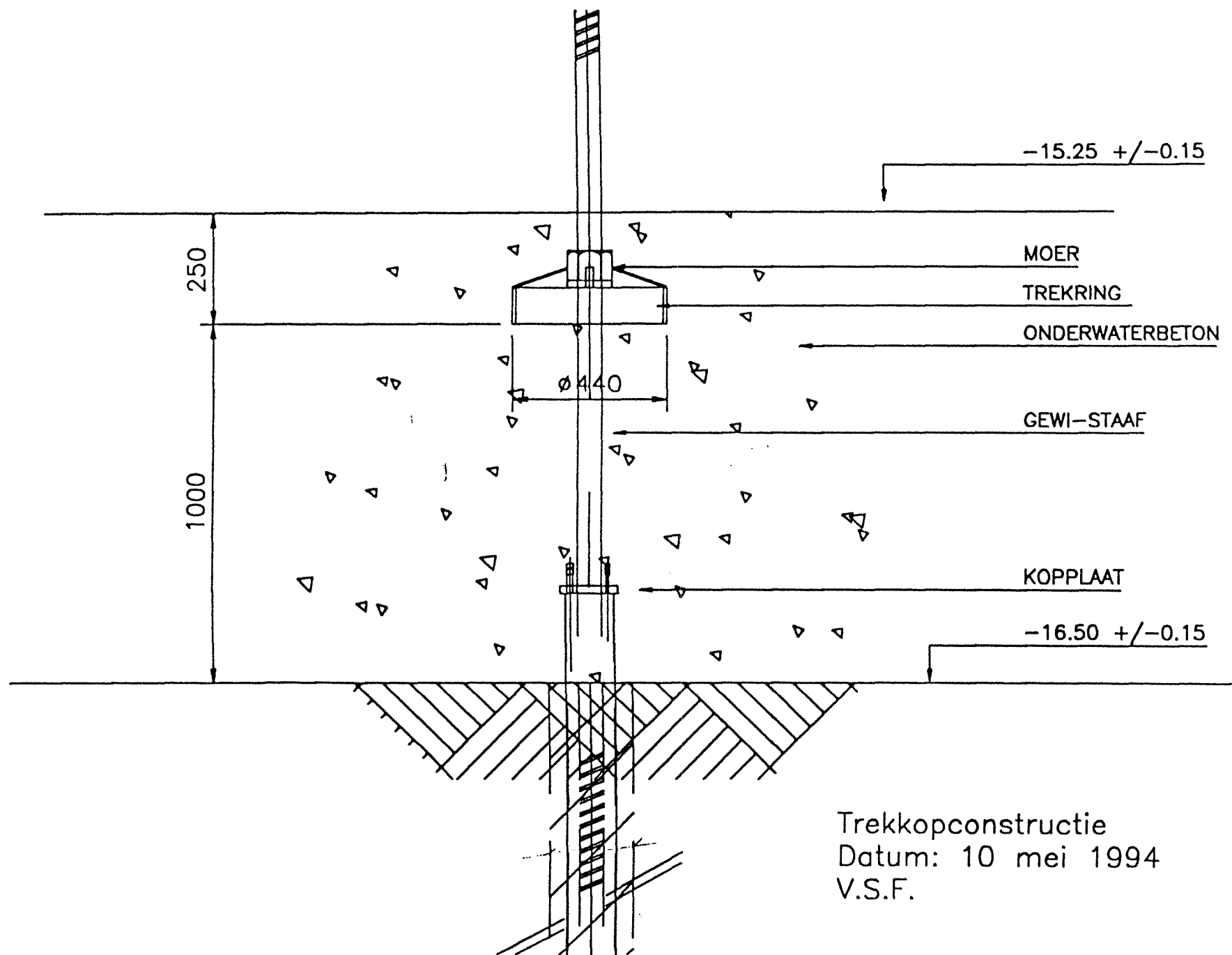
Neendiameter (mm)	16	20	25	28	32	40	50	63
As (mm ²)	200	314	491	616	803	1.256	1.963	3.117
G (kg/m ¹)	1,57	2,47	3,85	4,83	6,3	9,87	15,4	24,5
Spoed a x c (mm)	1,0 x 8	1,3 x 10	1,6 x 12,5	1,8 x 14	2,1 x 16	2,4 x 20	2,7 x 26	2,7 x 21
Kerndiameter dn (mm)	15,9	19,5	24,4	27,3	31,2	39,1	48,9	62,4
F _{breuk} (kN)	110	172	270	338	441	650	1.080	2.182
F _{0,2%} (kN)	100	157	245	308	401	628	981	1.714

Leverlengte: normaal tot 15 m leverbaar
 andere lengtes op aanvraag

DIWIDAG-SYSTEMS
 INTERNATIONAL



Veilingweg 2
 5301 KM Zaltbommel (NL)
 Telefoon 0418 - 578922
 Telefax 0418 - 513012



Trekkopconstructie
 Datum: 10 mei 1994
 V.S.F.

Bijlage 3.2

Uitvoeringsmethoden afzinken tunnelementen

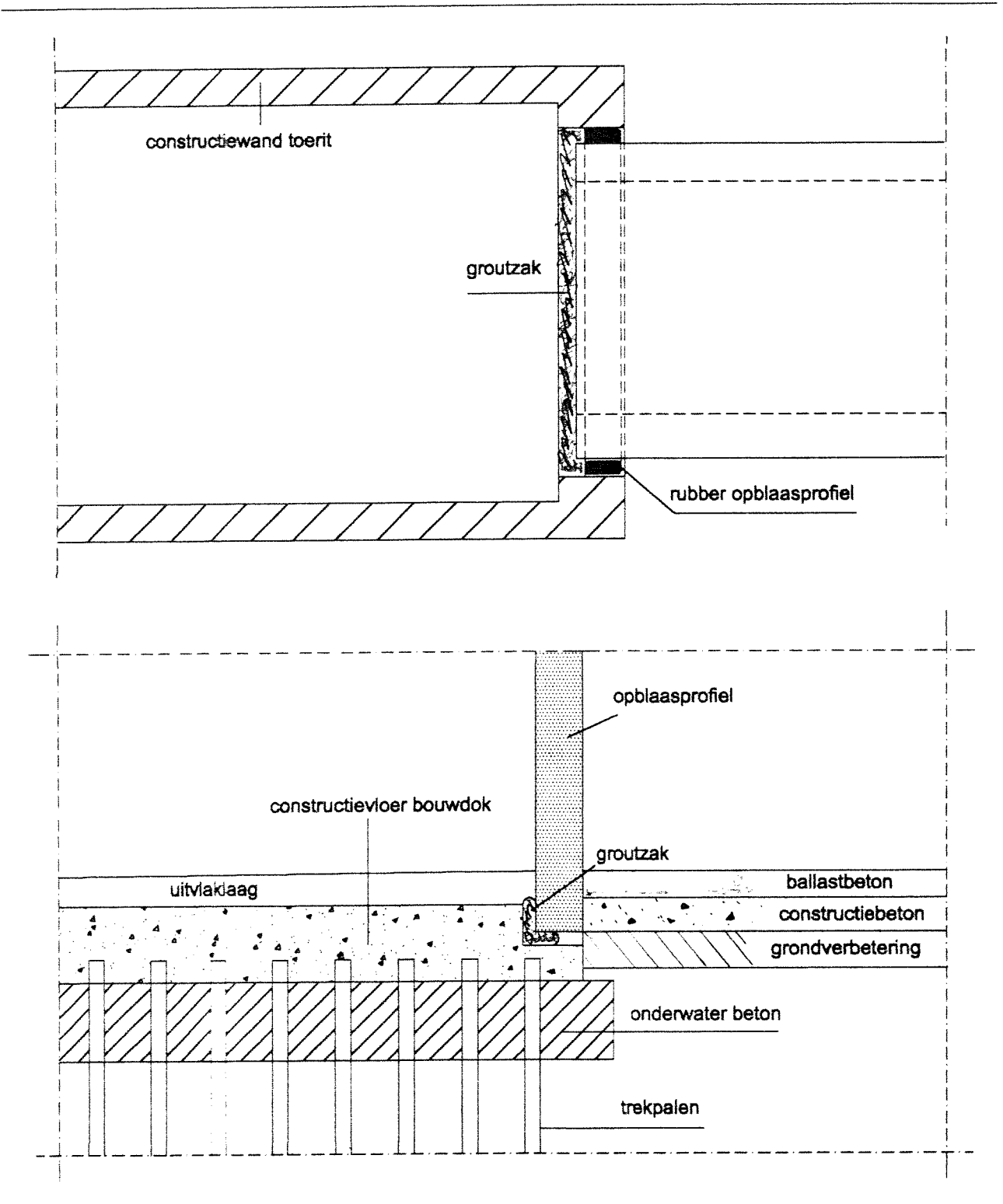
Bij het tegelijkertijd realiseren van een tunnelement in beide toeritten speelt het probleem dat op het moment dat de tunnelementen gereed zijn en kunnen worden uitgevaren er nog geen landhoofd is, waartegen dat zou moeten gebeuren. De beide elementen uitvaren en tijdelijk laten wachten tot één zijde gereed is om tegenaan af te zinken kan ook niet, omdat dit ofwel het stroomvoerende profiel teveel beperkt, ofwel er oneconomisch veel graafwerk dient te worden verricht om ze elders te parkeren. In deze bijlage worden twee mogelijkheden aan de hand gedaan, waarbij één mogelijkheid wat verder is uitgewerkt.

Een mogelijkheid, welke nog niet eerder is toegepast, zou eventueel kunnen zijn om de elementen tegen elkaar aan te laten afzinken. Nadat de bouwkuipen weer zijn voorzien van kopschermen en zijn leeggepompt kunnen hierin de aansluitende delen in situ worden gemaakt. Deze delen moeten worden voorzien van kopschotten, om te voorkomen dat ze volstromen zodra de waterkerende schermen van de bouwkuipen weer worden verwijderd. Na voltooiing van beide aansluitende delen kunnen aan beide zijden sluitvoegen worden gemaakt, op de manier zoals dat voor afzinktunnels gebruikelijk is.

Een andere oplossing, welke eveneens nog niet eerder is uitgevoerd, is het laten afzinken van één element tegen een 'drempel' van de constructievloer van de bouwkuip, waarna het tunnelement uit de tegenoverliggende bouwkuip tegen het eerste kan worden afgezonken. De drempel kan worden gezien als een verdieping van de constructieve vloer van de bouwkuip (zie figuur 1).

Om een goede waterdichte aansluiting tussen de twee elementen onderling ook na het wegvallen van de hydrostatische druk op één der kopwanden te waarborgen kan tussen de constructievloer van het tweede uitgevaren element en de drempel van het bijbehorende bouwdok een toepassing van opblaasbare groutzakken dienen. (Ter vergelijking: bij 'gewone' afgezonken tunnels worden in de sluitvoeg wiggen tussende aansluitende wanden voor dit doel toegepast.)

Figuur 1 Alternatieve oplossing, afzinken tunnelement tegen drempel bouwdok



Bij deze manier van werken speelt het probleem dat op het moment dat de tunnelementen gereed zijn en kunnen worden uitgevaren er nog geen landhoofd is, waartegen dat zou moeten gebeuren. De beide elementen uitvaren en tijdelijk laten wachten tot één zijde gereed is om tegenaan af te zinken kan ook niet, omdat dit ofwel het stroomvoerende profiel teveel beperkt, ofwel er oneconomisch veel graafwerk dient te worden verricht om ze elders te parkeren. Twee oplossingen voor dit probleem worden besproken in bijlage 3.2

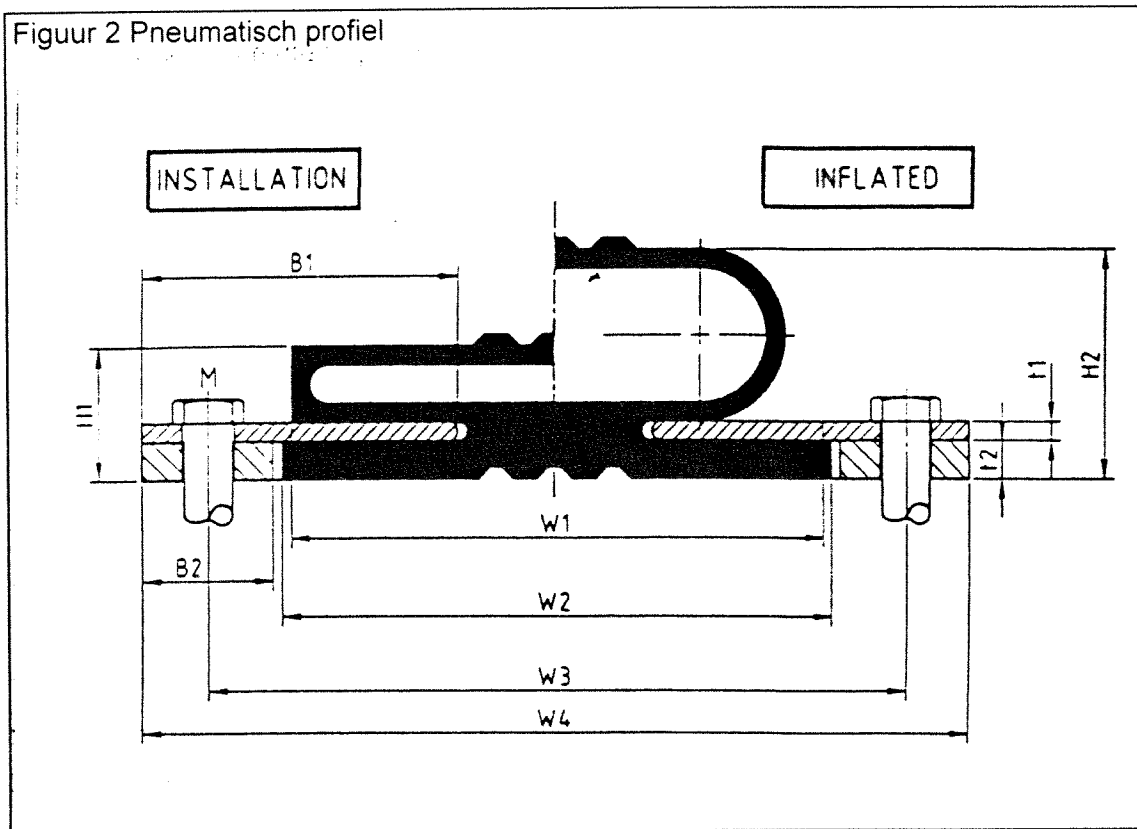
Een mogelijkheid, welke nog niet eerder is toegepast, zou eventueel kunnen zijn om de elementen tegen elkaar aan te laten afzinken. Nadat de bouwkuipen weer zijn voorzien van kopschermen en zijn leeggepompt kunnen hierin de aansluitende delen in situ worden gemaakt. Deze delen moeten worden voorzien van kopschotten, om te voorkomen dat ze volstromen zodra de waterkerende schermen van de bouwkuipen weer worden verwijderd.

Na voltooiing van beide aansluitende delen kunnen aan beide zijden sluitvoegen worden gemaakt, op de manier zoals dat voor afzinktunnels gebruikelijk is.

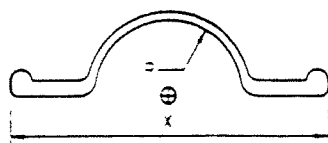
Een andere oplossing, welke eveneens nog niet eerder is uitgevoerd, is het laten afzinken van één element tegen een 'drempel' van de constructievloer van de bouwkuip, waarna het tunnelement uit de tegenoverliggende bouwkuip tegen het eerste kan worden afgezonken. De drempel kan worden gezien als een verdieping van de constructieve vloer van de bouwkuip (zie figuur 3.25).

Om een goede waterdichte aansluiting tussen de twee elementen onderling ook na het wegvallen van de hydrostatische druk op één der kopwanden te waarborgen kan tussen de constructievloer van het tweede uitgevaren element en de drempel van het bijbehorende bouwdok een toepassing van opblaasbare groutzakken dienen. (Ter vergelijking: bij 'gewone' afgezonken tunnels worden in de sluitvoeg wiggen tussende aansluitende wanden voor dit doel toegepast.)

De waterafdichting tussen de zijkanten van het tunnelement en de uitvaaropening van het bouwdok kan worden gerealiseerd, door middel van oppompbare rubberprofielen (zie figuur 2).



Figuur 3 Omega-profiel



MATEN X EN P ZIJN AFHANKELIJK VAN HET GEKOZEN PROFIEL.

Een secundaire waterafsluiting kan worden verkregen door toepassing van zogenaamde omega-profielen (zie figuur 3). Dit profiel kan worden toegepast bij zowel de onderkant, als bij de zijkanten van de aansluiting

Omdat voor het afzinken van de tunnelementen gebruik wordt gemaakt van ballastbeton, zal het voor de hand liggen, dat het vloerpeil van de elementen hoger ligt dan het vloerpeil van de aansluitende bouwdokken. Dit kan worden opgelost door toepassing van een uitvlaklaag.

Goedkoper, maar ongunstiger qua bouwtijd is het om slechts één toerit uit te rusten als bouwdok. Met deze manier van werken hoeft er slechts één bouwkuip met overbreedte te worden gemaakt en hoeft er slechts één sluitvoeg te worden aangebracht.

Een andere mogelijkheid zou kunnen zijn, om na het gereed komen en uitvaren van de elementen, een in het voren gemaakt frame van staal of beton tegen de kopse zijde toerit te plaatsen, waarmee bereikt wordt, dat de uitvaaropening zodanig beperkt wordt, dat het mogelijk is om het element daartegenaan af te laten zinken.

Bijlage 4.1

Representatieve ontwerpberekening gewichtsvloer

De ontwerpberekening van de gewichtsvloer wordt hier uitgevoerd voor een deel van het stedelijk gebied.

Geprobeerd is om bij de uitvoeringsmethoden voor het stedelijk gebied, welke uitgingen van toepassing van een onderwaterbetonvloer (uitvoeringsmethoden A en B), waar dit mogelijk was, een gewichtsvloer toe te passen. Zoals in paragraaf 4.2 al was aangegeven is het in de praktijk niet gebruikelijk om voor een gewichtsvloer een grotere dikte toe te passen dan 1,75 m. Besloten is dan ook om deze afmeting als uitgangspunt te nemen voor de bepaling van de grenzen van het gebied waar nog een gewichtsvloer kan worden toegepast.

Uitgangspunten:

- De maximale theoretische dikte H_{th} van de gewichtsvloer bedraagt 1,75 m
- De toleranties t_o en t_b aan resp. de onder- en bovenzijde van de gewichtsvloer bedragen 300 mm
- De dikte van de asfaltlaag van het wegdek w bedraagt 90 mm
- De dikte van de constructieve vloer wordt ingeschat op 600 mm.
- De dikte van de werkvloer v bedraagt 70 mm
- De dikte van de uitvullaag u bedraagt 100 mm
- Het dwarsafschot van het wegdek, in verband met regen- en schoonmaakwater, bedraagt 1:40
- De maatgevende stijghoogte wordt hier gehouden op de maximale grondwaterstand met een overschrijdingsfrequentie van eens per honderd jaar.

Voor een duidelijk overzicht van de opbouw wordt verwezen naar figuur 4.2 op bladzijde 64 van het eindverslag.

Om de hoogte van de onderkant van de gewichtsvloer te bepalen dient men uit te gaan van de hoogte, waarop het wegdek volgens het vertikaal alignement is weergegeven. De hoogte van het wegdek is gegeven ter plaatse van het as-lengte profiel. Voor de Roertunnel is dit as-lengteprofiel gedefinieerd in het midden van de tunneldoorsnede (bron: projectbureau A 73-Zuid). Omdat er in het midden van de tunnel geen wegdek is - hier bevindt zich immers de dienst/vluchtgang - is er voor gekozen om de hoogte, zoals gedefinieerd ter plaatse van het as-lengteprofiel horizontaal te verschuiven naar de buitenkant van de wand van de vluchtgang.

Dit levert voor de relatieve zakking t.o.v. het as-lengteprofiel de volgende waarde:

$$a = \tan\alpha * l = \frac{1}{40} * 14,20 \approx 0,35 m$$

Om de grenzen te bepalen van het gebied waar onder de geldende uitgangspunten nog een gewichtsvloer kan worden toegepast, moeten de vergelijkingen voor de neerwaartse en de opwaartse spanning worden ingevuld, waarbij dus voor H_{th} 1,75 m moet worden genomen. Vervolgens moet het quotient van de neerwaartse en de opwaartse belasting worden getoetst aan de over-all veiligheidseis. Omdat er van mag worden uitgegaan dat de bouwtijd zeker meer dan een jaar zal bedragen dient voor deze veiligheidseis 1,1 te worden genomen.

$$q_{neerw.d} = H_{th} * 23 * 0,9$$

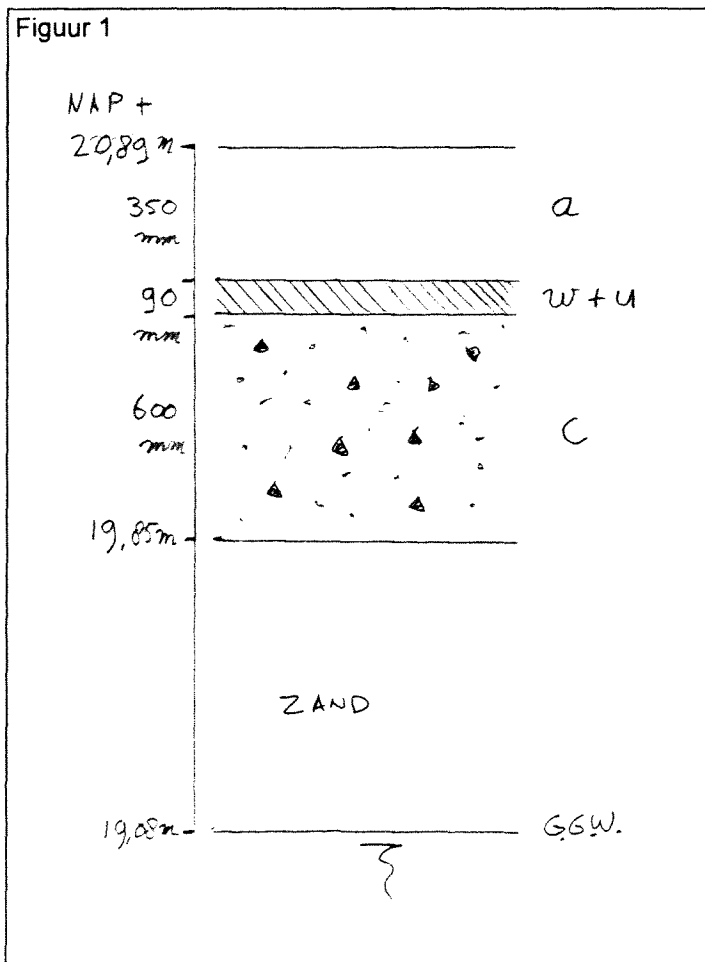
$$q_{opw.d} = (H_{hgw} - H_{wegdek} + (a + w + c + v + u + H_{th} + \frac{1}{2}t_b)) * 10 * 1,2$$

$$\frac{q_{neerw.d}}{q_{opw.d}} \geq 1,$$

Met deze drie vergelijkingen is het mogelijk om iteratief een gebied te vinden, waarvan de grenzen liggen op metreringen die de juiste combinatie van H_{hgw} en H_{wegdek} hebben. Hiertoe is een spreadsheetmodel opgezet, waarvan de resultaten in deze bijlage terug zijn te vinden. Met behulp van dit spreadsheetmodel is ook iteratief de lokatie binnen dit gebied bepaald waar de dikte van de gewichtsvloer minimaal is. De resultaten staan in onderstaande tabel 1.

tabel 1

	metrering	dikte gewichtsvloer
Westgrens sectie H	9.260 m	1,75 m
grens secties H en I	9.465 m	0,90 m
Oostgrens sectie I	9.810 m	1,75 m



Op metrering 9.260 is de gemiddelde grondwaterstand gelegen op een niveau van NAP + 19,08 m. Het wegdek ligt hier op NAP + 20,89 m. Bij een hoogte opbouw, zoals hiervoor is bepaald, ligt de onderkant van de constructieve betonvloer dan op 19,85 (E.e.a. is weergegeven in figuur 1).

Dit houdt in dat op deze maatgevende lokatie, waar de grootste dikte van de gewichtsvloer zou moeten komen, zonder problemen met een piekbemaling zou kunnen worden volstaan. De ontgravingsdiepte zonder toepassing van een onderwaterbetonvloer ligt immers ruim boven de gestelde grens van een halve meter boven de gemiddelde grondwaterstand. (Meer in het bijzonder kan bovendien nog worden opgemerkt, dat bij een gemiddelde grondwaterstand de gewichtsvloer in dit geval voor een groot deel

boven het waterpeil zou komen te liggen, hetgeen dus niet strookt met de term onderwaterbeton.)

De reden dat de gewichtsvloer in deze situatie zo ongunstig blijkt uit te komen is tweeledig. Ten eerste is het niveau van de ontwerpwaterstand aanzienlijk hoger gelegen dan het niveau van de gemiddelde waterstand. ten tweede is de voorgeschreven veiligheid tegen opdrijven, uitgedrukt in twee belastingfactoren en een extra over-all factor, zeer groot. Aangezien de veiligheidsfactoren echter staan voorgeschreven in de V.B.B. (Voorschriften Beton Bruggen), kunnen deze niet zonder meer worden gereduceerd.

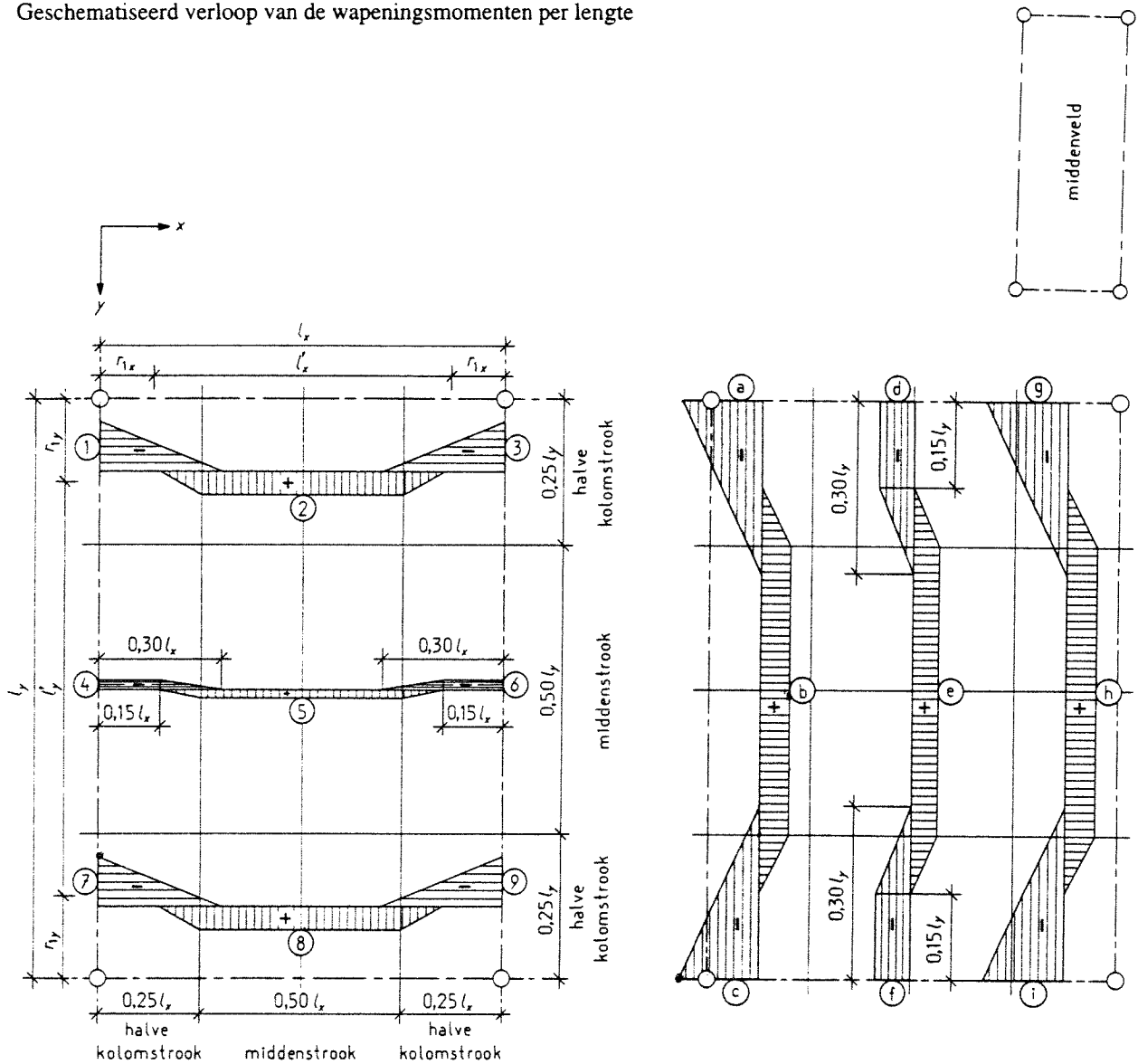
Geconcludeerd kan worden, dat de gewichtsvloer voor de Roertunnel op geen enkele lokatie een reële toepassingsmogelijkheid is gebleken.

Bepaling grenzen gedeelte toepasbaar met gewichtsvloer						
Opsteller:	D. Stoop					
Datum:	10-3-1998					
begin metrerering: 9260 m						
HGW		m	a		mm	Controle Dikte Gewichtsvloer:
hoogte		m	w		mm	eis: $q(\text{neer})/q(\text{op}) > 1,10$
			c		mm	==> voldoet
B		m	v		mm	
			u		mm	Controle Constructievloer
q(d,neerw)	36,23	kN/m ²	t(b)		mm	q(d,neerw) 12,96 kN/m ²
q(d,opw)	32,47	kN/m ²	A	1450	mm	q(d,opw) 7,63 kN/m ²
q(res,opw)	-3,75	kN/m ²	0,5*t(o)		mm	q(res,opw) -5,33 kN/m ²
q(n)/q(o)	1,115576		som	3110	mm	==> voldoet
eind metrerering: 9810 m						
HGW		m	a		mm	Controle Dikte Gewichtsvloer:
hoogte		m	w		mm	eis: $q(\text{neer})/q(\text{op}) > 1,10$
			c		mm	==> voldoet
B		m	v		mm	
			u		mm	Controle Constructievloer
q(d,neerw)	36,23	kN/m ²	t(b)		mm	q(d,neerw) 12,96 kN/m ²
q(d,opw)	32,38	kN/m ²	A	1450	mm	q(d,opw) 7,54 kN/m ²
q(res,opw)	-3,85	kN/m ²	0,5*t(o)		mm	q(res,opw) -5,42 kN/m ²
q(n)/q(o)	1,118884		som	3110	mm	==> voldoet
midden metrerering: 9465 m						
HGW		m	a		mm	Controle Dikte Gewichtsvloer:
hoogte		m	w		mm	eis: $q(\text{neer})/q(\text{op}) > 1,10$
			c		mm	==> voldoet
B		m	v		mm	
			u		mm	Controle Constructievloer
q(d,neerw)	18,63	kN/m ²	t(b)		mm	q(d,neerw) 12,96 kN/m ²
q(d,opw)	16,55	kN/m ²	A	600	mm	q(d,opw) 1,91 kN/m ²
q(res,opw)	-2,08	kN/m ²	0,5*t(o)		mm	q(res,opw) -11,05 kN/m ²
q(n)/q(o)	1,125816		som	2260	mm	==> voldoet

Bijlage 4.2

Tabel 19 - Wapeningsmomenten per lengte in vlakke plaatvloeren onder gelijkmatig verdeelde belasting
Middenveld

Geschematiseerd verloop van de wapeningsmomenten per lengte



Momentencoëfficiënten

l_y/l_x	$m_{xx}^* = 0,001 p_d l_x^2 \times$									$m_{yy}^* = 0,001 p_d l_y^2 \times$								
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	a	b	c	d	e	f	g	h	i
1,0	-132	+ 54	-132	- 40	+ 34	- 40	-132	+ 54	-132	-132	+ 54	-132	- 40	+ 34	- 40	-132	+ 54	-132
1,2	-140	+ 61	-140	- 34	+ 30	- 34	-140	+ 61	-140	-180	+ 69	-180	- 67	+ 53	- 67	-180	+ 69	-180
1,4	-146	+ 67	-146	- 28	+ 25	- 28	-146	+ 67	-146	-235	+ 89	-235	-102	+ 77	-102	-235	+ 89	-235
1,6	-151	+ 73	-151	- 22	+ 21	- 22	-151	+ 73	-151	-296	+112	-296	-145	+104	-145	-296	+112	-296
1,8	-155	+ 78	-155	- 18	+ 17	- 18	-155	+ 78	-155	-363	+140	-363	-195	+134	-195	-363	+140	-363
2,0	-159	+ 81	-159	- 14	+ 14	- 14	-159	+ 81	-159	-437	+171	-437	-251	+167	-251	-437	+171	-437

Bijlage 4.3

Ontwerpberekening O.W.B. vloer met trekpalen

Op de volgende bladzijde is de uitvoer gegeven van het spreadsheetmodel, opgezet voor de berekening van ongewapende onderwaterbeton vloeren, ondersteund met trekpalen. Het spreadsheetmodel volgt exact de beschreven algemene berekeningswijze in paragraaf 4.3.

De invoerwaarden gelden voor de toepassing van een damwandkuip, ter plaatse van metrerering 8530.

Voor de trekelementen is gekozen voor vibro-combinatiepalen, vierkant 350 mm, met een representatief trekvermogen van 600 kN. De palen zijn aan vier zijden voorzien van ribbels. De stramienmaten zijn:

- evenwijdig aan de tunnel-as: $l_x = 2,00$ m
- loodrecht op de tunnel-as: $l_y = 2,40$ m
- randafstand: $r = 1,50$ m

Voor de drukkracht op het randveld uit de damwanden is 1290 kN/m^1 genomen. Deze waarde volgt uit de damwand berekening, welke in bijlage 4.6 staat beschreven. Ter reductie van de buigtrekspanningen in het randveld mag 50 procent van deze drukkracht worden meegerekend.

Het blijkt dat een theoretische (gemiddelde) dikte van 1,30 m nagenoeg volstaat om aan alle controles te voldoen.

Alleen aan de controle op buigtrekspanningen voor de minimale dikte van de onderwaterbetonvloer, bij representatieve waarden voor de belasting, wordt net niet voldaan. Dit is echter dermate fractioneel, dat hiermee accoord kan worden gegaan.

Grondwaterstand	mm	NAP	Toel. repr. paaltrekkracht:	600	kN
Soortelijk Gewicht Water	kN/m ³		Rekenwaarde druksterkte (fb)	15	N/mm ²
Soortelijk Gewicht OWB	kN/m ³		Rekenwaarde treksterkte (fb)	1,15	N/mm ²
Sterteklasse B			Rekenfactor belastingen		Opwaarts
Toleranties OWB	Boven +/-	mm. (t.o.v. gem. dikte OWB)	Onzekeursfactor		Neerwaarts
	Onder +/-	mm. (t.o.v. gem. dikte OWB)			Bij druksterkte
Dikte werkvloer		mm			Bij treksterkte
Min. uitvlaklaag		mm			% van dikte OWB (min.)
Paalafm. tpv OWB	Vierkant	mm	Pijl v.d. drukboog (max.)		% van dikte OWB (min.)
Aantal zijden met ribbels:		zijden	Toel. buigtrekspanning (gem.)		N/mm ²
Halve ribbel (boven en onder)		mm/zijde	Toel. buigtrekspanning (max.)		N/mm ²

NIET OK NIET OK NIET OK NIET OK NIET OK NIET OK NIET OK NIET OK NIET OK

OPMERKINGEN:

Berekening dikte ongewapend onderwaterbeton met behulp van drukbooganalgie

Paalstramien lx =	mm										lx < ly
Paalstramien ly =	mm										ly > lx
Randafstand (r)	mm										Paalafstand in langrichting
ly resp. lx	mm										Drukkracht (50%) uit demwvprog. ter hoogte van OWB vloer
Drukkracht 50%	kN/m										
Onderz. constr. vloer	mm										Zie toleranties. De theor. dikte is gelijk aan de gem. dikte OWB
Dikte OWB (theor)	mm										Zie toleranties
Dikte OWB (min)	mm	1000	-300	-300	-300	-300	-300	-300	-300	-300	onderzijde constructievloer + min. uitvlaklaag +
Onderz. OWB (theor)	mm	6370	-320	-320	-320	-320	-320	-320	-320	-320	+ dikte werkvloer + theor. dikte (Theor. dikte = gem. dikte OWB)
Opwaartse waterdruk	kN/m ²	146,3	213,20	213,20	213,20	213,20	213,20	213,20	213,20	213,20	t.o.v. onderzijde OWB (theor.)
Gewicht OWB	kN/m ²	29,9	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	t.o.v. dikte OWB (theor.)
Result. rep. belasting	kN/m ²	116,4	213,20	213,20	213,20	213,20	213,20	213,20	213,20	213,20	representatief
Pijl drukboog (f)	mm	750	-225	-225	-225	-225	-225	-225	-225	-225	0,75 x dikte OWB (min.)
Dikte drukboog (d)	mm	100	-30	-30	-30	-30	-30	-30	-30	-30	0,10 x dikte OWB (min.)
Alpha (bij l _{max})	rad	0,9944	#####	#####	#####	#####	#####	#####	#####	#####	Hoek t.p.v. aanzet drukboog
Berekening paaltrekkracht											
Paaltrekkracht F _{rep.}	kN	559	#####	#####	#####	#####	#####	#####	#####	#####	Bal. factor opwaarts = 1,0; Bal. factor neerwaarts = 1,0
Toel. repr. paaltrekr.	kN	600	600	600	600	600	600	600	600	600	
Paalkracht F _d	kN	714	#####	#####	#####	#####	#####	#####	#####	#####	Bal. factor opwaarts = 1,2; Bal. factor neerwaarts = 0,9
In drukboog:											(NEN 6720 art. 5.2.2) ; (NEN 6702 art. 5.2.1)
Opredende druksp.	N/mm ²	3,70	#####	#####	#####	#####	#####	#####	#####	#####	Bal. factor opwaarts = 1,0; Bal. factor neerwaarts = 1,0
Rekenw. druksp.	N/mm ²	4,73	#####	#####	#####	#####	#####	#####	#####	#####	Bal. factor opwaarts = 1,2; Bal. factor neerwaarts = 0,9
Toelaatb. druksp.	N/mm ²	10,50	10,50	10,50	10,50	10,50	10,50	10,50	10,50	10,50	0,7 x f _b (NEN 6720 art. 6.1.1 + 6.1.3.1)

Berekening buigtrekspanning in het middenveld volgens NEN 6720 art. 7.5.3 Tabel 19

ly/lx		1,20	#####	#####	#####	#####	#####	#####	#####	#####	#####	Vehouding veldoverspanning-vechbreedte (> of = 1,0)
Factor c		0,181	#####	#####	#####	#####	#####	#####	#####	#####	#####	Zie handleiding
Buigend moment	kNm/m	84,2	#####	#####	#####	#####	#####	#####	#####	#####	#####	Zie handleiding
Gem. weerst. mom.	m ³	0,282	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	Weerst. moment s.a.v. gem. (theor.) dikte OWB
Opredende buigsp.	N/mm ²	0,299	#####	#####	#####	#####	#####	#####	#####	#####	#####	Opr. buigtrek s.a.v. weerst. moment van gem. (theor.) dikte OWB
Toelaatbare buigsp.	N/mm ²	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	Max. toel. buigtrek s.a.v. weerst. moment van gem. (theor.) dikte OWB
Min. weerst. mom.	m ³	0,167	0,015	0,015	0,015	0,015	0,015	0,015	0,015	0,015	0,015	Weerst. moment s.a.v. minimale dikte OWB
Opredende buigsp.	N/mm ²	0,505	#####	#####	#####	#####	#####	#####	#####	#####	#####	Opr. buigtrek s.a.v. weerst. moment van min. dikte OWB
Toelaatbare buigsp.	N/mm ²	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	Maximaal. toel. buigtrek s.a.v. weerst. moment van min. dikte OWB

Berekening buigtrekspanning (incl. drukkracht) in het randveld volgens NEN 6720 art. 7.5.3 Tabel 19

2.45*r/ly resp. lx		1,84	#####	#####	#####	#####	#####	#####	#####	#####	#####	Vehouding veldoverspanning-vechbreedte
concentratie factor		1,33	#####	#####	#####	#####	#####	#####	#####	#####	#####	Zie handleiding
Buigend moment	kNm/m	174,0	#####	#####	#####	#####	#####	#####	#####	#####	#####	Zie handleiding
Opredende buigsp.	N/mm ²	0,156	#####	#####	#####	#####	#####	#####	#####	#####	#####	Opr. buigtrek s.a.v. weerst. moment van gem. (theor.) dikte OWB
Toelaatbare buigsp.	N/mm ²	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	Max. toel. buigtrek s.a.v. weerst. moment van gem. (theor.) dikte OWB
Opredende buigsp.	N/mm ²	0,444	#####	#####	#####	#####	#####	#####	#####	#####	#####	Opr. buigtrek s.a.v. weerst. moment van min. dikte OWB
Toelaatbare buigsp.	N/mm ²	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	Maximaal. toel. buigtrek s.a.v. weerst. moment van min. dikte OWB

Controle mantel- / schachtwrijving bij trekpalen

Aantal zijden met ribbels:		4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	halve ribbel boven en onder werkt niet mee
Wrijving τ _{rep}	N/mm ²	0,337	#####	#####	#####	#####	#####	#####	#####	#####	#####	T.o.v. min. dikte OWB
τ _{d, gem}	N/mm ²	0,325	#####	#####	#####	#####	#####	#####	#####	#####	#####	Rekenwaarde mantelwrijving t.o.v. gem. (theor.) dikte OWB
τ _{l, gem}	N/mm ²	0,736	0,736	0,736	0,736	0,736	0,736	0,736	0,736	0,736	0,736	l _{max} l _{gem} = 0,80 x 0,80 x f _b
τ _{d, min}	N/mm ²	0,431	#####	#####	#####	#####	#####	#####	#####	#####	#####	Rekenwaarde mantelwrijving t.o.v. min. dikte OWB
τ _{l, min}	N/mm ²	0,920	0,920	0,920	0,920	0,920	0,920	0,920	0,920	0,920	0,920	l _{max} l _{min} = 0,8 x f _b (NEN 6720, art 6.1.2 + 6.1.3)

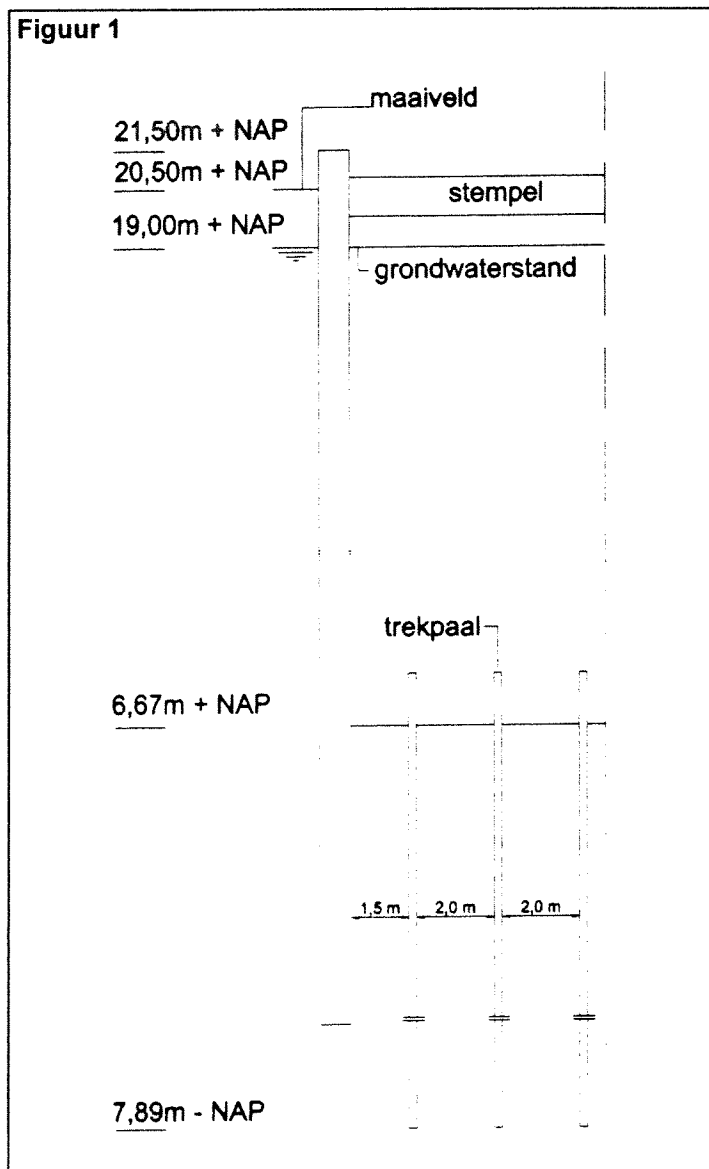
Bijlage 4.4

Ontwerpberekening trekelement & vergelijking met nieuwe methode volgens CUR-commissie 98

In deze bijlagen wordt een berekening gegeven van de trekelementen ter plaatse van metrerung 8.530, volgens de op dit moment gangbare q_c -methode.

Tevens wordt in deze bijlage een beschrijving gegeven van de nieuwe trekpaal berekening, zoals deze wordt voorgesteld door de CUR-commissie 98 en wordt dienovereenkomstig een berekening uitgevoerd voor dezelfde metrerung. De resultaten van de twee berekeningsmethoden worden onderling vergeleken.

Berekening volgens de huidige q_c -methode



De berekening wordt gedaan middels een daarvoor opgezet spreadsheetmodel, dat de stappen volgt, welke in paragraaf 4.4 van het eindverslag beschreven staan. De geometrie van de bouwkuip is gegeven in figuur 1.

Voor deze ontwerpberekening is gekozen voor een GEWI-anker, met een diameter van 150 mm. De kernstaaf heeft een diameter van 50 mm. De representatieve trekopnamecapaciteit van het anker is 600 kN.

Vanwege het grote grondverdringende vermogen is bepaald, dat voor de wandwrijvingscoëfficiënt de relatief hoge waarde van 0,015 mag worden aangehouden. De zeer grote grondverdringing komt tot stand, doordat de groutinjectie onder zeer hoge druk geschiedt en gedurende een aantal minuten onder hoge druk gehouden wordt, zodat de grout goed in de grond dringt. Onder bovenstaande voorwaarden kan worden afgelezen, dat een ankerlengte van ruim 14,50 m volstaat. Hierbij is het kluitgewichtcriterium

maatgevend. De uitvoer van het spreadsheet model is te vinden op de volgende pagina's. De volledige trekkracht wordt ontleend aan de zeer draagkrachtige zandhoudende grindlaag. Voor de rekenwaarde van de conusweerstand mag, na correctie m.b.t. de groepswerking en ontgravingsontlasting, de maximale waarde van 15 Mpa in rekening worden gebracht.

BEREKENING PAAL - TREKCAPACITEIT

Datum: 25/03/1998

Project: **Roertunnel KM 8530**
 Onderdeel: **Sondering 3.18.2**

*** Algemeen:**

De berekening van het trekdraagvermogen van een alleenstaande paal wordt uitgevoerd volgens de q_c methode.

De methode is gebaseerd op de filosofie van de totale veiligheden.

Voor de groepswerking van de palen wordt een relatie toegepast volgens de RFG, ofwel: Richtlijnen voor Funderingen onder Gebouwen.

De resultaten van de paalkrachten geven het trekdraagvermogen van een z.g. 'middenpaal'

De volgende vaste niveaus, afgezien van de grondlaagscheidingen, minimaal ingevoerd:

- Maaiveld peil
- Grondwater peil
- Ontgravingsdiepte bouwkuip
- Trekzone paal vanaf

De vetgedrukte waarden onder " *Invoergegevens" en " *Berekening qc-methode" dienen te worden ingevoerd.

*** Invoergegevens**

Maaiveld peil:	20,50 m. + NAP
Grondwater peil:	19,00 m. + NAP
Stijghoogte pleistocene zand:	0,00 m. + NAP
Volumieke massa water:	10,00 kN/m ³
Breedte bouwkuip:	35,00 m.
Ontgravingsdiepte bouwkuip:	6,67 m. + NAP

Paalsoort:	GEWI-paal	
a_{paal} :	0 mm.	Als $a_{paal} = 0$ en $b_{paal} = 0$,
b_{paal} :	0 mm.	dan ronde paal
Buisdiameter:	150 mm.	Als Buisdiameter = 0 en Voetdiameter = 0,
Voetdiameter:	150 mm.	dan vierkante paal
Omtrek $_{paal}$:	471 mm.	
Deq.:	150 mm.	
Volumieke massa beton:	23 kN/m ³	
I_x :	2000 mm.	
I_y :	2400 mm.	
Te ontwikkelen trekkracht:	600 kN	
Paalpuntniveau:	-7,89 m. + NAP	
$\delta = \phi *$:	1,000 = $1 * \phi$	
α_s :	0,015	
r:	1,000	#DEEL/0!
FS_{trek} :	2,50 (Statische belasting)	
FS_{trek} :	(Wisselende belasting)	(n.v.t.)
FS_{gew} :	1,20 (Kluitcriterium)	
Trekzone paal vanaf:	6,67 m. + NAP	

* Berekening volgens qc-methode

Statische belasting:

TABEL 1

Laagnr.:	Grondlaag	Diepte van / tot [m + NAP]	Laag dikte: [m]	$q_{c,z}$: voor ontgr.: [MPa]	γ'_{sat} : [kN/m ³]	Spanning voor ontgr. [kPa]	Spanning na ontgr. [kPa]	$f_{ontgr.}$:
1	klei	20,5		1	18	0,00	0,00	0,000
		19	1,5			27	0,00	0,000
2	klei	19		1	18			
		18,5	0,5			4,00	0,00	0,000
3	leem	18,5		2	21			
		15,5	3			33,00	0,00	0,000
4	zand	15,5		11	21			
		14	1,5			16,50	0,00	0,000
5	zand	14		23	21			
		13,5	0,5			5,50	0,00	0,000
6	grind	13,5		50	21			
		6,67	6,83			75,13	0,00	0,000
7	grind	6,67		50	21			
		-7,889	14,559			160,15	160,15	0,624
8	grind	-7,889		50	21			
		-7,889	0			0,00	0,00	0,624
9	grind	-7,889		50	21			
		-7,889	0			0,00	0,00	0,624
10	grind	-7,889		50	21			
		-7,889	0			0,00	0,00	0,624
11	grind	-7,889		50	21			
		-7,889	0			0,00	0,00	0,624
12	grind	-7,889		50	21			
		-7,889	0			0,00	0,00	0,624
13	grind	-7,889		50	21			
		-7,889	0			0,00	0,00	0,624
14	grind	-7,889		50	21			
		-7,889	0			0,00	0,00	0,624
15	grind	-7,889		50	21			
		-7,889	0			0,00	0,00	0,624
16	grind	-7,889		50	21			
		-7,889	0			0,00	0,00	0,624
17	grind	-7,889		50	21			
	*	-7,889	0	50	21	0,00	0,00	0,624

N.b.: Door middel van iteratie kan de gebruiker zelf de waarde achter "*" en onder "Diepte van/tot" bepalen, teneinde een zeer nauwkeurige inheidiepte verkrijgen, n.a.v. de gekozen trekkracht. Hiertoe moeten alle voorgaande **vet gedrukte** waarden op een hoger niveau gelegen zijn. In cel K95 staat de trekkracht ($F_{rek, totaal}$), waar naartoe ge-itereert dient te worden.

* Berekening volgens qc-methode

Statische belasting:

TABEL 2

Laagnr.:	Grondlaag	Diepte van / tot [m + NAP]	ϕ' [°]	δ [°]	$q_{c,z}$: na ontg.: [MPa]	F_{trek} : per laag: [kN]	F_{trek} : totaal *): [kN]	G_{kluit} : totaal **): [kN]
1	klei	20,5 19	22	22,00	0,000	0,00	0,00	0,00
2	klei	19 18,5	22	22,00	0,000	0,00	0,00	0,00
3	leem	18,5 15,5	27	27,00	0,000	0,00	0,00	0,00
4	zand	15,5 14	34	34,00	0,000	0,00	0,00	0,00
5	zand	14 13,5	40	40,00	0,000	0,00	0,00	0,00
6	grind	13,5 6,67	40	40,00	0,000	0,00	0,00	0,00
7	grind	6,67 -7,889	40	40,00	0,000	0,00	0,00	0,00
8	grind	-7,889 -7,889	40	40,00	15,000	617,47	617,47	600,00
9	grind	-7,889 -7,889	40	40,00	15,000	0,00	617,47	600,00
10	grind	-7,889 -7,889	40	40,00	15,000	0,00	617,47	600,00
11	grind	-7,889 -7,889	40	40,00	15,000	0,00	617,47	600,00
12	grind	-7,889 -7,889	40	40,00	15,000	0,00	617,47	600,00
13	grind	-7,889 -7,889	40	40,00	15,000	0,00	617,47	600,00
14	grind	-7,889 -7,889	40	40,00	15,000	0,00	617,47	600,00
15	grind	-7,889 -7,889	40	40,00	15,000	0,00	617,47	600,00
16	grind	-7,889 -7,889	40	40,00	15,000	0,00	617,47	600,00
17	grind	-7,889 -7,889	40	40,00	15,000	0,00	617,47	600,00

*) N.b.: Afhankelijk van de ingevoerde " FS_{trek} " (verm. factor statische- of dynamische belasting), wordt de " F_{trek} totaal" bepaald.

***) N.b.: Het kluitgewicht is EXCLUSIEF het eigengewicht van de betonpaal.

In dit geval is: **Gkluit maatgevend**

Wanneer #DEEL/0! verschijnt, dan is (ten onrechte) $FS_{trek} = 0$ ingevoerd!

Concept regels voor het berekenen van trekpalen in zand (volgens CUR-C-98).

1. Voorwoord

Met name in gevallen, waar constructies door opwaartse krachten als gevolg van waterdruk of windbelasting tijdelijk of permanent worden belast, wordt veelal gebruik gemaakt van trekelementen. Aangezien in Nederland nog geen eenduidigheid van aanpak, noch een norm m.b.t. een algemeen aanvaarde ontwerpregel van berekeningsgrondslagen voor trekpalen aanwezig is, werd in 1994 een CUR-commissie bijeengebracht om een aantal regels op te stellen voor alleenstaande palen en paalgroepen, die trek ontleen aan zand.

Waarschijnlijk nog dit jaar zal, na uitgebreide toetsing, de CUR-Commissie C-98 "Trekpalen", bestaande uit overheid, aannemers en ingenieursbureaus, een praktisch hanteerbare ontwerpmethodede alsmede expliciete rekenregels presenteren. Eén en ander dient nauw aan te sluiten bij de recent verschenen normen op het gebied van de geotechniek en de funderingstechniek.

Voor alsnog is de "Rapportage Concept 3, (98-05-06)" opgezet, waarvan mag worden aangenomen, dat deze in nagenoeg ongecorrigeerde staat uiteindelijk tot Norm zal worden verheven.

1.1 Rekenregel

Teneinde de draagkracht van trekelementen te berekenen wordt in Nederland uitgegaan van de q_c -methode of slip-methode (API-methode). Deze methode sluit aan op de in NEN 6743 gegeven ontwerpmethodede voor drukpalen en is gebaseerd op de in-situ meting. De rekenregel is geldig voor zowel alleenstaande palen als voor paalgroepen. Een belangrijk aspect m.b.t. de laatste categorie is dat rekening wordt gehouden met effecten van installeren van en trekken aan de palen. Bovendien is het kluitcriterium in deze methode automatisch verwerkt.

1.2 Algemeen

De rekenregel geldt voor palen, waarbij de draagkracht voor trekbelasting geheel wordt ontleend aan zandlagen. Voor alsnog is arbitrair een minimale q_c van 2 MPa vastgesteld.

Onderscheid wordt gemaakt tussen:

- een enkele paal en een paalgroep.
- verschillende paaltypen, zoals bij op druk belaste palen.

Het kluitcriterium is in de berekeningsmethodede verwerkt.

Onder kluitcriterium wordt verstaan:

Het gewicht van het grondmassief, waaraan de palen hun draagkracht ontleen, eventueel vermeerderd met het gewicht van de daarboven gelegen grond, waaraan de paal geen kracht ontleend, moet groter zijn, dan de trekbelasting.

1.3 Bepaling van de conusweerstand

De voor de ontgraving gemeten (initiele) conusweerstand $q_{c(z,m)}$ moet zijn vastgesteld door middel van sonderingen, die op de bouwplaats volgens NEN 5140 van 1996 zijn uitgevoerd.

1.3.1 Reductie van de conusweerstand

In het geval een ontgraving plaatsvindt, nadat de sonderingen zijn uitgevoerd moet $q_{c,z;ini}$ op de volgende wijze worden gecorrigeerd.

- indien de palen worden geheid na het ontgraven conform NEN 6743:

$$q_{c,z;corr} = \frac{\sigma'_{v,z}}{\sigma'_{v,z;i}} * q_{c,z;ini} \quad (1.1)$$

waarin:

$q_{c,z;corr}$ = de gecorrigeerde conusweerstand op diepte z onder de bodem van de ontgraving [MPa];

$\sigma'_{v,z}$ = de effectieve verticale korrelspanning op diepte z onder de bodem van de ontgraving [kN/m^2].

$\sigma'_{v,z;i}$ = de initiële effectieve verticale korrelspanning vóór de ontgraving op diepte z ten opzichte van de (toekomstige) bodem van de ontgraving [kN/m^2].

$q_{c,z;ini}$ = de vóór ontgraving gemeten (initiële) conusweerstand op diepte z [MPa];

- indien de palen worden geheid voorafgaand aan het ontgraven:

$$q_{c,z;corr} = \sqrt{\frac{\sigma'_{v,z}}{\sigma'_{v,z;i}}} * q_{c,z;ini} \quad (1.2)$$

of op een andere wijze, waarbij rekening wordt gehouden met de minder dan evenredige afname van de effectieve horizontale korrelspanning ten opzichte van de afname van de verticale effectieve korrelspanning.

Bij het bepalen van het effect van ontgravingen behoeft de maximale in rekening te brengen waarde van $q_{c,z;ini}$ niet te worden beperkt.

1.3.2 Horizontale gronddrukcoëfficiënt

In sommige gevallen, waarbij lagen met een hoge conusweerstand dicht onder het maaiveld gelegen zijn, is het niet realistisch de volledige conusweerstand in rekening te brengen. In dergelijke gevallen, waarbij sprake is van overconsolidatie dient de conusweerstand te worden gereduceerd indien de horizontale gronddrukcoëfficiënt $K > 3$.

Deze controle dient tevens te worden uitgevoerd na reductie van de conusweerstand volgens (1.1) of (1.2) in geval van een ontgraving.

$$K = \frac{\alpha_t * q_{c,z;corr}}{\sigma'_{v,z} * \tan \delta} \quad (1.3)$$

waarin:

K = horizontale gronddrukcoëfficiënt op diepte z ;

δ = de wrijvingshoek van de paalschacht [$^\circ$];

= $0,75 * \phi'$ voor prefab betonpalen;

- = ϕ' voor in de grond gemaakte palen;
- = 20° voor stalen palen;
- α_t = de factor, vermeld in Tabel 1.1, die de invloed van de uitvoering in rekening brengt;

De waarde van ϕ' kan worden vastgesteld aan de hand van Tabel 1 van de NEN 6740 of met de door L'Herminier gegeven betrekking.

Indien $K > 3$, dan dient $q_{c,z,corr}$ te worden gecorrigeerd volgens:

$$q_{c,z,corr,1} = \frac{3}{K} * q_{c,z,corr} \quad (1.4a)$$

Indien $K \leq 3$, dan is $q_{c,z,corr,1}$:

$$q_{c,z,corr,1} = q_{c,z,corr} \quad (1.4b)$$

1.4 Alleenstaande paal

De hieronder gegeven berekeningswijze voor een enkele paal wordt slechts bij alleenstaande palen toegepast. Hieronder worden verstaan palen, waarvan de h.o.h. afstand meer bedraagt dan $15 * D_{eq}$. In alle andere gevallen wordt de draagkracht berekend volgens par. 1.5.

- Een alleenstaande paal is een paal, die niet door andere palen beïnvloed wordt, noch dat de betreffende paal andere palen beïnvloedt.
- Een enkele paal kan een alleenstaande paal, dan wel een paal uit een paalgroep betreffen.
- Een paalgroep is een groep van palen, waarvan de invloedssferen elkaar overlappen.

1.4.1 Maximale schachtwrijving

De maximale schachtwrijving volgt uit:

$$p_{r,max,trek,z} = \alpha_t * q_{c,z,corr,2} \quad (1.5)$$

waarin:

α_t = de factor, vermeld in Tabel 1.1, die de invloed van de uitvoering in rekening brengt;

$q_{c,z,corr,2}$ = de conusweerstand op diepte z, waarbij de maximale voor de bepaling van de schachtwrijving in rekening te brengen waarde, **bij alleenstaande palen, na uitvoering van alle hierop betrekking hebbende reducties**, $q_c = 15 \text{ MPa}$ bedraagt.

Dus:

Als $q_{c,z,corr,1} > 15 \text{ MPa}$, dan $q_{c,z,corr,2} = 15 \text{ MPa}$

Als $q_{c,z,corr,1} \geq 15 \text{ MPa}$, dan $q_{c,z,corr,2} = q_{c,z,corr,1}$

In geval van ontgraving na het maken van de sondering dient een reductie in rekening te worden gebracht (zie 1.3.1). Bij het bepalen van het effect van een ontgraving, zoals aangegeven onder 1.3.1 en van de verdringing, zoals aangegeven onder 1.5.1 behoeft de maximale waarde van $q_{c,z,corr,1}$ niet te worden beperkt.

De maximale schachtwrijving van een op trek belaste alleenstaande paal wordt bepaald met de volgende formule:

$$F_{r,max:trek} = \int_0^{\Delta L} O_{p,gem} * p_{r,max:trek,z} dz \quad (1.6)$$

waarin:

- $F_{r,max:trek}$ = maximale trekkracht van de paal [kN];
 $O_{p,gem}$ = gemiddelde omtrek van de paal [m];
 ΔL = lengte, waarover schachtwrijving wordt berekend [m];
 $p_{r,max:trek,z}$ = maximale schachtwrijving op diepte z [kN/m²];
z = aanduiding van de diepte [m];

Tabel 1.1 Maximale waarden van α_i in zand en grindhoudend zand

Paalklasse/type	α_i ¹⁾
Grondverdringende inbrengmethode:	
- ingeheide gladde prefab betonpaal en stalen buispaal met gesloten punt ²⁾ :	0.007
- in de grond gemaakte paal, waarbij de betonkolom direkt tegen de grond drukt en de buis terugheind uit de grond is verwijderd ³⁾ :	0.012
- idem, de buis trillend verwijderd ³⁾ :	0.010
- heind ingebrachte MV palen:	0.012
- GEWI-palen:	0.015
- ingeschroefde palen:	
- met groutinjectie of - menging:	0.009
Palen met weinig grondverdringing:	
- stalen profielen geheid:	0.004
Palen gemaakt met grondverwijdering:	
- boorpalen (niet avegaarpalen) ⁴⁾ :	0.004
¹⁾ De waarden gelden voor zeer fijn tot grof zand: 105 μ m. < M_z < 600 μ m. Bij uiterst grof zand met M_z > 600 μ m. en grind met M_g > 2 mm., moeten op α_i reductiefactoren worden toegepast van respectievelijk 0,75 en 0,5.	
²⁾ De voetplaat van een buispaal met gesloten voet mag niet meer dan 10 mm. uitsteken buiten de buis.	
³⁾ Bij vibro(combi-)palen mag de diameter van de voetplaat 30 mm. tot 50 mm. groter zijn, dan de buitendiameter van de buis.	
⁴⁾ Voor avegaarpalen ontbreken relevante proefbelastingen. Een redelijke waarde lijkt 0,004.	

Niet van alle in NEN 6743 genoemde paaltypen zijn waarden van α_i in zandlagen gegeven. Voor afwijkende paaltypen moet α_i worden bepaald aan de hand van proefbelastingen.

In Nederland wordt de trekkracht van palen vrijwel altijd ontleend aan voornamelijk zand of zandhoudende lagen. Vaak worden echter boven deze lagen kleilagen aangetroffen. Deze lagen kunnen in principe een aandeel in de trekkracht leveren.

Voor palen, die uitsluitend in kleilagen staan, zijn de hierboven gegeven factoren niet van toepassing, aangezien de regel gebaseerd is op onderzoek van palen in zand.

Voor kleilagen gelden de waarden voor α_t , als aangegeven in Tabel 1.2.

Tabel 1.2 Waarden voor α_t in klei/silt

Grondsoort	Relatieve diepte z/d	α_t
klei/silt $q_c \leq 1\text{MPa}$	$5 < z/d < 20$	0,020
klei/silt $q_c \leq 1\text{MPa}$	$z/d \geq 20$	0,025
klei/silt $q_c \geq 1\text{MPa}$	n.v.t.	0,035

Voor palen, die het merendeel van hun draagkracht ontleen aan een zandlaag, mag het aandeel van kleilagen worden meegenomen.

Voor de volledige ontwikkeling van schuifspanning in zand is voor palen een verplaatsing van circa 5 mm. voldoende. In kleilagen bedraagt deze verplaatsing circa 20 mm. Bij een dergelijke verplaatsing treedt echter in het zand -bij grondverdringende palen- softening op, waardoor de schuifspanning afneemt. Bij palen in zand en kleilagen kan dus over het gedeelte in de kleilagen de schuifspanning niet geheel worden ontwikkeld. Dit kan in rekening worden gebracht door reductie van α_t (zoals gegeven in Tabel 1.2) tot $0,5 \cdot \alpha_t$.

In geval van een ontgraving van of boven een kleilaag dient tevens het zwelgedrag van deze laag te worden beschouwd (zie 1.6).

1.5 Paalgroep

Bij de paalgroep spelen een tweetal aspecten een rol, waardoor een van de enkele paal afwijkende rekenregel wordt aangehouden. Het betreft het effect van verdichten door installatie van de paalgroep en van ontspanning door de trekbelasting op de paalgroep. Deze twee effecten worden door factoren f_1 en f_2 in rekening gebracht.

1.5.1 Effect van installatie

Door het heien van palen worden de zandlagen, waarin de palen worden geheid verdicht en opgespannen. Dit effect dat alleen bij grondverdringende palen in rekening mag worden gebracht, wordt in een factor f_1 uitgedrukt.

Deze factor wordt toegepast op de conusweerstand:

I Bij heien van de palen voor ontgraving:

$$f_1 = \frac{q_{c,z:l}}{q_{c,z:mi}} \quad (1.7a)$$

II Bij heien van de palen na ontgraving:

$$f_i = \frac{q_{c,z;l}}{q_{c,z;corr;l}} \quad (1.7b)$$

waarin:

- $q_{c,z;l}$ = conusweerstand na installatie [MPa];
 $q_{c,z;corr;l}$ = conusweerstand na correctie [MPa];
 $q_{c,z;ini}$ = conusweerstand voor installatie [MPa];

De toename van de conusweerstand wordt berekend uit de toename van de relatieve dichtheid R_c . De initiële relatieve dichtheid wordt bepaald uit:

$$R_c = 0,34 * \ln \left(\frac{q_{c,z;ini}}{61 * (\sigma'_{v,z;i})^{0,71}} \right) \quad (1.8)$$

- $q_{c,z;ini}$ = initiële conusweerstand [kPa];
 $\sigma'_{v,z;i}$ = initiële verticale korrelspanning [kN/m²];

Uit R_c wordt het initiële poriëngetal bepaald met:

$$e_0 = e_{max} - R_c * (e_{max} - e_{min}) \quad (1.9)$$

- e_{max} = maximum poriëngetal;
 e_{min} = minimum poriëngetal;
 e_0 = initiële poriëngetal;

De factor f_i wordt bepaald door de verdichting uitgedrukt in toename van de relatieve dichtheid R_c te bepalen t.g.v. het installeren van het palenveld en vervolgens de invloed hiervan op de conusweerstand.

Het effect kan per paal worden berekend, waarbij onderscheid wordt gemaakt tussen veldpalen (middenpalen), randpalen en hoekpalen. Het poriëngetal ter plaatse van de te berekenen paal na het installeren van één ernaast staande paal wordt bepaald uit de volgende absolute waarde:

$$\Delta e = \left| \frac{(r-6)}{5,5} * \frac{(1+e_0)}{70} \right| \quad (1.10)$$

waarin:

- r = de h.o.h. afstand, uitgedrukt in D_{eq} van een paal tot de te beschouwen paal (of een ander willekeurig gelegen punt) met een maximum van $r=6$. Indien $r > 6$ wordt geen verdichtingseffect verondersteld.

- Δe = afname van het poriëngetal;

N.b.: Een ander willekeurig punt kan zijn een obstakel in de grond zoals een damwand of diepwand. Vooral bij grote grondverdringing zoals in geval van buispalen als onderdeel van combi-wanden kan e.e.a. beschouwd worden als een palenrij.

De totale afname van e_0 bij de te beschouwen paal (of het beschouwde punt) wordt berekend uit:

$$e_1 = e_0 - \sum_1^n \Delta e \quad (1.11)$$

waarin:

- e_1 = poriëngetal na verdichten;

e_0 = initiële poriëngetal;

Δe = afname van het poriëngetal

n = het aantal palen binnen een afstand van $r = 6 \cdot D_{eq}$

De invloed van deze verdichting op de conusweerstand wordt in rekening gebracht door middel van een toename van de relatieve dichtheid R_c volgens:

$$\Delta R_c = \frac{(e_0 - e_1)}{(e_{\max} - e_{\min})} \quad (1.12)$$

waarin:

ΔR_c = toename van de relatieve dichtheid;

e_{\max} = maximum poriëngetal;

e_{\min} = minimum poriëngetal;

In bovenstaande formules kunnen alle parameters direct worden bepaald behoudens ($e_{\max} - e_{\min}$) en e_0 . Aangezien de invloed van deze parameters beperkt is, kan worden volstaan met het globaal afschatten van e_0 op basis van de conusweerstand volgens formule (1.9) en door ($e_{\max} - e_{\min}$) op 0,4 en $e_{\max} = 0,85$ te stellen. Voor de meeste zandgronden is dit een redelijke waarde.

De factor f_1 volgt nu uit:

$$f_1 = e^{2,94\Delta R_c} \quad (1.13)$$

I Indien de palen worden geheid vóór het ontgraven, dan wordt het effect van ontgraving op de conusweerstand in rekening gebracht, nadat het effect van verdichting is verdisconteerd. De reductie wordt berekend volgens (1.2), paragraaf 1.3.

II Indien de palen worden geheid ná het ontgraven, dan dient het effect van verdichting te worden berekend op basis van de conusweerstand na correctie volgens (1.1) paragraaf 1.3.

Indien voor f_1 met een waarde groter dan 1,0 wordt gerekend, dan dient na het installeren van het palenveld d.m.v. het maken van een nasondering gecontroleerd te worden of deze verhoging van de conuswaarde inderdaad is opgetreden.

Daartoe wordt het berekende verdichtingseffect in het veld vergeleken met de conusweerstand op die plaats.

1.5.2 Effect van het belasten (aanbrengen trekbelasting)

1.5.2.1 Kluitgewicht

Aangenomen wordt, dat aan de onderzijde van een paalgroep niet het volledige gewicht van het zand kan worden gemobiliseerd voor het ontwikkelen van de draagkracht van de paal door horizontale afvlakking van de grondmoot op paalpuntniveau. Er wordt vanuit gegaan, dat vanaf de paalpunt een omhooglopend kegelvormig breukvlak kan ontstaan. De halve tophoek van de kegel is aangenomen op 45° .

Dit effect wordt in rekening gebracht door de inheidiepte van de paal, die deel uitmaakt van een paalgroep, te verminderen met de lengte ΔL_1 :

$$\Delta L_1 = \frac{1}{3} * (r_{gem}-1) * D_{eq} \quad (1.14)$$

waarin:

r_{gem} = de gemiddelde h.o.h. afstand van de palen, uitgedrukt in D_{eq}

Overigens is, zoals reeds eerder vermeld, het kluitcriterium in de berekeningswijze verwerkt.

1.5.2.2 Berekening draagkracht

Indien de onderlinge paalafstand groter is dan $6 * D_{eq}$, dan mag worden aangenomen, dat $f_2 = 1,0$. Door het belasten van de paalgroep treedt een afname van de korelspanning op in de lagen, waaraan de paal zijn trekkracht ontleend. Deze afname wordt eveneens op de conusweerstand in rekening gebracht en wel door middel van een factor f_2 .

I Bij heien van de palen voor ontgraving:

$$f_2 = \frac{q_{c;z;2}}{q_{c;z;corr;1}} \quad (1.15a)$$

II Bij heien van de palen na ontgraving:

$$f_2 = \frac{q_{c;z;2}}{q_{c;z;1}} \quad (1.15b)$$

waarin:

$q_{c;z;1}$ = conusweerstand na installatie [MPa];
 $q_{c;z;corr;1}$ = conusweerstand na correctie [MPa];
 $q_{c;z;2}$ = conusweerstand gereduceerd door trekbelasting [MPa];

Voor de berekening van f_2 wordt de grond opgedeeld in lagen met een constante conusweerstand $q_{c;z;i}$, elk met een dikte van ten hoogste 1,0 m.

Vervolgens wordt f_2 per laag i berekend volgens:

$$f_{2;z;i} = \frac{-M_i + \sqrt{M_i^2 + \frac{1}{f_1} * (2 * \sigma'_{v;z;i;j} + \gamma' d_i) * (2 * \sigma'_{v;z;i;j} + \gamma' d_i - 2 * \sum_{n=0}^{i-1} T_n)}}{(2 * \sigma'_{v;z;i;j} + \gamma' d_i)} \quad (1.16)$$

waarin:

$$M_i = \frac{O_{p;gem;i} * \alpha_t * q_{c;z;i;corr;1} * d_i}{A} \quad (1.17)$$

$$T_i = M_i * f_1 * f_{2;z;i} \quad (1.18)$$

waarin:

- $\sigma_{v,z,i,j}^*$ = initiële verticale korrelspanning in laagscheiding j [kN/m²];
 $O_{p,gem,i}$ = gemiddelde omtrek van de paal in laag i [m];
 $q_{c,z,i,corr,1}$ = gemiddelde conusweerstand in laag i [MPa];
 d_i = laagdikte i [m];
 A = oppervlak, dat de paal beslaat [m²]:
 - voor palen in het veld (middenpalen): X*Y;
 - voor randpalen: (0.5*X+3*D_{eq})*Y of (0,5*Y+3*D_{eq})*X
 - voor hoekpalen: (0.5*X+3*D_{eq})*(0,5*Y+3*D_{eq})
 γ' = effectief volumegewicht [kN/m³];

De maximale waarde van ΣT_i bedraagt:

$$\Sigma T_{i,max} = \sum_{i=0}^n \gamma' d_i \quad (1.19)$$

De schachtwrijving volgt uit:

$$p_{r,max;trek,z} = f_1 * f_2 * \alpha_t * q_{c,z;corr,2} \quad (1.20)$$

waarin:

- $q_{c,z;corr,2}$ = de conusweerstand op diepte z, waarbij de maximale voor de bepaling van de schachtwrijving in rekening te brengen waarde, **bij paalgroepen, na uitvoering van alle hierop betrekking hebbende reducties**, $q_c = 15$ MPa bedraagt.
 Dus:
 Als $q_{c,z;corr,1} > 15$ MPa, dan $q_{c,z;corr,2} = 15$ MPa
 Als $q_{c,z;corr,1} \geq 15$ MPa, dan $q_{c,z;corr,2} = q_{c,z;corr,1}$
 f_1 = effect van installatie;
 f_2 = effect van afname van de korrelspanning door trekken aan de paal;
 α_t = factor, die de invloed van de uitvoering in rekening brengt;

De totale trekkracht voor m lagen bedraagt:

$$F_{r,max;trek} = A * \sum_{i=1}^m T_i \quad (1.21)$$

Het voordeel van de hierboven aangegeven werkwijze is, dat indien het kluitcriterium maatgevend zou zijn, dit direkt uit de berekening zou blijken. De schachtwrijving per m' kan immers niet groter zijn, dan het gewicht van de grond in die laag.

De totale trekkracht mag worden verhoogd met het effectieve eigengewicht van de paal.

1.6 Zwelbelasting

Na ontgraving van een bouwput zal in klei- en in veenlagen zwel optreden. De zwel beïnvloedt de krachten in de funderingspalen. Dit geldt zowel voor op druk als voor op trek belaste palen.

Indien de constructie stijf verbonden is met de funderingspalen, dan wordt de zwel opgevat als een belasting tegen de constructie met als gevolg een trekbelasting op de kop van de palen. In dit geval behoeft de zwel niet als wrijving langs de paalschacht te worden meegenomen.

Als de palen vrij in een zwellende bouwput bodem zijn aangebracht, dan wordt de zwel opgevat als omhoog gerichte wrijving langs de paalschacht. De trekbelasting op de paal moet door de paal naar de grond onder de zwellende laag worden overgebracht. Tevens moet rekening worden gehouden met de optredende vervormingen van de paalkop.

Voor situaties gelegen tussen verhinderde verplaatsing van de paalkop en vrije paalkop dient door middel van een interactieberekening de zwelkracht tegen de constructie te worden bepaald.

Voor de invloed van zwel op de palen is een belangrijke factor of de palen vóór of ná het ontgraven worden geheid.

De grootte van de zwelbelasting op de constructie is afhankelijk van de mate van ontlasting en de reeds opgetreden zwel. Als bovengrens voor de zwelbelasting kan de effectieve spanning vóór ontgraving worden gehanteerd. Afhankelijk van de mate van reeds opgetreden zwel vóór het aanbrengen van de palen en de constructie, zullen de betreffende belastingen op de verschillende constructie-onderdelen afzonderlijk moeten worden bepaald.

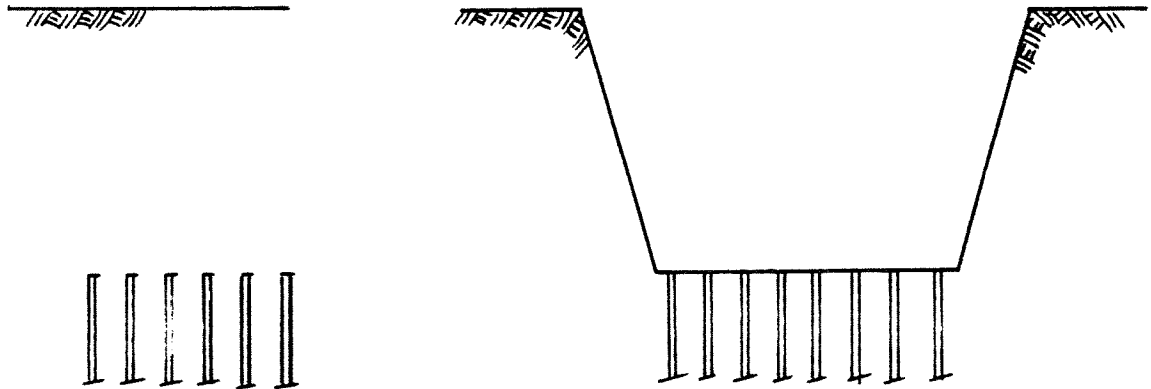
Bij het bepalen van de invloed van zwel dienen de volgende aspecten beschouwd te worden:

- wanneer worden de palen geïnstalleerd;
- hoeveel zwel wordt nog verwacht na paalinstallatie;
- hoeveel zwel wordt nog verwacht na het aanbrengen van de constructie;

De grootte van de zwelkracht langs de paal dient berekend te worden volgens art. 8 van de NEN 6743. Deze opvatting blijkt voor trekpalen nogal conservaties te zijn.

1.7 Resume

- I Indien de palen worden geheid vóór het ontgraven dan wordt het effect van ontgraving op de conusweerstand in rekening gebracht, nadat het effect van verdichting is verdisconteerd. De reductie wordt berekend volgens (1.2), paragraaf 1.3.



Effect van verdichten

Effect van ontgraving op conusweerstand

In stappenplan:

1.
$$e_1 = e_0 - \sum_i^n \Delta e \quad ; \quad \Delta e = \text{ABS} \left| \frac{(r-6)}{5,5} * \frac{(1+e_0)}{70} \right|$$
2.
$$R_e = 0,34 * \ln \left(\frac{q_{c,z;\text{ini}}}{61 * (\sigma'_{v,z;i})^{0,71}} \right)$$
3.
$$e_0 = e_{\text{max}} - R_e * (e_{\text{max}} - e_{\text{min}})$$
4.
$$\Delta R_e = \frac{(e_0 - e_1)}{(e_{\text{max}} - e_{\text{min}})}$$
5.
$$f_1 = e^{2,94 \Delta R_e}$$
6.
$$f_1 = \frac{q_{c,z;l}}{q_{c,z;\text{ini}}} \quad \text{dus: } q_{c,z;l} = f_1 * q_{c,z;\text{ini}}$$
7.
$$q_{c,z;\text{corr}} = \sqrt{\frac{\sigma'_{v,z}}{\sigma'_{v,z;i}}} * q_{c,z;\text{ini}}$$

$$8. \quad K = \frac{\alpha_t * q_{c,z,corr}}{\sigma'_{v,z} * \tan \delta}$$

$$9a. \quad \text{Als } K > 3, \text{ dan: } q_{c,z,corr:1} = \frac{3}{K} * q_{c,z,corr}$$

$$9b. \quad \text{Als } K \leq 3, \text{ dan: } q_{c,z,corr:1} = q_{c,z,corr}$$

Bij de berekening van een alleenstaande paal (geen paalgroep) geldt:

$$- \text{ Als } q_{c,z,corr:1} > 15 \text{ MPa, dan } q_{c,z,corr:2} = 15 \text{ MPa}$$

$$- \text{ Als } q_{c,z,corr:1} \leq 15 \text{ MPa, dan } q_{c,z,corr:2} = q_{c,z,corr:1}$$

$$10. \quad F_{r,max:trek} = \int_0^{\Delta L} > O_{p,gem} * \alpha_t * q_{c,z,corr:2} dz$$

$$11. \quad f_2 = \frac{q_{c,z:2}}{q_{c,z,corr:1}} \quad \text{dus: } q_{c,z:2} = f_2 * q_{c,z,corr:1}$$

$$12. \quad f_{2,z:i} = \frac{-M_i + \sqrt{M_i^2 + \frac{1}{f_1} * (2 * \sigma'_{v,z:i;j} + \gamma' d_i) * (2 * \sigma'_{v,z:i;j} + \gamma' d_i - 2 * \sum_{n=0}^{i-1} T_n)}}{(2 * \sigma'_{v,z:i;j} + \gamma' d_i)}$$

$$13. \quad M_i = \frac{O_{p,gem:i} * \alpha_t * q_{c,z:1,corr:1} * d_i}{A}$$

$$14. \quad T_i = M_i * f_1 * f_{2,z:i}$$

Bij de berekening van een paalgroep (geen alleenstaande paal) geldt:

$$- \text{ Als } q_{c,z,corr:1} > 15 \text{ MPa, dan } q_{c,z,corr:2} = 15 \text{ MPa}$$

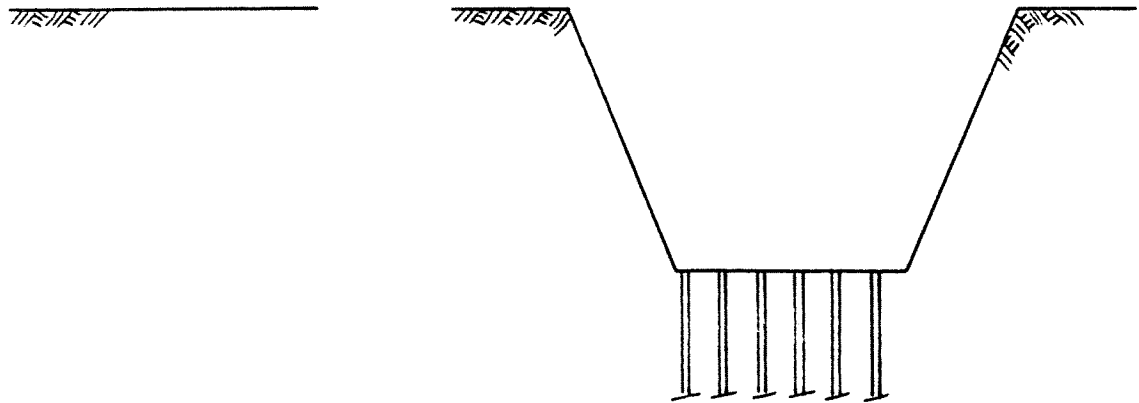
$$- \text{ Als } q_{c,z,corr:1} \leq 15 \text{ MPa, dan } q_{c,z,corr:2} = q_{c,z,corr:1}$$

$$15. \quad \Sigma T_{i,max} = \sum_{i=0}^n \gamma' d_i$$

$$16. \quad p_{r,max:trek;z} = f_1 * f_2 * \alpha_t * q_{c,z,corr:2}$$

$$17. \quad F_{r,max:trek} = A * \sum_{i=1}^m T_i$$

- II Indien de palen worden geheid ná het ontgraven, dan dient het effect van verdichting te worden berekend op basis van de conusweerstand na correctie volgens (1.1) paragraaf 1.3.



Effect ontgraving op conusweerstand

Effect van verdichten

In stappenplan:

$$1. \quad e_i = e_0 - \sum_1^n \Delta e \quad ; \quad \Delta e = \text{ABS} \left[\frac{(r-6)}{5,5} * \frac{(1+e_0)}{70} \right]$$

$$2. \quad R_c = 0,34 * \ln \left(\frac{q_{c,z;ini}}{61 * (\sigma'_{v,z;i})^{0,71}} \right)$$

$$3. \quad e_0 = e_{\max} - R_c * (e_{\max} - e_{\min})$$

$$4. \quad \Delta R_c = \frac{(e_0 - e_1)}{(e_{\max} - e_{\min})}$$

$$5. \quad q_{c,z;corr} = \frac{\sigma'_{v,z}}{\sigma'_{v,z;i}} * q_{c,z;ini}$$

$$6. \quad K = \frac{\alpha_t * q_{c,z;corr}}{\sigma'_{v,z} * \tan \delta}$$

$$7a. \quad \text{Als } K > 3, \text{ dan: } q_{c,z;corr;l} = \frac{3}{K} * q_{c,z;corr}$$

$$7b. \quad \text{Als } K \leq 3, \text{ dan: } q_{c,z;corr;l} = q_{c,z;corr}$$

Bij de berekening van een alleenstaande paal (geen paalgroep) geldt:

- Als $q_{c;z;corr;1} > 15 \text{ MPa}$, dan $q_{c;z;corr;2} = 15 \text{ MPa}$

- Als $q_{c;z;corr;1} \leq 15 \text{ MPa}$, dan $q_{c;z;corr;2} = q_{c;z;corr;1}$

$$8. \quad F_{r;\max;trek} = \int_0^{\Delta l} > O_{p;gem} * \alpha_t * q_{c;z;corr;2} dz$$

$$9. \quad f_1 = e^{2.94\Delta Re}$$

$$10. \quad f_1 = \frac{q_{c;z;1}}{q_{c;z;corr;1}} \quad \text{dus: } q_{c;z;1} = f_1 * q_{c;z;corr;1}$$

$$11. \quad f_2 = \frac{q_{c;z;2}}{q_{c;z;1}} \quad \text{dus: } q_{c;z;2} = f_2 * q_{c;z;1}$$

$$12. \quad f_{2;z;i} = \frac{-M_i + \sqrt{M_i^2 + \frac{1}{f_1} * (2 * \sigma'_{v;z;i;j} + \gamma' d_i) * (2 * \sigma'_{v;z;i;j} + \gamma' d_i - 2 * \sum_{n=0}^{i-1} T_n)}}{(2 * \sigma'_{v;z;i;j} + \gamma' d_i)}$$

$$13. \quad M_i = \frac{O_{p;gem;i} * \alpha_t * q_{c;z;i;corr;1} * d_i}{A}$$

$$14. \quad T_i = M_i * f_1 * f_{2;z;1}$$

Bij de berekening van een paalgroep (geen alleenstaande paal) geldt:

- Als $q_{c;z;corr;1} > 15 \text{ MPa}$, dan $q_{c;z;corr;2} = 15 \text{ MPa}$

- Als $q_{c;z;corr;1} \leq 15 \text{ MPa}$, dan $q_{c;z;corr;2} = q_{c;z;corr;1}$

$$15. \quad \Sigma T_{i;\max} = \sum_{i=0}^n \gamma' d_i$$

$$16. \quad p_{r;\max;trek;z} = f_1 * f_2 * \alpha_t * q_{c;z;corr;2}$$

$$17. \quad F_{r;\max;trek} = A * \sum_{i=1}^m T_i$$

1.8 Partiële belastingfactoren

1.8.1 Belastingfactoren

- Voor het bepalen van de rekenwaarde van het eigengewicht van onderwaterbeton, dient een partiële factor $\gamma_{f,g} = 0,9$ te worden aangehouden, alleen als er sprake is van wisselende trekbelasting;
- Voor het bepalen van de rekenwaarde van de trekbelasting door waterdruk moet een partiële factor $\gamma_{f,q} = 1,2$ worden aangehouden, tenzij ervan kan worden uitgegaan, dat dit niet mogelijk is;
- Voor het bepalen van de rekenwaarde van de trekbelasting door wind moet een partiële factor $\gamma_{f,q} = 1,5$ worden aangehouden;

1.8.2 Materiaalfactoren

- Voor op trek belaste palen in zand dient een materiaalfactor $\gamma_{m,trek} = 1,4 * \gamma_{var}$ te worden gehanteerd.
- Voor op trek belaste palen in klei dient een materiaalfactor $\gamma_{m,trek} = ??? * \gamma_{var}$ te worden gehanteerd.
- Hierbij geldt voor $\gamma_{var} = 1,0$ voor statisch belaste constructies.
- Bij sterk wisselende continue trek- of drukbelasting op de palen, dient een **extra** materiaalfactor van $\gamma_{m,var} = 1,25$ te worden gehanteerd.
- Voor gevallen, waarin de palen **zowel** op trek als op druk (van gelijke orde grootte) kunnen worden belast, wordt voor deze **extra** materiaalfactor $\gamma_{m,var} = 1,5$ gehanteerd.

1.8.3 Voorbeelden:

- Bij een statische trekkracht door o.a. waterdruk en $\xi = 0,85$ (slappe constructie, afhankelijk van het aantal sonderingen) bedraagt de globale veiligheidscoëfficiënt:
$$\gamma = (1,2 * 1,4 * 1,0) / 0,85 = 1,97$$
- Bij een paal, die op een sterk wisselende continue trek- of drukkracht door o.a. waterdruk dient te worden gedimensioneerd en waarbij $\xi = 0,85$ (slappe constructie, afhankelijk van het aantal sonderingen) bedraagt de globale veiligheidscoëfficiënt:
$$\gamma = (1,2 * 1,4 * 1,25) / 0,85 = 2,47$$
- Bij een paal, die op trek zowel als op druk door o.a. waterdruk kan worden belast en $\xi = 0,85$ (slappe constructie, afhankelijk van het aantal sonderingen) bedraagt de globale veiligheidscoëfficiënt:
$$\gamma = (1,2 * 1,4 * 1,5) / 0,85 = 2,96$$
- Voor palen onder een onderwaterbetonvloer, die alleen op statische trek worden belast, bedraagt de globale veiligheidscoëfficiënt:

eigen gewicht beton: $\gamma_{f,g} = 0,9$
 $\xi = 0,92$ (stijve constructie *)
 waterdruk: $\gamma_{f,q} = 1,2$
 materiaalfactor: $\gamma_{m,trek} = 1,4$
 $\gamma_{m,var} = 1,0$
 $\gamma = (1,2*1,4*1,0)/(0,9*0,92) = 2,03$

*) wanneer $\xi = 1,0$ (m.i. in dit geval aan te houden):
 $\gamma = (1,2*1,4*1,0)/(0,9*1,0) = 1,87$

- Voor palen onder een onderwaterbetonvloer, die op trek zowel als op druk kunnen worden belast, bedraagt de globale veiligheidscoëfficiënt:

eigen gewicht beton: $\gamma_{f,g} = 0,9$
 $\xi = 0,92$ (stijve constructie *)
 waterdruk: $\gamma_{f,q} = 1,2$
 materiaalfactor: $\gamma_{m,trek} = 1,4$
 $\gamma_{m,var} = 1,5$
 $\gamma = (1,2*1,4*1,5)/(0,9*0,92) = 3,04$

*) wanneer $\xi = 1,0$ (m.i. in dit geval aan te houden):
 $\gamma = (1,2*1,4*1,5)/(0,9*1,0) = 2,80$

- Voor een slappe door wind belaste constructie resulterend in een sterk wisselende, continue trekbelasting op de paal, bedraagt de globale veiligheidscoëfficiënt::

windbelasting: $\gamma_{f,g} = 1,5$
 $\xi = 0,85$ (slappe constructie)
 materiaalfactor: $\gamma_{m,trek} = 1,4$
 $\gamma_{m,var} = 1,25$
 $\gamma_{f,trek} = 1,4*1,25 = 1,75$
 $\gamma = (1,5*1,4*1,25)/(0,85) = 3,09$

*) wanneer $\xi = 1,0$ (m.i. in dit geval aan te houden):
 $\gamma = (1,5*1,4*1,25)/1,0 = 2,63$

BEREKENING PAAL - TREKCAPACITEIT volgens concept CUR C-98

Datum: 30/06/1998

Project: **ROERTUNNEL KM 8530**Onderdeel: **Sondering 3.18.2***** Algemeen:**

De berekening van het trekdraagvermogen van een alleenstaande paal, dan wel een paal in een paalgroep wordt uitgevoerd volgens CUR C-98 "Trekpalen". Basis voor de berekening van de draagkracht van de op trek belaste paal is de q_c -methode of de slijp-methode. Deze methode sluit aan bij de in de NEN 6743 voorgeschreven ontwerpfilosofie voor drukpalen, gebaseerd op de in-situ meting. Trekkrachten worden slechts ontleend aan zandlagen met een min. gem. q_c -waarde van $q_{c,z,gem,min}$. Bij de berekening van de paalgroep is onderscheid gemaakt tussen installeren en trek a/d palen. Het kluitcriterium is automatisch in deze methode verwerkt. De resultaten zijn vermeld in TABEL 3. De volgende vaste niveaus, evenals de grondlaagscheidingen, moeten minimaal worden ingevoerd:

- Maaiveld peil
- Grondwater peil
- Ontgravingsdiepte bouwkuip
- Trekzone paal vanaf

De vette rechtgedrukte waarden onder " *Invoergegevens" en " *Berekening q_c -methode (CUR C-98)" (in de Tabel 1) moeten tevens worden ingevoerd.

*** Invoergegevens:**

Maaiveld peil:	20,50 m. + NAP
Grondwater peil:	19,00 m. + NAP
Volumieke massa water:	10,00 kN/m ³
Ontgravingsdiepte bouwkuip:	6,67 m. + NAP

Paalsoort:	GEWI-paal		
a_{paal} :	0 mm.	Als $a_{paal} = 0$ en $b_{paal} = 0$,	
b_{paal} :	0 mm.		dan ronde paal
Buisdiameter:	150 mm.	Als Buisdiameter = 0 en Voetdiameter = 0,	
Voetdiameter:	150 mm.		dan vierkante paal
Omtrek $_{paal}$:	471 mm.		
D_{eq} :	150 mm.		
Volumieke massa beton:	23 kN/m ³		
l_x :	2000 mm.	(Bij randpalen: l_x loodr. randpalenstramien)	
l_y :	2400 mm.	(Bij randpalen: l_y // randpalenstramien)	
Te ontwikkelen trekkracht:	600 kN	(in gebruiksstadium)	
δ / ϕ	1,000	($\delta = 1 * \phi$)	
α_t :	0,015	(incl. eventuele reductiefactoren)	
$q_{c,z,gem,min}$:	2,000 MPa		
FS_{trek} :	1,87	(Statische belasting)	
FS_{trek} :	0,00	(Wisselende belasting)	(n.v.t.)
Trekzone paal vanaf:	6,67 m. + NAP		
Heien palen voor / na ontgraving:	1 (1 = heien <u>voor</u> ontgr.; 2 = heien <u>na</u> ontgr.)		GOED
$e_{max}-e_{min}$:	0,40	(redelijke waarde voor zandgronden: 0,4)	
e_{max} :	0,85	(redelijke waarde voor zandgronden: 0,85)	
Midden-, rand- of hoekpaal:	1 (1=middenpaal, 2=randpaal, 3=hoekpaal)		GOED

TABEL 1

Laagnr.:	Grondlaag	Diepte van / tot [m + NAP]	Laag dikte: [m]	$q_{cz, gem. ini.}$ voor ontg.: [MPa]	γ'_{sat} [kN/m ³]	ϕ' [°]	WOSP voor ontg.: [kN/m ²]	WOSP na ontg.: [kN/m ²]
1	klei	20,50 19,00	1,5	1	18	22	0,00	0,00
2	klei	19,00 18,50	0,5	1	18	22	0,00	0,00
3	leem	18,50 15,50	3	2	21	27	0,00	0,00
4	zand	15,50 14,00	1,5	11	21	34	0,00	0,00
5	zand	14,00 13,50	0,5	23	21	40	0,00	0,00
6	grind	13,50 6,67	6,83	50	21	40	0,00	0,00
7	grind	6,67 5,00	1,67	50	21	40	0,00	0,00
8	grind	5,00 3,00	2	50	21	40	0,00	0,00
9	grind	3,00 1,00	2	50	21	40	0,00	0,00
10	grind	1,00 0,00	1	50	21	40	0,00	0,00
11	grind	0,00 -2,00	2	50	21	40	0,00	0,00
12	grind	-2,00 -4,00	2	50	21	40	0,00	0,00
13	grind	-4,00 -5,00	1	50	21	40	0,00	0,00
14	grind	-5,00 -6,00	1	50	21	40	0,00	0,00
15	grind	-6,00 -7,00	1	50	21	40	0,00	0,00
16	grind	-7,00 -8,00	1	50	21	40	0,00	0,00
17	grind	-8,00 -9,00	1	50	21	40	0,00	0,00

N.b.: Bovenzijde van Laag 1 is gelijk aan maaiveld peil

N.b.: WOSP = Wateroverspanning (+) of wateronderspanning (-).

N.b.: Voor een nauwkeurige berekening is het een vereiste, om de zandlaagdikte, waaraan de trekkracht voor de palen wordt ontleend, maximaal 1,00 m. te kiezen.

N.b.: Door middel van iteratie kan de gebruiker zelf, door aanpassen van de vetgedrukte waarden in TABEL 1 onder "Diepte van/tot", het programma een zeer nauwkeurige inheidiepte laten berekenen, die de gekozen trekkracht zo dicht mogelijk benadert (zie resultaat in TABEL 3 onder "Inheidiepte totaal"). (Geldt alleen voor een midden- rand- of hoekpaal in een paalgroep)

N.b.: De gebruiker dient γ'_{sat} (vol. massa grond) in te voeren, afh. van de laag boven/onder water.

* Berekening volgens qc-methode (CUR C-98)

Statische belasting

Datum:

30/06/1998

TABEL 2A

Laagnr.:	Grondlaag	Diepte van / tot [m + NAP]	δ [°]	K	$\sigma'_{v,z,t,gem}$ voor ontgr. [kN/m ²]	$\sigma'_{v,z,t,gem}$ na ontgr.: [kN/m ²]	$q_{c,z,gem,corr.2}$ na ontgr.: [MPa]	R_{ei}
1	klei	20,5 19	22,00	n.v.t.	0,00 13,50	0,00 0,00	0,000 -	-
2	klei	19 18,5	22,00	n.v.t.	29,00	0,00	-	-
3	leem	18,5 15,5	27,00	n.v.t.	47,50	0,00	0,000	0,0000
4	zand	15,5 14	34,00	n.v.t.	72,25	0,00	0,000	0,0000
5	zand	14 13,5	40,00	n.v.t.	83,25	0,00	0,000	0,0000
6	grind	13,5 6,67	40,00	n.v.t.	123,57	0,00	0,000	0,0000
7	grind	6,67 5	40,00	22,599	170,32	9,19	1,541	1,0408
8	grind	5 3	40,00	11,949	190,50	29,37	4,929	1,0138
9	grind	3 1	40,00	8,555	212,50	51,37	8,621	0,9874
10	grind	1 0	40,00	7,170	229,00	67,87	11,390	0,9693
11	grind	0 -2	40,00	6,211	245,50	84,37	14,159	0,9525
12	grind	-2 -4	40,00	5,299	267,50	106,37	15,000	0,9318
13	grind	-4 -5	40,00	4,785	284,00	122,87	15,000	0,9174
14	grind	-5 -6	40,00	4,498	295,00	133,87	15,000	0,9082
15	grind	-6 -7	40,00	4,245	306,00	144,87	15,000	0,8994
16	grind	-7 -8	40,00	4,021	317,00	155,87	15,000	0,8908
17	grind	-8 -9	40,00 40,00	3,821	328,00	166,87	15,000	0,8826

* Berekening volgens qc-methode (CUR C-98)

Statische belasting

Datum:

30/06/1998

TABEL 2B

Zonder waterover- of wateronderspanning:

Laagnr.:	Grondlaag	Diepte van / tot [m + NAP]	ΔR_{e_i}	e_{e_i}	e_{f_i}	f_{f_i}	M_{f_i} [kN/m ²]	T_{f_i} [kN/m ²]
1	klei	20,5						0,0000
		19	-	-	-	-	-	0,00000
2	klei	19						0,00000
		18,5	-	-	-	-	-	0,00000
3	leem	18,5						0,00000
		15,5	0,0000	0,8500	0,8500	0,0000	0,00000	0,00000
4	zand	15,5						0,00000
		14	0,0000	0,8500	0,8500	0,0000	0,00000	0,00000
5	zand	14						0,00000
		13,5	0,0000	0,8500	0,8500	0,0000	0,00000	0,00000
6	grind	13,5						0,00000
		6,67	0,0000	0,8500	0,8500	0,0000	0,00000	0,00000
7	grind	6,67						0,00000
		5	0,0000	0,4337	0,4337	1,0000	3,79080	3,79080
8	grind	5						0,00000
		3	0,0000	0,4445	0,4445	1,0000	14,51672	14,51672
9	grind	3						0,00000
		1	0,0000	0,4550	0,4550	1,0000	25,39068	25,39068
10	grind	1						0,00000
		0	0,0000	0,4623	0,4623	1,0000	16,77307	16,77307
11	grind	0						0,00000
		-2	0,0000	0,4690	0,4690	1,0000	41,70160	41,70160
12	grind	-2						0,00000
		-4	0,0000	0,4773	0,4773	1,0000	44,17865	44,17865
13	grind	-4						0,00000
		-5	0,0000	0,4831	0,4831	1,0000	22,08932	22,08932
14	grind	-5						0,00000
		-6	0,0000	0,4867	0,4867	1,0000	22,08932	22,08932
15	grind	-6						0,00000
		-7	0,0000	0,4903	0,4903	1,0000	22,08932	22,08932
16	grind	-7						0,00000
		-8	0,0000	0,4937	0,4937	1,0000	22,08932	22,08932
17	grind	-8						0,00000
		-9	0,0000	0,4970	0,4970	1,0000	22,08932	22,08932

* Berekening volgens qc-methode (CUR C-98)

Statische belasting

Datum:

30/06/1998

TABEL 2C

Zonder waterover- of wateronderspanning:

Laagnr.:	Grondlaag	Diepte van / tot [m + NAP]	f_2 :	ΣT_i : [kN/m ²]	Waterdruk voor ontgr. [kN/m ²]	Waterdruk na ontgr.: [kN/m ²]	Gronddruk voor ontgr. [kN/m ²]	Gronddruk na ontgr.: [kN/m ²]
1	klei	20,5		0,0000	0,00	0,00	0,0000	0,0000
		19	0,00000	0,0000	0,00	0,00	27,0000	0,0000
2	klei	19			0,00	0,00	27,0000	0,0000
		18,5	0,00000	0,0000	5,00	5,00	36,0000	5,0000
3	leem	18,5			5,00	5,00	36,0000	5,0000
		15,5	1,00000	0,0000	35,00	35,00	99,0000	35,0000
4	zand	15,5			35,00	35,00	99,0000	35,0000
		14	1,00000	0,0000	50,00	50,00	130,5000	50,0000
5	zand	14			50,00	50,00	130,5000	50,0000
		13,5	1,00000	0,0000	55,00	55,00	141,0000	55,0000
6	grind	13,5			55,00	55,00	141,0000	55,0000
		6,67	1,00000	0,0000	123,30	123,30	284,4300	123,3000
7	grind	6,67			123,30	123,30	284,4300	123,3000
		5	1,00000	3,7908	140,00	140,00	319,5000	158,3700
8	grind	5			140,00	140,00	319,5000	158,3700
		3	1,00000	18,3075	160,00	160,00	361,5000	200,3700
9	grind	3			160,00	160,00	361,5000	200,3700
		1	1,00000	43,6982	180,00	180,00	403,5000	242,3700
10	grind	1			180,00	180,00	403,5000	242,3700
		0	1,00000	60,4713	190,00	190,00	424,5000	263,3700
11	grind	0			190,00	190,00	424,5000	263,3700
		-2	1,00000	102,1729	210,00	210,00	466,5000	305,3700
12	grind	-2			210,00	210,00	466,5000	305,3700
		-4	1,00000	146,3515	230,00	230,00	508,5000	347,3700
13	grind	-4			230,00	230,00	508,5000	347,3700
		-5	1,00000	168,4408	240,00	240,00	529,5000	368,3700
14	grind	-5			240,00	240,00	529,5000	368,3700
		-6	1,00000	190,5302	250,00	250,00	550,5000	389,3700
15	grind	-6			250,00	250,00	550,5000	389,3700
		-7	1,00000	212,6195	260,00	260,00	571,5000	410,3700
16	grind	-7			260,00	260,00	571,5000	410,3700
		-8	1,00000	234,7088	270,00	270,00	592,5000	431,3700
17	grind	-8			270,00	270,00	592,5000	431,3700
		-9	1,00000	256,7981	280,00	280,00	613,5000	452,3700

* Berekening volgens qc-methode (CUR C-98)

Statische belasting

Datum: 30/06/1998

heien inkl. K:

TABEL 2D

Laagnr.:	Grondlaag	Diepte van / tot [m + NAP]	Korreldruk:		Korreldruk:		Korreldruk:	
			Per laag: σ voor ontgr. [kN/m ²]	Per laag: σ na ontgr. [kN/m ²]	voor/na ontgraving	voor/na ontgraving	SOM lagen $\Sigma \sigma$ voor ontg. [kN/m ²]	SOM lagen $\Sigma \sigma$ na ontgr. [kN/m ²]
					$q_{c,z,corr,gem}$ [MPa]	$q_{c,z,corr,gem,1}$ [MPa]		
1	klei	20,5					0,00	0,00
		19	27,00	0,00	0,000	0,000	27,00	0,00
2	klei	19					27,00	0,00
		18,5	4,00	0,00	0,000	0,000	31,00	0,00
3	leem	18,5					31,00	0,00
		15,5	33,00	0,00	0,000	0,000	64,00	0,00
4	zand	15,5					64,00	0,00
		14	16,50	0,00	0,000	0,000	80,50	0,00
5	zand	14					80,50	0,00
		13,5	5,50	0,00	0,000	0,000	86,00	0,00
6	grind	13,5					86,00	0,00
		6,67	75,13	0,00	0,000	0,000	161,13	0,00
7	grind	6,67					161,13	0,00
		5	18,37	18,37	11,611	1,541	179,50	18,37
8	grind	5					179,50	18,37
		3	22,00	22,00	19,632	4,929	201,50	40,37
9	grind	3					201,50	40,37
		1	22,00	22,00	24,584	8,621	223,50	62,37
10	grind	1					223,50	62,37
		0	11,00	11,00	27,220	11,390	234,50	73,37
11	grind	0					234,50	73,37
		-2	22,00	22,00	29,312	14,159	256,50	95,37
12	grind	-2					256,50	95,37
		-4	22,00	22,00	31,530	17,851	278,50	117,37
13	grind	-4					278,50	117,37
		-5	11,00	11,00	32,888	20,620	289,50	128,37
14	grind	-5					289,50	128,37
		-6	11,00	11,00	33,682	22,466	300,50	139,37
15	grind	-6					300,50	139,37
		-7	11,00	11,00	34,403	24,312	311,50	150,37
16	grind	-7					311,50	150,37
		-8	11,00	11,00	35,061	26,158	322,50	161,37
17	grind	-8					322,50	161,37
		-9	11,00	11,00	35,663	28,004	333,50	172,37

* Berekening volgens qc-methode (CUR C-98)

Statische belasting

Datum:

30/06/1998

TABEL 2E

Met waterover- of wateronderspanning:

Laagnr.:	Grondlaag	Diepte van / tot [m + NAP]	M_i [kN/m ²]	f_2	T_i [kN/m ²]	ΣT_i [kN/m ²]	$q_{c,z,1}$ [MPa]	$q_{c,z,2}$ [MPa]
1	klei	20,5 19	-	0,00000	0,00000	0,0000	-	-
2	klei	19 18,5	-	0,00000	0,00000	0,0000	-	-
3	leem	18,5 15,5	0,0000	1,00000	0,00000	0,0000	0,0000	0,00000
4	zand	15,5 14	0,0000	1,00000	0,00000	0,0000	0,0000	0,00000
5	zand	14 13,5	0,0000	1,00000	0,00000	0,0000	0,0000	0,00000
6	grind	13,5 6,67	0,0000	1,00000	0,00000	0,0000	0,0000	0,00000
7	grind	6,67 5	3,7908	1,00000	3,79080	3,7908	50,0000	1,54143
8	grind	5 3	14,5167	1,00000	14,51672	18,3075	50,0000	4,92887
9	grind	3 1	25,3907	1,00000	25,39068	43,6982	50,0000	8,62091
10	grind	1 0	16,7731	1,00000	16,77307	60,4713	50,0000	11,38994
11	grind	0 -2	41,7016	1,00000	41,70160	102,1729	50,0000	14,15897
12	grind	-2 -4	44,1786	1,00000	44,17865	146,3515	50,0000	17,85101
13	grind	-4 -5	22,0893	1,00000	22,08932	168,4408	50,0000	20,62004
14	grind	-5 -6	22,0893	1,00000	22,08932	190,5302	50,0000	22,46605
15	grind	-6 -7	22,0893	1,00000	22,08932	212,6195	50,0000	24,31207
16	grind	-7 -8	22,0893	1,00000	22,08932	234,7088	50,0000	26,15809
17	grind	-8 -9	22,0893	1,00000	22,08932	256,7981	50,0000	28,00411

* Berekening volgens qc-methode (CUR C-98)

Statische belasting

Datum:

30/06/1998

TABEL 2F

Middenpalen: Δe berekening

$\Sigma \Delta e:$	groep 1:	groep 2:	groep 3:	groep 4:	groep 5:	groep 6:	groep 7:	groep 8:
	Aantal palen: 4*:	Aantal palen: 4*:	Aantal palen: 2*:	Aantal palen: 4*:	Aantal palen: 2*:	Aantal palen: 4*:	Aantal palen: 2*:	Aantal palen: 2*:
-	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00
-	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00
0	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00
0	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00
0	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00
0	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00
0	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00
0	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00
0	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00
0	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00
0	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00
0	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00
0	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00
0	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00
0	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00
0	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00
0	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00
0	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00
0	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00
0	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00
0	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00
0	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00

N.b.: 8 groepen met in totaal 24 stuks palen, die worden gecontroleerd op afstand
< of = 6*Deq. t.o.v. referentie(midden-)paal.

N.b.: 6,00 betekent: afstand > 6*Deq. (dus buiten invloedsgebied)

* Berekening volgens qc-methode (CUR C-98)

Statische belasting Datum: 30/06/1998

TABEL 2G Randpalen: Δe berekening

$\Sigma \Delta e:$	groep 1:	groep 2:	groep 3:	groep 4:	groep 5:	groep 6:	groep 7:	groep 8:
Aantal palen:	Aantal palen:	Aantal palen:	Aantal palen:	Aantal palen:	Aantal palen:	Aantal palen:	Aantal palen:	Aantal palen:
	2*:	2*:	2*:	2*:	1*:	2*:	2*:	1*:
-	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00
-	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00
0	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00
0	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00
0	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00
0	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00
0	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00
0	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00
0	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00
0	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00
0	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00
0	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00
0	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00
0	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00
0	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00
0	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00
0	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00
0	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00
0	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00
0	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00
0	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00

N.b.: 8 groepen met in totaal 14 stuks palen, die worden gecontroleerd op afstand < of = $6 \cdot Deq$. t.o.v. referentie(rand-)paal.

N.b.: 6,00 betekent: afstand > $6 \cdot Deq$. (dus buiten invloedsgebied)

* Berekening volgens qc-methode (CUR C-98)

Statische belasting

Datum:

30/06/1998

TABEL 3

Alleenstaande paal:

Paalgroep:

Laagnr.:	Grondlaag	Diepte van / tot [m + NAP]	$F_{r,max;trek,gem}$ per laag [kN]	$F_{r,max;trek,tot}$ enkele paal [kN]	T_i [kN/m ²]	ΣT_i [kN/m ²]	$F_{r,max;trek,tot}$ middenpaal [kN]	Inheidipte totaal *): [m + NAP]
1	klei	20,50						
		19,00	-	-	-	-	-	18,32
2	klei	19,00						
		18,50	-	0	-	0,00	0	17,82
3	leem	18,50						
		15,50	0,00	0	0,00	0,00	0	14,82
4	zand	15,50						
		14,00	0,00	0	0,00	0,00	0	13,32
5	zand	14,00						
		13,50	0,00	0	0,00	0,00	0	12,82
6	grind	13,50						
		6,67	0,00	0	0,00	0,00	0	5,99
7	grind	6,67						
		5,00	9,73	10	3,79	3,79	10	4,32
8	grind	5,00						
		3,00	37,26	47	14,52	18,31	47	2,32
9	grind	3,00						
		1,00	65,17	112	25,39	43,70	112	0,32
10	grind	1,00						
		0,00	43,05	155	16,77	60,47	155	-0,68
11	grind	0,00						
		-2,00	107,04	262	41,70	102,17	262	-1,32
12	grind	-2,00						
		-4,00	113,40	376	44,18	146,35	376	-3,32
13	grind	-4,00						
		-5,00	56,70	432	22,09	168,44	432	-4,32
14	grind	-5,00						
		-6,00	56,70	489	22,09	190,53	489	-5,32
15	grind	-6,00						
		-7,00	56,70	546	22,09	212,62	546	-6,32
16	grind	-7,00						
		-8,00	56,70	602	22,09	234,71	602	-7,32
17	grind	-8,00						
		-9,00	56,70	659	22,09	256,80	659	-8,32

N.b.: Afhankelijk van de ingevoerde " FS_{trek} " (verm. factor statische- of dynamische belasting), wordt de " $F_{r,max;trek,tot}$ " (totale paaltrek) berekend, met Inheiniiveau onder "Diepte van/tot" voor een alleenstaande paal, dan wel voor een midden-, rand- of hoekpaal in een paalgroep, behorende bij het onder "Inheidipte totaal" geprinte niveau. Het paaltipe midden- rand- of hoekpaal wordt al naar gelang de opgave onder "Invoergegevens" in de betreffende kolom van TABEL 3 vet gedrukt.

*)N.b.: De inheidipte van de paal, die deel uitmaakt van de paalgroep, is verminderd met de lengte $\Delta L = 0,333 \cdot (r_{gem} - 1) \cdot D_{eq}$; De tophoek van de kluit, met kegelvormig breukvlak, is hierbij $2 \cdot 45^\circ$

N.b.: De berekende krachten $F_{r,max;trek,gem}$ en $F_{r,max;trek,tot}$ zijn *exclusief* het eigen gewicht van de paal.

N.b.: Wanneer #DEEL/0! verschijnt, dan is (ten onrechte) FS trek= 0 ingevoerd!

Conclusie

De hiervoor beschreven berekeningsmethode volgens concept CUR-98 is in eveneens in een spreadsheet vertaald. Middels dit spreadsheet is eveneens een berekening gemaakt voor metrerings 8.530, waarbij dezelfde invoerwaarden zijn gehanteerd. De uitvoer van dit spreadsheet is te vinden op de volgende pagina's.

Bij een vergelijking met de uitkomsten van de huidige, bij door vele bureaus in gebruik zijnde, q_c -methode, blijkt het volgende:

1. Bij de q_c -methode is voor de $F_{S_{trek}}$ (voor palen onder een o.w.b. vloer, alleen op trek belast), aangehouden: 2,5
De bijbehorende inheidiepte om $F_{r,max;trek}$ in de gebruikstoestand te kunnen ontwikkelen is: NAP - 7,89 m.
2. Bij de boven beschreven methode (Concept CUR-C-98) is voor $F_{S_{trek}}$ (voor palen onder een o.w.b. vloer, alleen op trek belast), aangehouden: 1,87
De bijbehorende inheidiepte om $F_{r,max;trek}$ in de gebruikstoestand te kunnen ontwikkelen is: NAP - 7,96 m

Bijlage 4.5

Dimensionering stempels en gordingen

In deze bijlage wordt beschreven hoe de dimensionering en controle verloopt van stempels en gordingen.

De stempelberekningen worden uitgevoerd, conform NEN 6770, op buiging en druk belaste liggers.

De gordingberekningen worden volgens dezelfde norm uitgevoerd.

Stempels

Bij de berekening van de stempels wordt uitgegaan van de drukbelasting op de stempels uit de damwanden, welke volgt uit M-Sheet. Deze belasting is gegeven als een lijnlast in kN/m^1 . Bovendien wordt in de berekening het eigengewicht, vermeerderd met een variabele belasting meegenomen.

Voor de variabele belasting geldt:

$$\begin{aligned} l < 20 \text{ m} & : F_{vb} = 10 \text{ kN, aangrijpend op de middendoorsnede van het stempel} \\ l > 20 \text{ m} & : q_{vb} = 1,0 \text{ kN/m}^1 \end{aligned}$$

De berekening dient te worden uitgevoerd voor twee situaties, nl.:

1. reguliere situatie; alle stempels zijn aanwezig en voldoen. Voor de bealstingfactoren geldt:
 - belastingfactor stempelkracht voor stempel: 1,25
 - belastingfactor eigen gewicht voor stempel: 1,20
 - belastingfactor var. belasting voor stempel: 1,50
2. calamiteit; één stempel valt uit, de twee naastgelegen nemen ieder 50% extra op:
 - belastingfactor stempelkracht voor stempel: 1,00
 - belastingfactor eigen gewicht voor stempel: 1,00
 - belastingfactor var. belasting voor stempel: 1,00

In de praktijk blijkt over het algemeen belastingssituatie twee maatgevend te zijn.

De dimensionering van een stempel is een iteratief proces, waarbij op ervaring in eerste instantie een inschatting moet worden gemaakt van de benodigde h.o.h. afstand en de doorsnede van het stempel. In Nederland wordt voor de stempels over het algemeen gebruik gemaakt van ronde buisprofielen, welke over een uniaxiale stijfheid beschikken. De gekozen combinatie van h.o.h. afstand en doorsnede-profiel worden vervolgens voor beide belastingssituaties getoetst en zonedig aangepast.

De toetsing verloopt als volgt:

stap 1

Bepaal de stempelkracht, welke volgt uit M-Sheet. Deze kracht wordt voor de controle opstempeluitval vermenigvuldigd met 1,50.

stap 2

Kies een een profieldoorsnede (diameter D , wanddikte t) en een h.o.h. afstand voor de stempels. Dit moet naar inzicht gebeuren en zal door iteratie moeten worden geoptimaliseerd.

stap 3

Bepaal aan de hand van bovenstaande gegevens de volgende zaken:

$$I = \frac{\pi}{16} * D^3 * t$$

$$A = \pi * D * t$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

$$W = \frac{\pi}{32} * D^2 * t$$

$$\lambda_e = \pi * \sqrt{\frac{E_d}{f_{y,d}}}$$

$$\lambda = \frac{l_k}{i} = \frac{l}{i}$$

$$\lambda_{rep} = \frac{\lambda}{\lambda_e}$$

stap 4

Bepaal de volgende rekenwaarden voor de belasting:

$$N_{c,s;d} = \gamma_{st} * F_{stempel, M-Sheet}$$

$$q_d = \gamma_{eg} * q_{eg} + \gamma_{vb} * q_{vb}$$

$$M_{y, equ; s; d} = \frac{1}{8} * q_d * l^2$$

stap 5

Bepaal het tweede orde moment, door eerst de doorbuiging in de u.g.t. te bepalen en deze te vermenigvuldigen met de rekenwaarde voor de drukkracht $N_{c,s;d}$.

$$\delta_{u.g.t.} = \frac{5}{384} * \frac{(\gamma_{eg} * SG_{staal} * A + \gamma_{vb} * q_{vb}) * l^4}{E * i^2 * A}$$

$$M_{2^{e} orde} = \delta_{u.g.t.} * N_{c,s;d}$$

stap 6

Bepaal de sterktes van het profiel:

$$N_{pl;d} = A * f_{y;d}$$

$$M_{y;u;d} = W * f_{y;d}$$

stap 7

Bepaal de waarde van de knikfactor ω_{buc} d.m.v. de eerder bepaalde relatieve slankheid λ_{rel} en figuur 42 NEN 6770 of tabel 24 NEN 6770 (zie beiden achteraan in deze bijlage). Voor een warmgewalst, rond buisprofiel moet instabiliteitskromme a worden gehanteerd.

stap 8

Controleer of de gekozen profieldoorsnede en de h.o.h. afstand voldoen, d.m.v. de volgende eis (NEN 6770, par. 12.3.1.2.1):

$$\frac{1,1 * N_{c;s;d}}{\omega_{buc} * N_{pl;d}} + \frac{1,1 * (M_{y;equ;s;d} + M_{2^e\ orde})}{M_{y;u;d}} \leq 1,0$$

Wordt niet aan deze eis voldaan, dan moet de berekening herhaald worden met een andere profieldoorsnede en/of een andere h.o.h. afstand.

Gordingen

De gordingenberekening wordt uitgevoerd met de h.o.h. afstand, welke volgt uit de voorgaande stempelberekening. Ook de stempelberekening wordt uitgevoerd voor de twee bovenomschreven belastingsituaties:

1. reguliere situatie Alle stempels zijn aanwezig en voldoen. bel. factor $\gamma = 1,1$
2. calamiteit Één stempel valt uit. bel. factor $\gamma = 1,0$

stap 1

Bepaal de rekenwaarde van de belasting volgens:

voor belastinggeval 1:

$$M_{gord;d;norm} = \frac{1}{10} * 1,1 * q_{stempel.M-Sheet} * h.o.h.^2$$

voor belasting geval 2:

$$M_{gord;d;extr} = \frac{1}{16} * q_{stempel.M-Sheet} * (2 * h.o.h.)^2$$

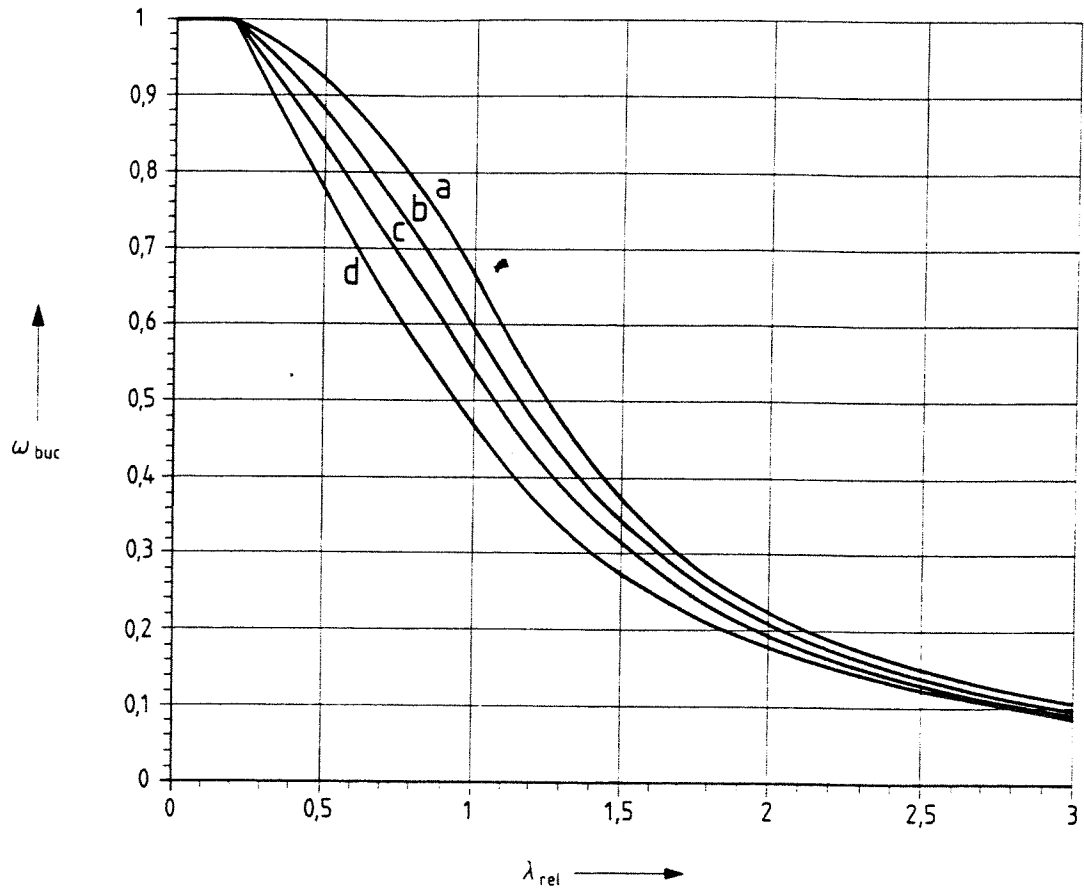
stap 2

Bepaal het benodigde minimale elastische (voor bel. sit. 1) en plastische (voor bel. sit. 2) weerstandsmoment van de gording volgens:

$$W_{el.ben.} = \frac{M_{gord.d.norm}}{f_{y,d}}$$

$$W_{pl.ben.} = \frac{M_{gord.d.extr}}{f_{y,d}}$$

Deze waarden kunnen eenvoudig uit een tabel worden afgelezen. Over het algemeen is ook hier belastingsituatie twee maatgevend.



Figuur 42 – Instabiliteitskrommen

Formule (12.1-14) is opgesteld ten behoeve van het computergebruik. De afwijkingen die deze formule geeft ten opzichte van tabel 24 zijn verwaarloosbaar.

Tabel 24 is overgenomen uit Eurocode 3 en afgerond op 2 decimalen.

Tabel 24 – Waarden van de knikfactor ω_{buc} als functie van de te hanteren instabiliteitskromme a t.m. d en de relatieve slankheid λ_{rel} . Voor tussenliggende waarden mag lineair worden geïnterpoleerd

$\lambda_{rel}^*)$	Waarden van ω_{buc}			
	a	b	c	d
0,2	1,00	1,00	1,00	1,00
0,3	0,98	0,96	0,95	0,92
0,4	0,95	0,93	0,90	0,85
0,5	0,92	0,88	0,84	0,78
0,6	0,89	0,84	0,79	0,71
0,7	0,85	0,78	0,72	0,64
0,8	0,80	0,72	0,66	0,58
0,9	0,73	0,66	0,60	0,52
1,0	0,67	0,60	0,54	0,47
1,1	0,60	0,54	0,48	0,42
1,2	0,53	0,48	0,43	0,38
1,3	0,47	0,43	0,39	0,34
1,4	0,42	0,38	0,35	0,31
1,5	0,37	0,34	0,31	0,28
1,6	0,33	0,30	0,28	0,25
1,7	0,30	0,28	0,26	0,23
1,8	0,27	0,25	0,23	0,21
1,9	0,24	0,23	0,21	0,19
2,0	0,22	0,21	0,20	0,18
2,1	0,20	0,19	0,18	0,16
2,2	0,19	0,18	0,17	0,15
2,3	0,17	0,16	0,15	0,14
2,4	0,16	0,15	0,14	0,13
2,5	0,15	0,14	0,13	0,12
2,6	0,14	0,13	0,12	0,11
2,7	0,13	0,12	0,12	0,11
2,8	0,12	0,11	0,11	0,10
2,9	0,11	0,11	0,10	0,09
3,0	0,10	0,10	0,10	0,09

*) Voor tussenliggende waarden moet lineair zijn geïnterpoleerd

Behalve uit de tabel 24 kan ω_{buc} ook zijn ontleend aan formule (12.1-14):

$$\omega_{buc} = \frac{\sigma_{buc;d}}{f_{y;d}} = \frac{1 + \alpha_k (\lambda_{rel} - \lambda_o) + \lambda_{rel}^2}{2 \lambda_{rel}^2} - \frac{1}{2 \lambda_{rel}^2} \sqrt{[1 + \alpha_k (\lambda_{rel} - \lambda_o) + \lambda_{rel}^2]^2 - 4 \lambda_{rel}^2} \quad \dots (12.1-14)$$

De factoren α_k en λ_o in deze formule kunnen zijn ontleend aan tabel 25. Voor λ_{rel} zie 12.1.1.2.

Bijlage 4.6

Ontwerpberekening damwand

Als lokatie voor een voorbeeldberekening van een damwand wordt hier metrerings 8.530 genomen. Op slechts een geringe afstand van deze lokatie is sondering DKMP 3.18.2 beschikbaar.

Behalve een representatieve damwandberekening te beschrijven, waarbij gebruik wordt gemaakt van het elasto-plastische veren programma M-Sheet, wordt er ook geprobeerd om enig inzicht te krijgen in de invloed van twee verschillende schematisaties van een onderwaterbetonvloer op de uitkomsten van de berekening.

De uitwerking is volkomen conform de beschrijving in paragraaf 4.5.

stap 1

De breedte van de bouwput bedraagt 36,35 m. Hierbij is er vanuitgegaan dat de damwand uiteindelijk weer getrokken zal moeten worden en dat deze dus niet als bekisting zal dienen voor de constructiewand van de tunnel.

De redenering hierachter is tweeledig. Ten eerste worden zware en dus dure damwandprofielen gebruikt, welke weer hergebruikt zouden kunnen worden om de kosten te drukken. Ten tweede belemmeren de diepe damwanden de grondwaterstroming in de richting van de Maas. Voor de bouwfase wordt dit niet problematisch geacht, maar een permanente belemmering is op grond van ecologische aspecten ontoelaatbaar.

De breedte van de bouwput is bepaald aan de hand van de volgende afmetingen:

breedte rijbanen	2 * 14,2 m =	28,40 m
breedte vluchtgang		1,35 m
dikte wanden vluchtgang	2 * 0,50 m =	1,00 m
dikte constructiewanden	2 * 0,90 m =	1,80 m
werkbreedte tussen constr. wand en damwand	2 * 1,50 m =	3,00 m
uitbuiging damwand	2 * 0,15 m =	0,30 m
Heitoleranties	2 * 0,25 m =	0,50 m
Totaal		36,35 m

Ten aanzien van de werkbreedte kan nog vermeld worden, dat deze waarde tevens wordt bepaald in samenhang met de trekcapaciteit van de randpalen bij trekken van de damwand. Vanwege het feit dat, indien de damwand weer getrokken moet worden, de rand-trekpalen door de optredende grondontspanning worden gereduceerd in de trekcapaciteit, zullen de randpalen dieper moeten worden ingebracht, naarmate de grootte van de werkbreedte afneemt.

stap 2

Hieronder volgen de diverse bouwfasen, welke in M-Sheet zijn ingevoerd. Deze bouwfasen zijn ook aan het einde van deze bijlage grafisch opgenomen.

1. Inbrengen damwand. De bovenkant van de damwand wordt gehouden op NAP + 21,50 m. Dit i.v.m. de maximaal te verwachten waterstand in het Roerdal van NAP + 21,00 m. De damwand steekt dus een meter boven het maaiveld uit.
2. Ontgraven tot 0,25 m boven de grondwaterstand. Voor de grondwaterstand wordt de gemiddelde hoogte (NAP + 19,00 m) aangehouden.
3. Aanbrengen gordingen en stempel. Toegepast wordt een stempel van 1,00 m diameter. Tussen de onderzijde van het stempel en de bovenkant van de ontgraving dient minimaal 0,50 m ruimte te zitten. Dit resulteert in positie van de gording en het hart van de stempel op een hoogte van NAP + 20,25 m.
4. Ontgraven tot 0,30 m (i.v.m. veiligheid, voorgeschreven in CUR 166 en tevens i.v.m. ontgravingstoleranties; wordt onder stap 5 weer aangevuld) onder de onderkant van de toekomstige onderwaterbetonvloer, dus tot NAP + 6,37 m.
5. Aanbrengen 0,30 m aanvulzand en daarop de onderwaterbetonvloer. De aanvullaag dient om een zo goed, glad mogelijk bed te maken, waarop de onderwaterbeton gestort wordt.
6. Leegpompen bouwput.
7. Controle bij een maximale waterstand van NAP + 21,00 m.

ad 4)

Het bepalen van de dikte van de onderwaterbetonvloer is mede afhankelijk van de kracht die de damwand er op uitoefent; de buigtrekspanningen van de randvelden worden gereduceerd met de helft van de drukkracht uit de verticale begrenzing. Zie paragraaf 4.3. De dwarskrachtverdeling in de damwand dient hiervoor dus bekend te zijn. Voor de damwandberekening dient juist weer de dikte van de onderwaterbetonvloer bekend te zijn. Dit is een iteratief proces. Hier wordt ervan uitgegaan dat de onderwaterbetonvloer een theoretische dikte heeft van 1,00 m.

ad 5)

De onderwaterbetonvloer op trekpalen kan op twee manieren worden geschematiseerd. Één mogelijkheid is om de onderwaterbetonvloer te schematiseren als een star steunpunt, welke horizontale translaties verhindert, 0,25 m onder de theoretische bovenkant. Een ander mogelijkheid is om de vloer in te vullen als een grondlaag. Hierbij wordt aangehouden dat deze 'grondlaag' alleen een beddingsconstante en cohesie heeft, dus geen eigen gewicht en geen hoek van inwendige wrijving. Bovendien wordt $\lambda_{\text{passief}} = 1,0$ genomen, terwijl de $\lambda_{\text{neutraal}}$ en de λ_{actief} gelijk aan nul worden gesteld. Beide schematisaties worden doorgerekend. Op de verschillen wordt later teruggekomen.

ad 6)

Bij beide bovenomschreven schematisaties dient een correctie te worden toegepast, om de waterdruk aan de passieve zijde in rekening te brengen. Dit wordt als volgt gedaan.

Het verschil in de waterspiegel tussen de actieve en de passieve zijde bedraagt:

$$h_{\text{actief}} - h_{\text{passief}} = 19,00 - 6,67 = 12,33 \text{ m}$$

Omdat de waterdruk aan de passieve zijde echter gelijk is aan de waterdruk aan de actieve zijde, moet in de berekening aan de passieve zijde een wateroverspanning ter grootte van deze waterdruk worden ingevoerd. Deze wateroverspanning bedraagt:

$$p_{h,dr} = W.O.SP. = (h_{\text{actief}} - h_{\text{passief}}) * \gamma_{\text{water}} = 12,33 * 10 = 123,30 \text{ kN/m}^2$$

Om deze wateroverdruk te compenseren, er heerst namelijk geen korrelspanning en er moet evenwicht heersen. dient er een even grote bovenbelasting te worden aangebracht.

ad 7)

Zie ad 6). De wateroverspanning en bovenbelasting bedragen nu:

$$h_{actief} - h_{passief} = 21,00 - 6,67 = 14,33 \text{ m}$$

$$p_{hydr} = W.O.SP. = (h_{actief} - h_{passief}) * \gamma_{water} = 14,33 * 10 = 143,30 \text{ kN/m}^2$$

Ook hier dient een evengrote bovenbelasting te worden aangebracht.

stap 3

De grondlagen, zoals gekarakteriseerd in hoofdstuk 2, worden voorzien van parameters, alsmede de zandaanvulling en de geschematiseerde onderwaterbetonvloer:

grondlaag	γ_{droog} [kN/m ³]	γ_{nat} [kN/m ³]	c [kN/m ²]	ϕ [°]	δ [°]	$K_{h,verw}$ [kN/m ³]
1. Klei	18	18	10	22,00	11,00	3.000
2. Leem	21	21	2	27,00	13,50	8.000
3. Zand	19	21	0	34,00	20,00	25.000
4. Grind	19	21	0	40,00	20,00	60.000
5. Grind	19	21	0	40,00	20,00	80.000
6. Aanv.zand	17	19	0	30,00	20,00	25.000
7. Beton	0	0	15.000	0	0	6.000.000

Voor de betonlaag is de elasticiteitsmodulus voor langdurige belasting gebruikt, bepaald volgens de TGB-beton. Voor f'_b is de gereduceerde waarde voor onderwaterbeton genomen.

$$E_{beton} = \frac{f'_b}{1,75 * 10^{-3}} = \frac{0,7 * 15,0}{1,75 * 10^{-3}} = 6000 \text{ N/mm}^2$$

Voor de bovenbelasting aan de actieve zijde is, overeenkomstig de hoge waarde volgens CUR 166, 20,00 kN/m² aangehouden.

stap 4

Voordat de berekeningen gestart kunnen worden, dienen nog de stempelgegevens in M-Sheet te worden ingevoerd. Zoals vermeld gaat M-Sheet er automatisch van uit, dat er een anker wordt toegepast. Zodoende dient de stempelstijfheid zodanig te worden omgeschreven dat het stempel als een gelijkwaardig grondanker kan worden ingevoerd.

De veerstijfheid van het stempel per strekkende meter bedraagt:

$$K_{s,d} = \frac{2 * EA}{l * a} = \frac{2,1 * 10^8 * 1,00 * \pi * 0,01}{36,15 * 5,00} = 73,00 * 10^3 \frac{kN}{m}$$

Hierbij is er in eerste instantie van uitgegaan dat de stempels (\varnothing 1,00 m, wanddikte $t = 10$ mm) op een hart op hart afstand van 5 m van elkaar zijn geplaatst. Ook de bepaling van deze maten is een iteratief proces, waarbij door trial and error de juiste waarden moeten worden gevonden. De sterkte van de stempels moet worden gecontroleerd onder stap 6. Als hieruit volgt dat de afmetingen en hart op hart afstand van de stempels, zoals ze hierboven staan vermeld, erg afwijken, zal eventueel de berekening met aangepaste stempelstijfheid opnieuw moeten worden uitgevoerd.

Bij het bepalen van de hart op hart afstand van de stempels dient overigens rekening te worden gehouden met de stramienmaten van de trekelementen, wanneer de trekelementen na ontgraving van de bouwkuip worden aangebracht. De lokatie van een stempel mag dan niet samenvallen met een rij trekelementen, omdat dat voor het aanbrengen van de trekelementen evidente problemen oplevert.

Voor de berekening worden in deze stap als beddingsconstanten de verwachtingswaarden genomen, gedeeld door een factor 2.

De berekening wordt uitgevoerd voor een schematisatie van de onderwaterbetonvloer als een star steunpunt en als een zeer stijve grondlaag, zoals omschreven onder stap 2.

Uit deze berekening komen de volgende zaken naar voren:

schematisatie onderwaterbetonvloer als star steunpunt

Indien de onderwaterbetonvloer wordt geschematiseerd als een star steunpunt, 0,25 m onder de theoretische bovenkant, volstaat een samengesteld damwandprofiel Larssen 420, staalkwaliteit PAE 420, met een totale lengte van 18,5 m.

De vloeigrens $f_{y,d}$ behorend bij PAE 420 bedraagt 420 N/mm^2 . Deze staalkwaliteit is hoger dan gebruikelijk wordt toegepast. Gebruikelijk is een staalkwaliteit tot PAE 360. Dit staat gelijk aan Fe 510 B volgens de Euronorm. PAE codes worden in Frankrijk en België gehanteerd en zijn voor damwanden gebruikelijk.

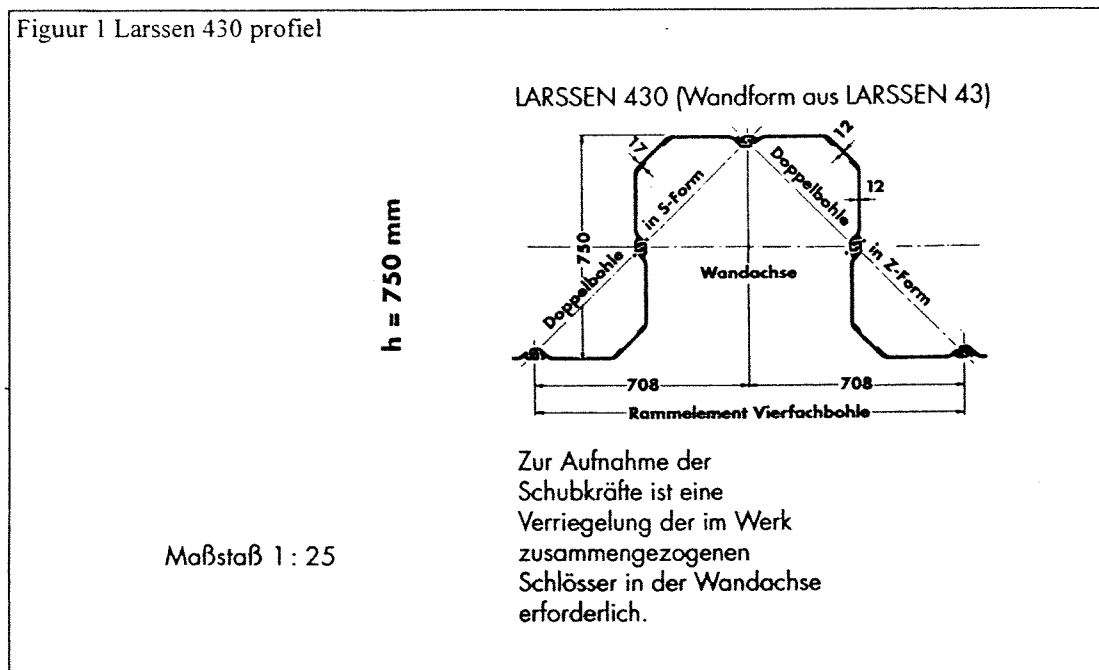
De reden om een dergelijke hoge staalkwaliteit toe te passen is dat, zoals verderop zal blijken, het bereiken van het maximaal opneembare moment in dit geval maatgevend is. Het toepassen van een zwaarder damwand profiel is kostbaarder en levert een onnodig hoge oversterkte en -stijfheid.

De eigenschappen van dit profiel zijn:

- Breedte = 708 mm
- Hoogte = 750 mm
- Flensdikte = 10.0 mm
- Lijfdikte = 10.0 mm
- Weerst. mom. $W = 3900 \text{ cm}^3/\text{m wand}$
- Traagh. mom. $I = 146300 \text{ cm}^4/\text{m wand}$
- Opp. lijf $A_{\text{lijf}} = 22000 \text{ mm}^2/\text{m wand}$
- Gewicht = 173 kg/m^2

In figuur 1 is een profiel Larssen 430 gegeven. De vorm hiervan is overeenkomstig een profiel Larssen 420, maar de maten wijken af.

Het damwandprofiel Larssen 420 is samengesteld uit meerdere Larssen 42 planken, welke diagonaal zijn ingebracht. Deze wijze van inbrengen is nogal bewerkelijk, omdat het materieel voor iedere volgende damwandplank een kwartslag gedraaid moet worden.



Het profiel heeft scharnieren halverwege het lijf, hetgeen minder stijf is en eerder aanleiding geeft tot vervormen. De reden hiervoor is dat bij een scharnier halverwege het lijf het scharnier in de neutrale lijn ligt. Vanwege het bovenstaande wordt er in de praktijk een reductie op het rekenkundige weerstandsmoment W toegepast van 10 %.

Het totaal opneembare moment bedraagt zodoende:

$$M_{r,d} = 0,90 * W * f_{y,d} = 0,90 * 3,9 * 420 = 1474 \text{ Nm/m} = 1474 \text{ kNm/m}$$

De buigstijfheid bedraagt:

$$EI = 2,1 * 10^8 * 146300 * 10^{-8} = 307230 \frac{\text{kN} \cdot \text{m}^2}{\text{m}}$$

De uitkomsten uit de M-Sheet berekening zijn:

maximaal moment M_{\max}	1414,9 kNm/m
maximale uitbuiging w_{\max}	98,8 mm
maximale gemobiliseerde korrelspanning	54,9 %
maximale dwarskracht D_{\max}	806,5 kN/m
maximale stempelkracht $f_{\text{stempel,M-Sheet}}$	341,3 kN/m

schematisatie onderwaterbetonvloer als stijve grondlaag

Indien de onderwaterbetonvloer wordt geschematiseerd als een zeer stijve grondlaag, kan worden volstaan met dezelfde lengte en hetzelfde type damwandprofiel. De uitkomsten van de berekening zijn in dat geval:

maximaal moment M_{\max}	1386,0 kNm/m
maximale uitbuiging w_{\max}	97,0 mm
maximale gemobiliseerde korrelspanning	54,9 %
maximale dwarskracht D_{\max}	780,8 kN/m
maximale stempelkracht $f_{\text{stempel,M-Sheet}}$	336,94 kN/m

Wanneer de uitkomsten van de berekeningen voor de twee schematisaties worden vergeleken valt direkt op dat zij onderling slechts zeer geringe verschillen vertonen. Uit deze consistentie kan worden afgeleid dat de invloed van de keuze voor de ene, danwel de andere schematisatie, op de berekeningsresultaten nagenoeg zonder gevolgen is.

Hierbij kan nog worden aangetekend dat, indien de uitvoer van de M-Sheet berekening nader wordt beschouwd, blijkt dat de damwand alleen aan de bovenzijde drukkracht overbrengt aan de betonlaag. Hiermee wordt aangetoond dat de starre steunpunt-schematisatie op 0,25 m van de bovenkant inderdaad goed overeenkomt.

stap 5

De invoergegevens van stap 4 worden vervolgens ook voor deze stap gehanteerd. De waarden voor de beddingsconstante moeten nu echter worden vermenigvuldigd met een factor 1,5.

De uitkomsten van de M-Sheet berekening voor de twee schematisaties zijn:

schematisatie onderwaterbetonvloer als star steunpunt

maximaal moment M_{max}	1377,0 kNm/m
maximale uitbuiging w_{max}	92,2 mm
maximale gemobiliseerde korrelspanning	65,2 %
maximale dwarskracht D_{max}	813,5 kN/m
maximale stempelkracht $f_{stempel.M-Sheet}$	334,25 kN/m

schematisatie onderwaterbetonvloer als stijve grondlaag

maximaal moment M_{max}	1350,0 kNm/m
maximale uitbuiging w_{max}	89,9 mm
maximale gemobiliseerde korrelspanning	67,9 %
maximale dwarskracht D_{max}	781,7 kN/m
maximale stempelkracht $f_{stempel.M-Sheet}$	330,03 kN/m

Uit de resultaten van stap 5 blijkt dat aanzienlijk stijvere beddingsconstanten in de berekening betrekkelijk weinig gevolgen hebben voor krachten en vervormingen in de damwand. De gemobiliseerde korrelspanningen komen bij stap 5 iets hoger uit.

Voor de bepaling van het juiste damwandprofiel en de juiste inbeddingsdiepte, waren twee zaken maatgevend, namelijk het maximaal optredende moment in de damwand bij lage horizontale beddingsconstanten en de gemobiliseerde korrelspanningen bij hoge horizontale beddingsconstanten. Het eerste was reden om een hogere staalkwaliteit dan gebruikelijk toe te passen.

De waterstand waarbij de grootste uitbuiging optrad was 21,00 m. Deze waterstand heeft een overeenkomstige herhalingsfrequentie van eens per honderd jaar. Het kan interessant zijn om te weten in welke mate de optredende uitbuiging dan plastisch is. Immers, in dit geval was de vervorming niet maatgevend, maar er zijn zeker situaties, waarbij dat wel zo is. Als de vervormingseisen maatgevend zijn, maar de uitbuiging in dat geval grotendeels elastisch, is het te overwegen om het risico te nemen dat gedurende een betrekkelijk korte periode de bruikbaarheidsgrenstoestand wordt overschreden. Indien de vervorming van de damwand daarentegen permanent is, zal men dit minder snel accepteren. Om hier inzicht in te krijgen is een achtste bouwphase toegevoegd, welke weer gelijk is aan de situatie bij bouwphase zes. Een identieke bouwput is dan dus achtereenvolgens blootgesteld aan de gemiddelde grondwaterstand van NAP + 19,00 m, de hoogste waterstand NAP + 21,00 m en weer NAP + 19,00 m. De resultaten staan hieronder voor beide schematisaties en een lage beddingsconstante vermeld:

	w_{max} (o.w.b. als s.s.p.)	w_{max} (o.w.b. als grondlaag)
Bouwphase 6	89,0 mm	87,4 mm
Bouwphase 7	98,8 mm	97,0 mm
Bouwphase 8	98,1 mm	96,3 mm

Uit deze gegevens kan duidelijk worden geconcludeerd, dat de vervormingen van de damwand voor het overgrote deel plastisch zijn. Op grond hiervan is dus bewezen dat ook voor grenstoestand 2 de laagfrequente omstandigheden maatgevend zijn.

stap 6

De maximale stempelkracht $f_{\text{stempel.M-Sheet}}$ die kan optreden volgt uit stap 4 en bedraagt 341,30 kN/m.

Deze waarde is ingevoerd in het spreadsheetmodel, dat voor de berekening voor stempels en gordingen is opgezet. De uitvoer aan het einde van deze bijlage terug te vinden.

De berekening is uitgevoerd voor de eerder aangenomen stempelafmetingen van $\varnothing 1000 - 10$ mm en voor een zwaarder stempel $\varnothing 1100 - 11$ mm.

De eerder gedane aanname van stempels $\varnothing 1000 - 10$ mm, h.o.h. 5,00 m kwam behoorlijk in de richting. Een hart op hart afstand van 5,70 m bleek ook nog te voldoen. De controle voor stempeluitval is hier maatgevend.

Voor toepassing van stempels $\varnothing 1100 - 11$ mm bleek een hart op hart afstand van 8,50 m voldoende. Ook hier was de de controle voor stempeluitval maatgevend.

stap 7

De maximaal optredende dwarskracht, berekend in stap 5, bedraagt 823,8 kN/m. De dwarskrachtopname capaciteit van het toegepaste profiel is:

$$d = \frac{V_{rep}}{\gamma_s} = \frac{f_{y,rep}}{\gamma_s * \sqrt{3}} * A_{IWF} = \frac{360}{1,0 * \sqrt{3}} * 17.154 = 3.565,3 * 10^3 \frac{N}{m} = 3.565,3 \frac{kN}{m}$$

Het is dus duidelijk dat dwarskracht niet van invloed is op het toe te passen damwandprofiel.

stap 8

De controle op grondbreuk is hier niet van toepassing, zie paragraaf 4.5.

stap 9

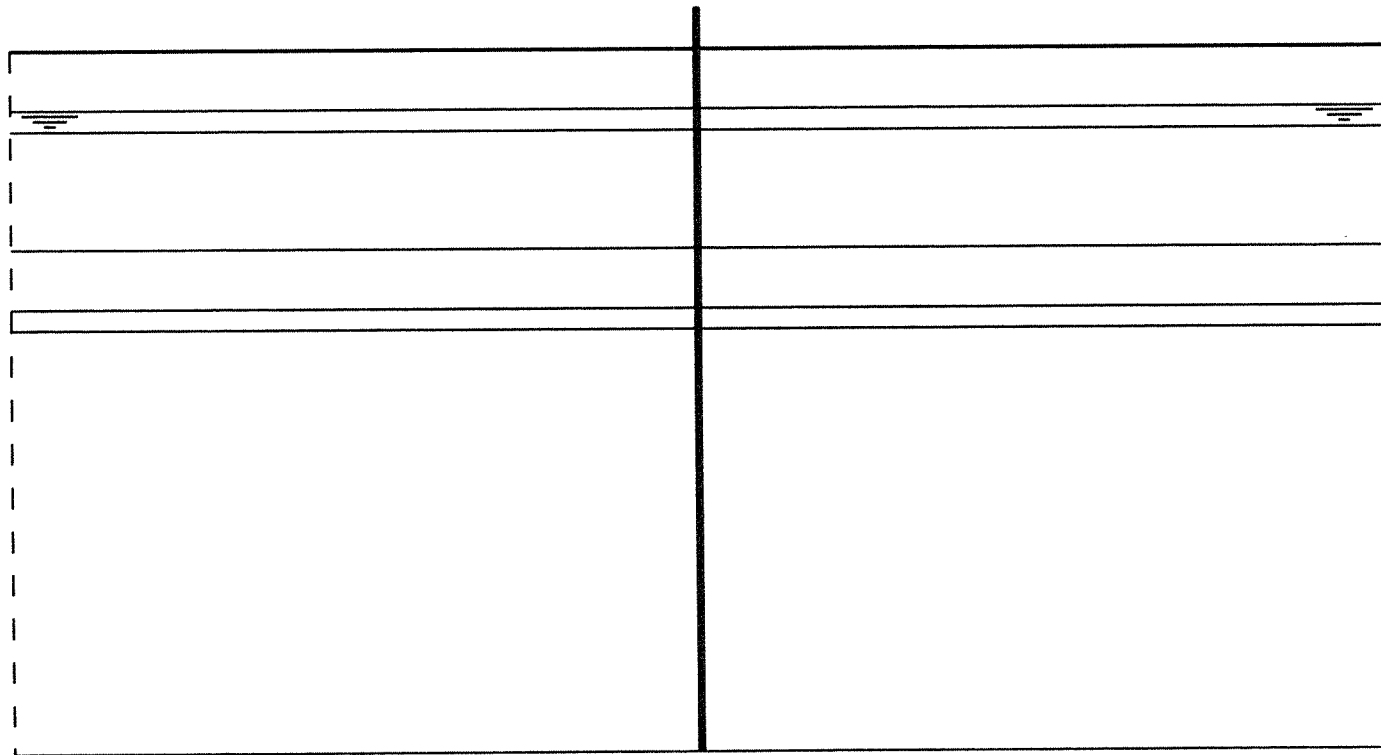
Voor de beide stempelconfiguraties geldt dat de situatie met stempeluitval maatgevend is voor de dimensionering van de gordingen.

- Voor de stempels $\varnothing 1000 - 10$ mm, h.o.h. 5,70 m volstaan twee HE 450 B profielen
- Voor de stempels $\varnothing 1100 - 11$ mm, h.o.h. 8,50 m volstaan twee HE 800 B profielen

OVERZICHT INVOER BOUWFASE : 1

Peil
[m]

21.
20.
19.
18.
17.
16.
15.
14.
13.
12.
11.
10.
9.0
8.0
7.0
6.0
5.0
3.0



TUD

Lic: 0216 Educational



MSHEET [4.0.2]

File : 8530PR

Maaiveld L/R : 2 / 1 Lengte : 18.50

Water L/R : 19.00 / 19.00

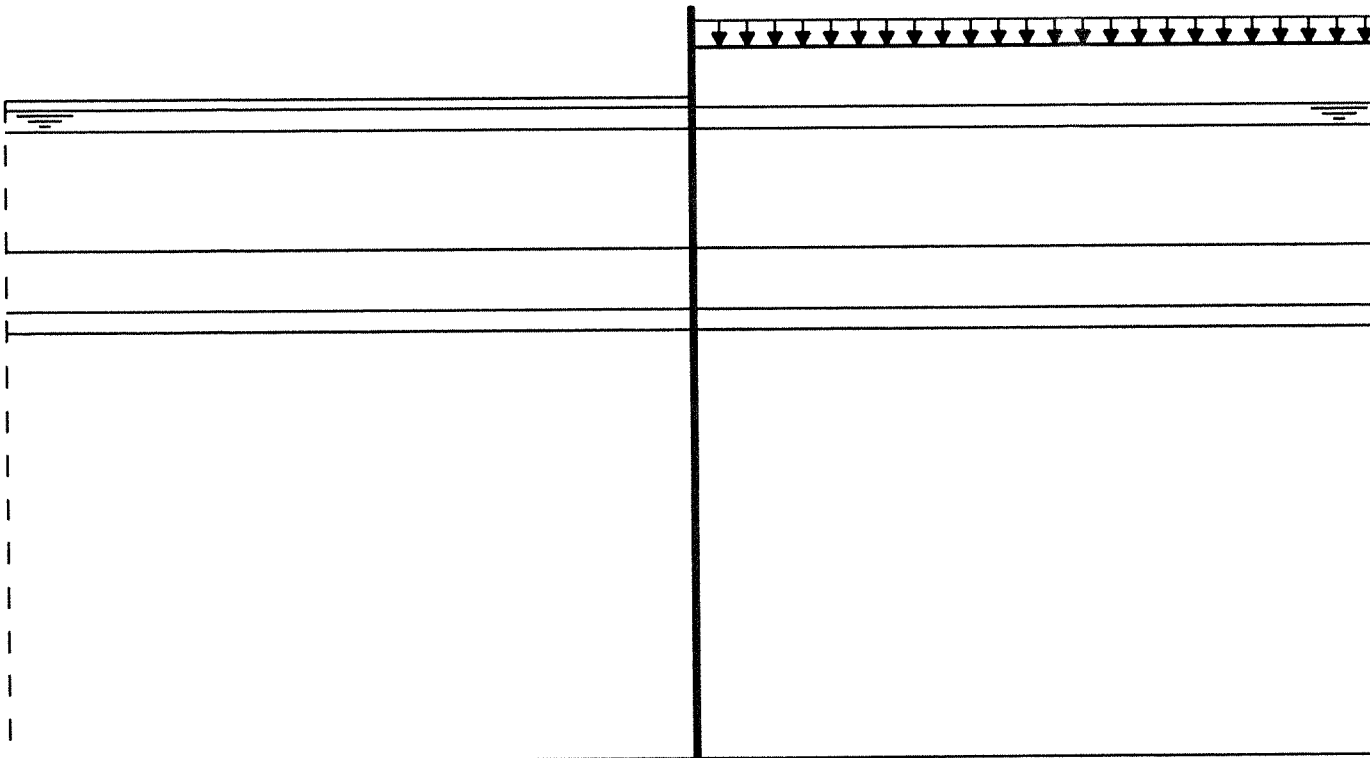
metrering 8530 star steunpunt

damwand

OVERZICHT INVOER BOUWFASE : 2

Peil
[m]

21.
20.
19.
18.
17.
16.
15.
14.
13.
12.
11.
10.
9.0
8.0
7.0
6.0
5.0
3.0



TUD

Maaiveld L/R : 3 / 1 Lengte : 18.50

Lic: 0216 Educational

Water L/R : 19.00 / 19.00



MSHEET [4.0.2]

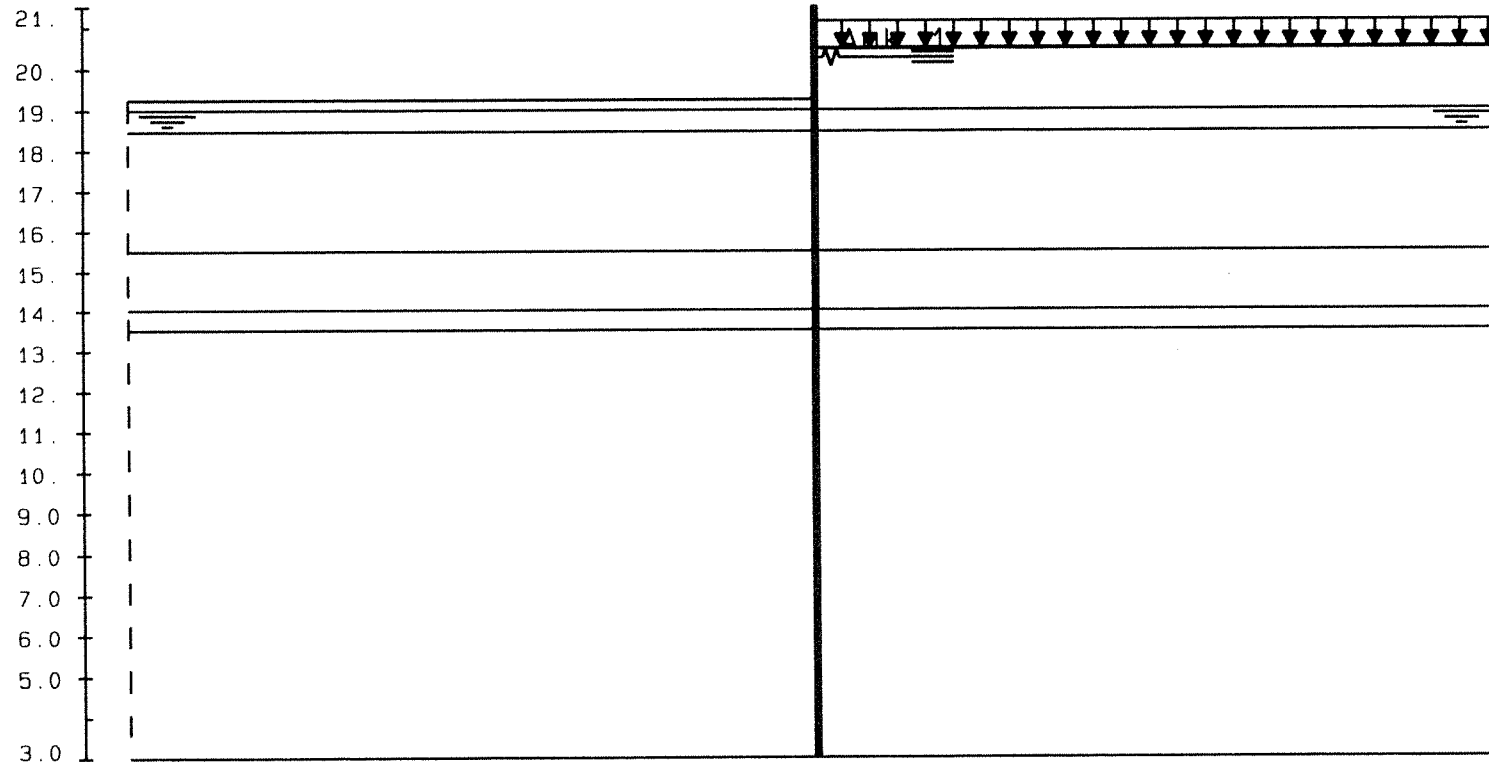
metrering 8530 star steunpunt

File : 8530PR

damwand

OVERZICHT INVOER BOUWFASE : 3

Peil
[m]



TUD

Maaiveld L/R : 3 / 1 Lengte : 18.50

Lic: 0216 Educational

Water L/R : 19.00 / 19.00



MSHEET [4.0.2]

metreering 8530 star steunpunt

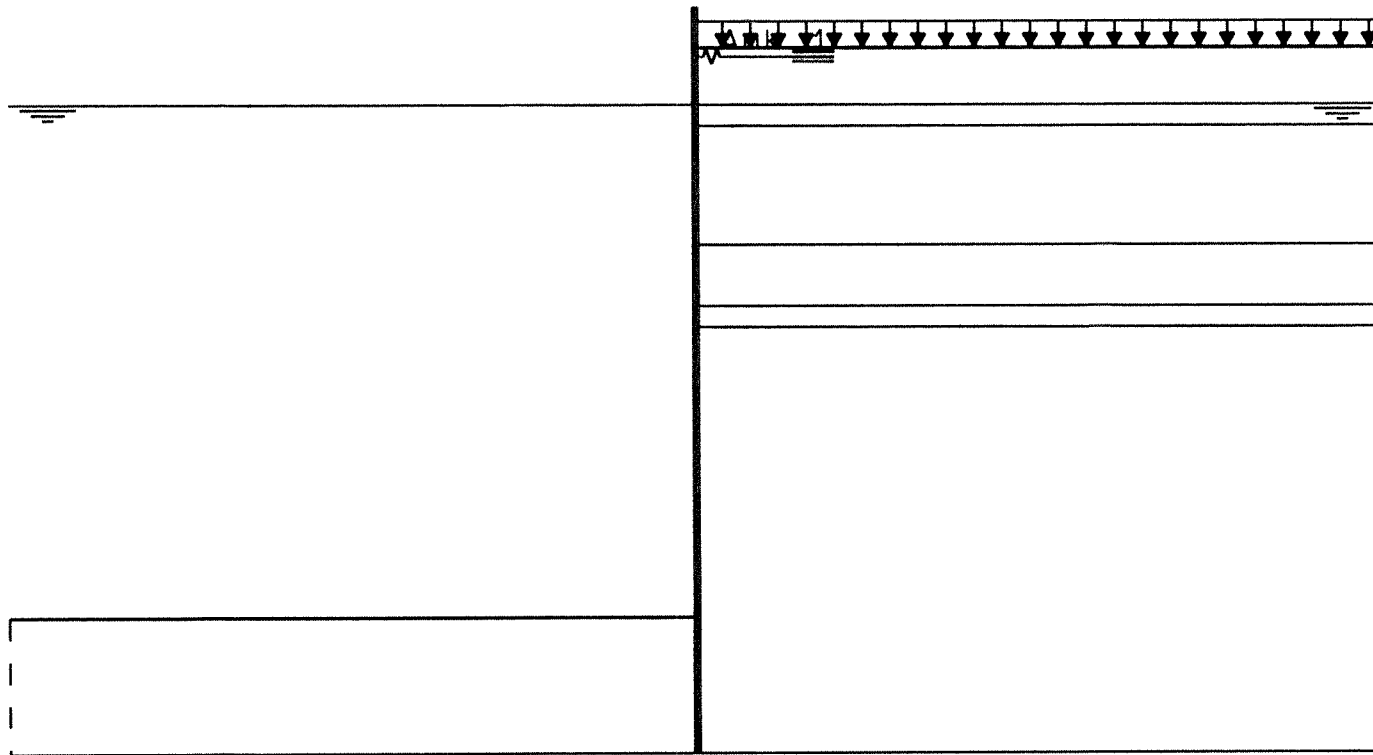
File : 8530PR

damwand

OVERZICHT INVOER BOUWFASE : 4

Peil
[m]

21.
20.
19.
18.
17.
16.
15.
14.
13.
12.
11.
10.
9.0
8.0
7.0
6.0
5.0
3.0



TUD

Maaiveld L/R : 4 / 1 Lengte : 18.50

Lic: 0216 Educational

Water L/R : 19.00 / 19.00



MSHEET [4.0.2]

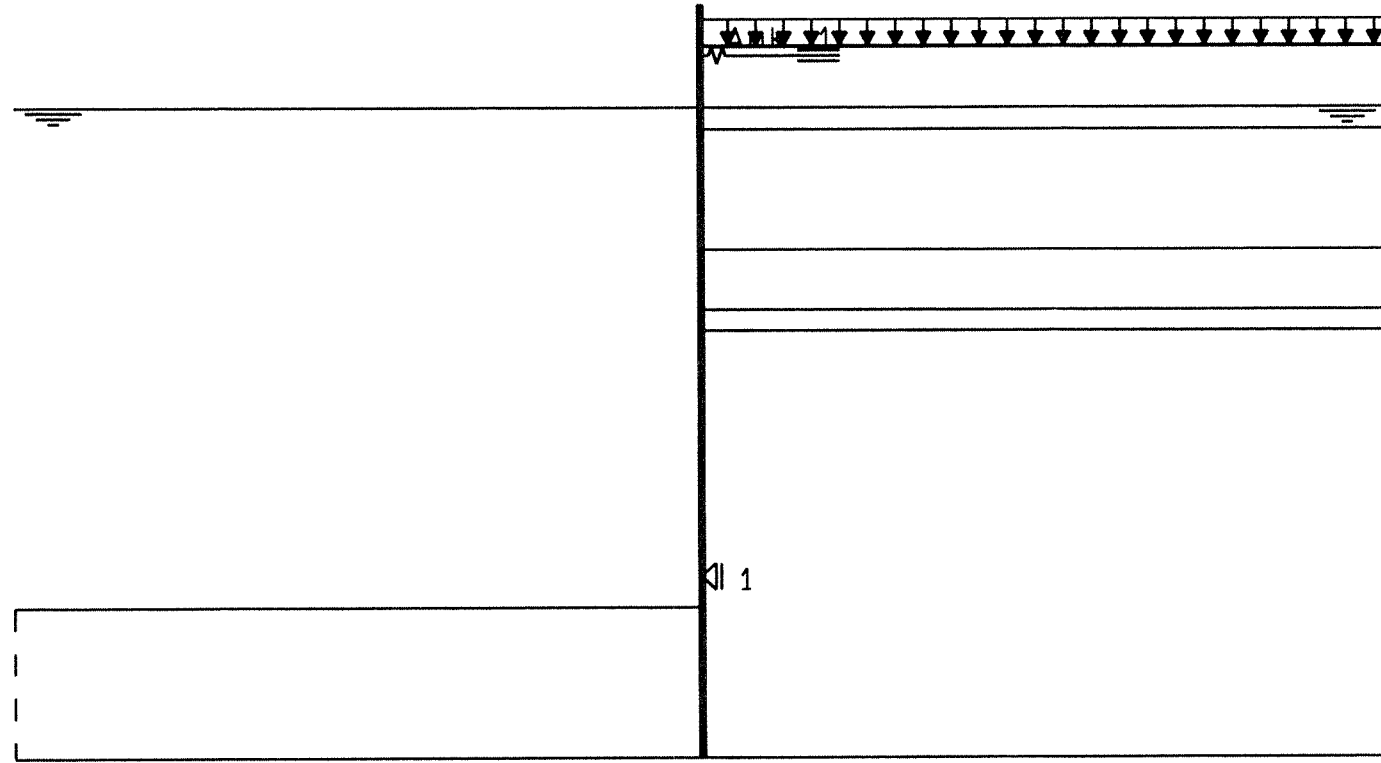
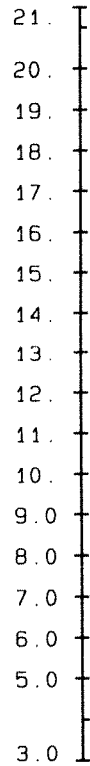
metreering 8530 star steunpunt

File : 8530PR

damwand

OVERZICHT INVOER BOUWFASE : 5

Peil
[m]



TUD

Lic: 0216 Educational



MSHEET [4.0.2]

File : 8530PR

Maaiveld L/R : 5 / 1 Lengte : 18.50

Water L/R : 19.00 / 19.00

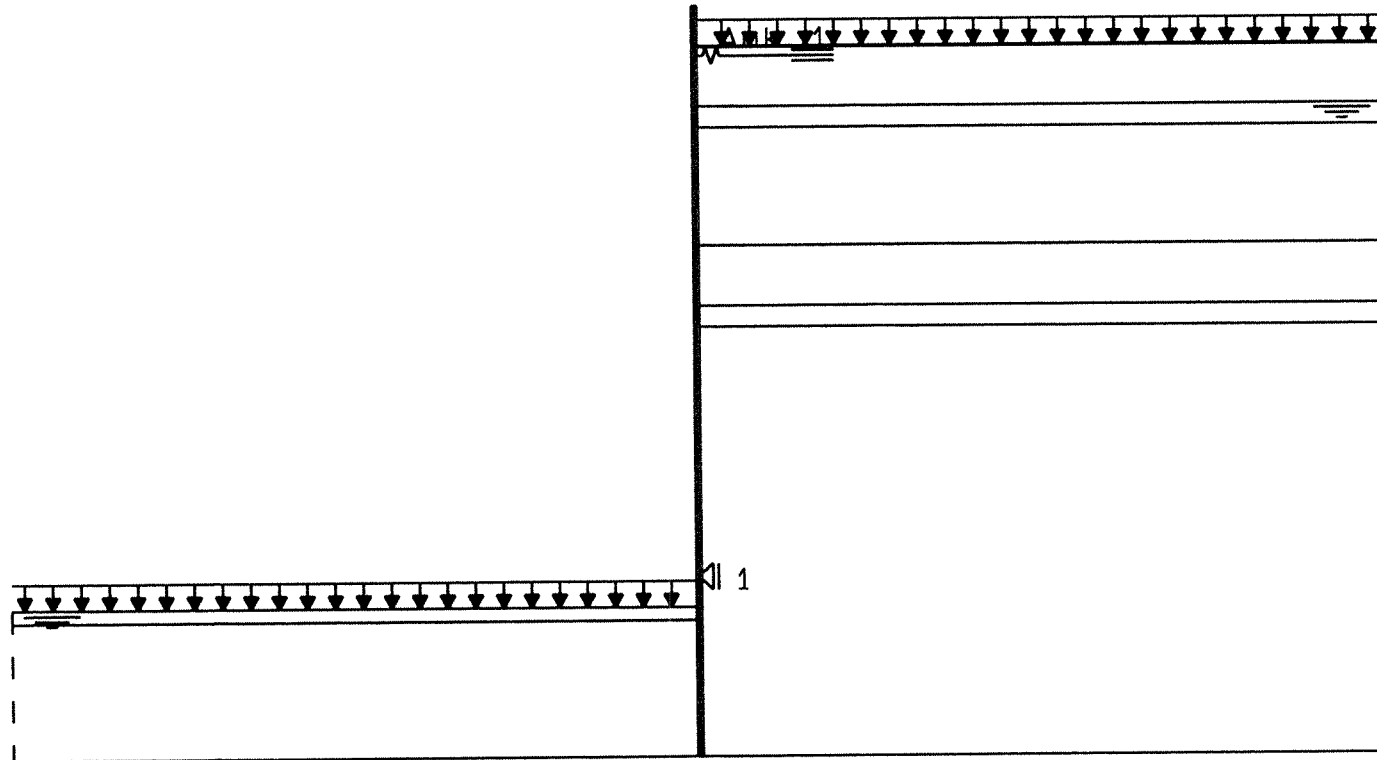
metrering 8530 star steunpunt

damwand

OVERZICHT INVOER BOUWFASE : 6

Peil
[m]

21.
20.
19.
18.
17.
16.
15.
14.
13.
12.
11.
10.
9.0
8.0
7.0
6.0
5.0
3.0



TUD

Maaiveld L/R : 5 / 1 Lengte : 18.50

Lic: 0216 Educational

Water L/R : 6.67 / 19.00



MSHEET [4.0.2]

metrering 8530 star steunpunt

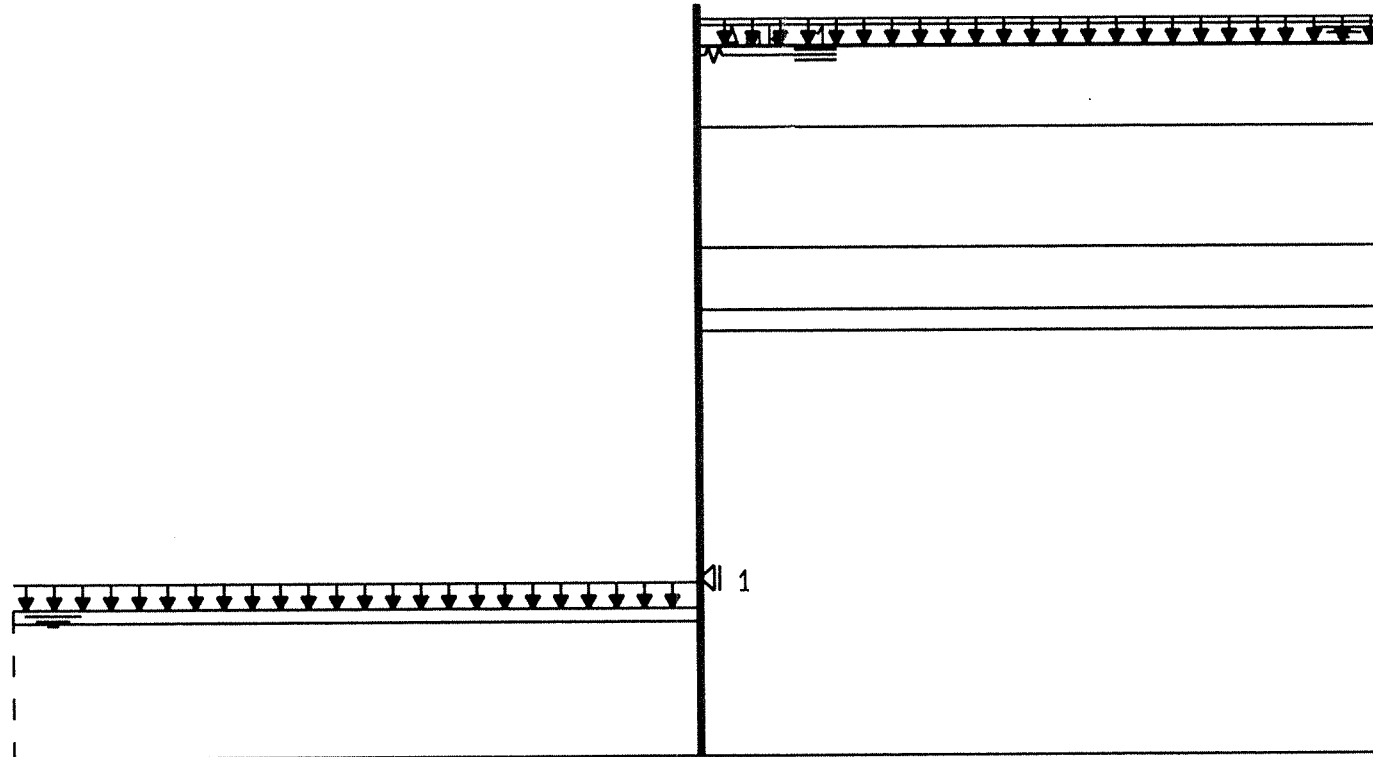
File : 8530PR

damwand

OVERZICHT INVOER BOUWFASE : 7

Peil
[m]

21.
20.
19.
18.
17.
16.
15.
14.
13.
12.
11.
10.
9.0
8.0
7.0
6.0
5.0
3.0



TUD

Lic: 0216 Educational



MSHEET [4.0.2]

File : 8530PR

Maaiveld L/R : 5 / 1 Lengte : 18.50

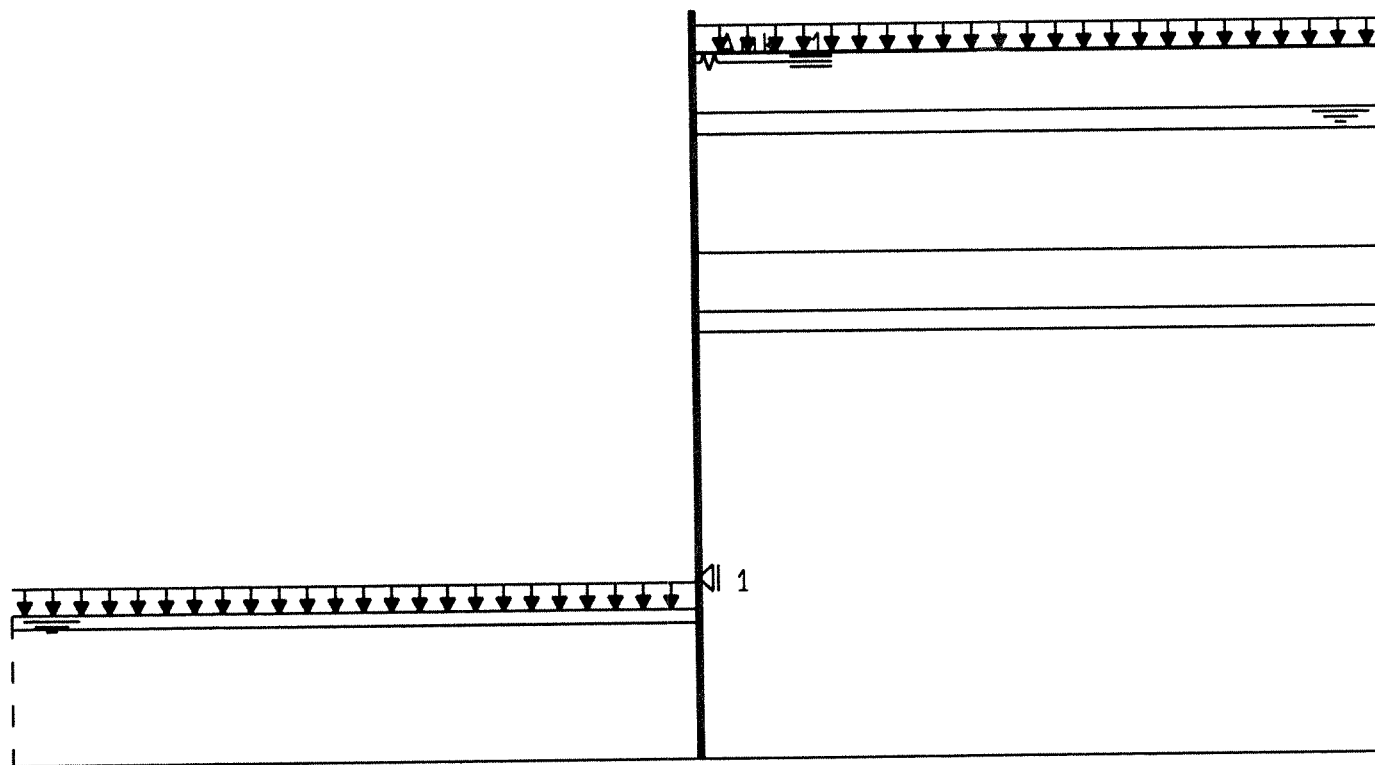
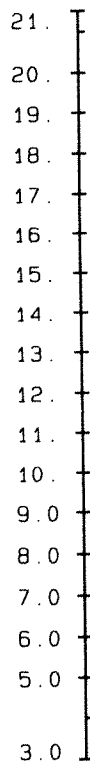
Water L/R : 6.67 / 21.00

metreering 8530 star steunpunt

damwand

OVERZICHT INVOER BOUWFASE : 8

Peil
[m]



TUD

Lic: 0216 Educational



MSHEET [4.0.2]

File : 8530PR

Maaiveld L/R : 5 / 1 Lengte : 18.50

Water L/R : 6.67 / 19.00

metrering 8530 star steunpunt

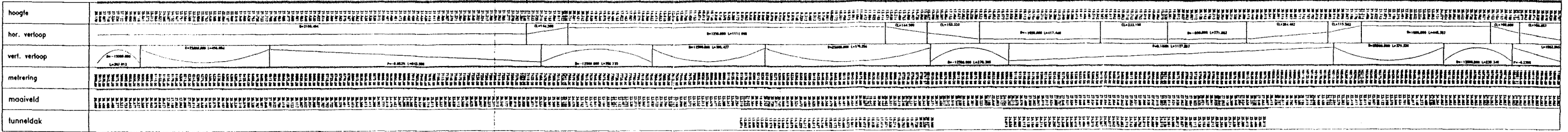
damwand

Bijlage 5.1

VARIANT 4

Lengleprof. i.p.v. MP73
 hor. schaal 1:5000
 vert. schaal 1:500

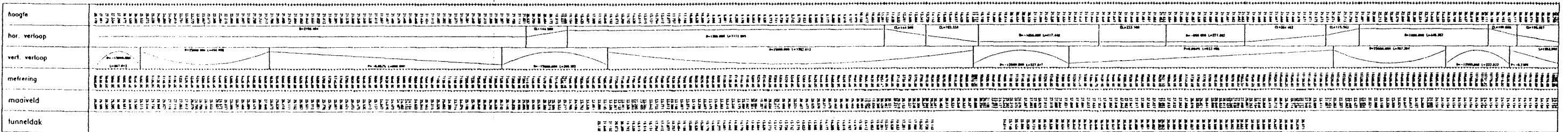
5.000 M Lev. M.A.P.



VARIANT 5

Lengleprof. i.p.v. MW73
 hor. schaal 1:5000
 vert. schaal 1:500

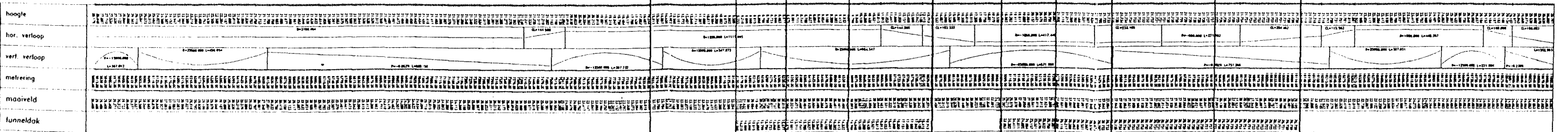
5.000 M Lev. M.A.P.



VARIANT 6

Lengleprof. i.p.v. MG73
 hor. schaal 1:5000
 vert. schaal 1:500

5.000 M Lev. M.A.P.



7.840 8.140 8.310 8.530 8.835

9.075 9.760 9.465 9.810 10.115

LEGENDA

-
-
-
-

LBWX 1997-43034

rijkswaterstaat directie limburg	Projectbureau Rijksweg 73-Zuid
Rijksweg 73- zuid	Roertunnel
Lengleprofielen	
varianten WRA	
varianten 4,5 en 6	
1:5000/500	1:5000/500
AO	LWI 1997-43034

Bijlage 5.2

Globale kostencalculatie

In deze bijlage zal worden ingegaan op de opbouw van de bouwkosten voor de bij de vier onderscheiden deelgebieden toepasbare uitvoeringsmethoden, welke beschreven staan in hoofdstuk drie.

Voor de kostenbepaling wordt gebruik gemaakt van de resultaten van de uitgevoerde berekeningen. Deze resultaten staan in hoofdstuk vijf weergegeven. Voor de bepaling van de hoeveelheid constructiebeton voor de verschillende uitvoeringsmethoden wordt uitgegaan van de gegevens, welke in hetzelfde hoofdstuk staan beschreven.

De in hoofdstuk vijf gekwantificeerde gegevens hebben betrekking op de grenzen van de beschouwde secties. Om de totale hoeveelheid voor een sectie in te schatten zijn deze gegevens uniform geldig geacht voor de aansluitende sectie-helft. Op deze wijze wordt een representatief gemiddelde voor de sectie verkregen.

Met behulp van eenheidsprijzen, welke door de afdeling Kostencalculaties van de Bouwdienst zijn opgesteld, zal aan de hand van de bovenomschreven gegevens een inschatting van de bouwsom worden gemaakt. E.e.a. wordt in deze bijlage in tabelvorm gepresenteerd.

De directe kosten voor het constructiebeton zijn per kubieke meter gegeven, inclusief bekisting, wapening, de in te storten leidingen (i.v.m. waterafvoer), voegonderdelen en koelen. Het volstaat dus om de hoeveelheid constructiebeton per uitvoeringsmethode te bepalen.

In het algemeen kan voor het aandeel dat de bekisting heeft in de totale kosten worden gezegd, dat wanden relatief meer bekisting nodig hebben dan het dak en de vloer. Een open tunnelbak zal dus qua eenheidsprijs hoger uitkomen dan een gesloten tunnel. Het goedkoop te bekisten dak heeft immers een reducerende werking op de gemiddelde prijs van een doorsnede.

Per sectie zijn een aantal zeer globale aannamen gedaan naar de afmetingen van de doorsnede van de tunnel. Deze aannamen zijn gebaseerd op ervaringsgegevens van Rijkswaterstaat en worden voor deze kostenanalyse voldoende van toepassing geacht. In hoofdstuk vijf zijn deze aannamen schetsmatig gepresenteerd.

De factoren die invloed hebben op de dikte van de wanden, het dak en de vloer zijn de gemiddelde diepteligging van de tunnel per sectie, eventuele bovenbelasting en de uitvoering als een gesloten tunnel, gedeeltelijk open tunnel of als open tunnelbak.

Roerdal-West

- uitvoeringsmethode A, diepwandkuip met onderwaterbetonvloer en trekelementen

sectie A

onderdeel	eenheid	eenh. prijs	[fl]	Hoeveelheid	totaal
constructiebeton	m ³	600		12.500	7.500.000
onderwaterbeton	m ³	230		11.990	2.757.700
GEWI-paal	m ¹	150		20.110	3.016.500
diepwand	m ³	700		11.130	7.791.000
comp. wanden	m ²	200		1.395	279.000
voorzetwand	m ²	180		5.625	1.012.500
stempels (perm.)	stuks	14.500		48	696.000
ontgraving droog	m ³	5		41.050	205.250
ontgraving nat	m ³	6		88.515	531.100

Totale som directe kosten: **fl. 23.789.000**

- uitvoeringsmethode B, damwand-/combiwandkuip met o.w.b. vloer en trekelementen

sectie A

onderdeel	eenheid	eenh. prijs	[fl]	hoeveelheid	totaal
constructiebeton	m ³	650		18.140	11.791.000
onderwaterbeton	m ³	230		14.530	3.341.900
GEWI-paal	m ¹	150		24.360	3.654.000
damw. BZ 37	m ²	200		4.650	939.000
damw. Larss. 430	m ²	240		5.550	1.332.000
comp. wand	m ²	200		1.620	32.400
stempels	stuks	13.000		46	598.000
gordingen	m ¹	590		600	354.000
ontgraving droog	m ³	5		49.730	248.650
ontgraving nat	m ³	6		107.225	643.350
aanvulling	m ³	5		27.730	138.650

Totale som directe kosten: **fl. 23.073.000**

- uitvoeringsmethode C, pneumatisch caisson

sectie A

onderdeel	eenheid	eenh. prijs	[fl]	hoeveelheid	totaal
constructiebeton	m ³	650		22.060	14.339.000
ballastbeton	m ³	250		27.060	6.912.500
kopwanden	m ³	600		1.230	738.000
ontgraving	m ³	190		138.550	26.324.500

Totale som directe kosten: **fl. 48.314.000**

Roer en inundatiegebied

- uitvoeringsmethode A, damwand-/combiwandkuip met o.w.b. vloer en trekelementen

sectie B

onderdeel	eenheid	eenh. prijs	[fl]	hoeveelheid	totaal
constructiebeton	m ³	600		15.410	9.246.000
onderwaterbeton	m ³	230		8.510	1.957.300
GEWI-paal	m ¹	150		20.005	3.000.750
damw. Larss. 430	m ²	240		6.930	1.663.200
comp. wand	m ²	290		1.440	417.600
stempels	stuks	13.000		26	338.000
gordingen	m ¹	590		360	212.400
ontgraving droog	m ³	5		12.435	62.175
ontgraving nat	m ³	6		83.555	501.325
aanvulling	m ³	5		45.630	228.150

(totaal fl. 17.627.000)

sectie C

onderdeel	eenheid	eenh. prijs	[fl]	hoeveelheid	totaal
constructiebeton	m ³	600		17.980	10.788.000
onderwaterbeton	m ³	230		9.925	2.282.750
GEWI-paal	m ¹	150		24.115	3.617.250
damw. Larss. 430	m ²	240		3.885	932.400
damw. Larss. 420	m ²	220		3.885	850.800
comp. wand	m ²	290		1.332	386.300
stempels	stuks	13.000		26	338.000
gordingen	m ¹	590		420	247.800
ontgraving droog	m ³	5		12.980	64.900
ontgraving nat	m ³	6		97.405	584.430
aanvulling	m ³	5		51.635	258.175

(totaal fl. 20.351.000)

sectie D

onderdeel	eenheid	eenh. prijs	[fl]	hoeveelheid	totaal
constructiebeton	m ³	600		12.840	7.704.000
onderwaterbeton	m ³	230		7.090	1.630.700
GEWI-paal	m ¹	150		14.920	2.238.000
damw. Larss. 420	m ²	220		2.775	607.700
damw. AZ 26	m ²	150		2.400	362.400
comp. wand	m ²	250		1.242	310.500
stempels	stuks	13.000		18	234.000
gordingen He 650 B	m ¹	550		300	165.000
ontgraving droog	m ³	5		9.270	46.350
ontgraving nat	m ³	6		62.620	375.720
aanvulling	m ³	5		29.930	149.650

(totaal fl. 13.216.000)

sectie E

onderdeel	eenheid	eenh. prijs [fl]	hoeveelheid	totaal
constructiebeton	m ³	600	13.270	8.232.000
onderwaterbeton	m ³	230	7.325	1.684.750
GEWI-paal	m ¹	150	12.065	1.809.750
comp. wand	m ²	200	1566	313.200
damw. AZ 26	m ²	150	4.495	678.750
stempels	stuks	12.000	20	240.000
gordingen He 600 B	m ¹	520	310	161.200
ontgraving droog	m ³	5	9.580	47.900
ontgraving nat	m ³	6	52.345	314.070
aanvulling	m ³	5	18.560	92.800

(totaal fl. 13.574.000)

resultierend, sectie B t/m E

onderdeel	totaal [fl.]
constructiebeton	35.974.000
onderwaterbeton	7.555.500
GEWI-paal	10.665.750
damwanden	5.095.250
comp. wanden	1.427.600
stempels	1.150.000
gordingen	786.400
ontgraving droog	221.325
ontgraving nat	1.775.545
aanvulling	728.775

Totale som direkte kosten: **fl. 64.768.000**

- uitvoeringsmethode B, pneumatisch caisson

sectie B t/m E

onderdeel	eenheid	eenh. prijs [fl]	hoeveelheid	totaal
constructiebeton	m ³	600	67.135	40.281.000
ballastbeton	m ³	250	62.550	15.637.500
kopwanden	m ³	600	1.505	903.000
ontgraving	m ³	190	342.800	65.132.000
aanvulling	m ³	5	96.980	484.900

Totale som direkte kosten: **fl. 122.438.000**

- uitvoeringsmethode C. afzinken

sectie B en C

onderdeel	eenheid	eenh. prijs [fl]	hoeveelheid	totaal
constructiebeton	m ³	600	33.930	20.340.000
ballastbeton	m ³	250	5.540	1.385.000
kopwanden	stuks	80.000	4	320.000
opdr./afz./stellen	stuks	175.000	2	350.000
onderspoelzand	m ³	60	6.435	386.000
damw. AZ 26	m ²	150	14.430	2.178.500
stempels	stuks	40	12.000	480.000
gordingen He 650 B	m ¹	550	780	429.000
ontgraving droog	m ³	5	21.265	106.300
ontgraving nat	m ³	6	178.625	1.071.750
aanvulling	m ³	5	86.545	432.700

(totaal fl. 27.480.000)

sectie D en E (uitgaande van uitv. meth. A)

onderdeel	eenheid	eenh. prijs [fl]	hoeveelheid	totaal
constructiebeton	m ³	600	26.110	15.666.000
onderwaterbeton	m ³	230	20.840	4.793.200
GEWI-paal	m ¹	150	39.010	5.851.500
damw. Larss. 420	m ²	220	2.775	607.700
damw. AZ 26	m ²	150	6.895	1.041.200
comp.wand	m ²	250	4.037	1.009.250
stempels	stuks	25.000	44	1.100.000
gordingen	m ¹	535	610	326.400
ontgraving droog	m ³	5	27.250	136.250
ontgraving nat	m ³	6	166.200	973.200
aanvulling	m ³	5	113.580	567.900

(totaal fl. 32.073.000)

sectie A (meerprijs bij uitvoering als damwandkuip met o.w.b. vloer en trekelementen)

onderdeel	eenheid	eenh. prijs [fl]	hoeveelheid	totaal
onderwaterbeton	m ³	230	5.970	1.373.100
GEWI-paal	m ¹	150	10.010	1.501.500
comp. wand	m ²	300	1.727	518.100
ontgraving droog	m ³	5	20.430	102.150
ontgraving nat	m ³	6	44.040	264.240
aanvulling	m ³	5	49230	246.150

(totaal fl. 4.005.000)

Totale som directe kosten: **fl. 63.855.000**

overgangsbied Roerdal/stedelijk gebied

- uitvoeringsmethode A, diepwandkuip met onderwaterbetonvloer en trekelementen

sectie F

onderdeel	eenheid	eenh. prijs [fl]	hoeveelheid	totaal
constructiebeton	m ³	600	8.725	5.235.000
onderwaterbeton	m ³	230	9.595	2.206.850
GEWI-paal	m ¹	150	7.095	1.064.250
vibro-combi paal	m ¹	240	1.130	271.200
diepwand	m ³	700	4.160	2.912.000
comp. wanden	m ²	200	1.116	223.200
voorzetwand	m ²	180	3.000	540.000
stempels (perm.)	stuks	12.000	24	288.000
ontgraving droog	m ³	5	16.680	83.400
ontgraving nat	m ³	6	45.535	273.200

Totale som direkte kosten: **fl. 13.097.000**

- uitvoeringsmethode B, damwand-/combiwandkuip met o.w.b. vloer en trekelementen

sectie F

onderdeel	eenheid	eenh. prijs [fl]	hoeveelheid	totaal
constructiebeton	m ³	650	12.185	7.920.250
onderwaterbeton	m ³	230	11.620	2.672.600
GEWI-paal	m ¹	150	8.595	1.289.250
vibro-combi paal	m ¹	240	1.370	328.800
damw. AZ 26	m ²	150	5.880	887.900
comp. wanden	m ²	200	1.296	259.200
stempels	stuks	12.000	30	360.000
gordingen	m ¹	460	480	220.800
ontgraving droog	m ³	5	20.205	101.000
ontgraving nat	m ³	6	55.160	330.960
aanvulling	m ³	5	18.880	94.400

Totale som direkte kosten: **fl. 14.489.000**

- uitvoeringsmethode C, pneumatisch caisson

sectie F

onderdeel	eenheid	eenh. prijs [fl]	hoeveelheid	totaal
constructiebeton	m ³	650	14.990	9.743.500
ballastbeton	m ³	250	21.600	5.400.000
kopwanden	m ³	600	655	393.000
ontgraving	m ³	190	85.600	16.264.000

Totale som direkte kosten: **fl. 31.801.000**

stedelijk gebied

- uitvoeringsmethode A, diepwandkuip met onderwaterbetonvloer

sectie G

onderdeel	eenheid	eenh. prijs	[fl]	hoeveelheid	totaal
constructiebeton	m ³	600		10.025	6.015.000
onderwaterbeton	m ³	230		5.400	1.242.000
vibro-combi paal	m ¹	240		1.240	297.000
diepwand	m ²	700		3.310	2.317.000
voorzetwand	m ²	180		1.850	333.000
stempels	stuks	12.000		19	228.000
ontgraving droog	m ³	5		39.400	197.000
ontgraving nat	m ³	6		10.325	61.950
aanvulling	m ³	5		6.780	33.900

(totaal fl. 10.725.000)

sectie H

onderdeel	eenheid	eenh. prijs	[fl]	hoeveelheid	totaal
constructiebeton	m ³	600		8.590	5.154.000
diepwand	m ³	700		3.610	2.527.000
voorzetwand	m ²	180		2.050	369.000
stempels	stuks	12.000		23	276.000
ontgraving droog	m ³	5		44.925	249.600
aanvulling	m ³	5		10.840	54.200

(totaal fl. 8.630.000)

sectie I

onderdeel	eenheid	eenh. prijs	[fl]	hoeveelheid	totaal
constructiebeton	m ³	650		10.640	6.916.000
diepwand	m ²	700		6.210	4.347.000
voorzetwand	m ²	180		3.450	621.000
stempels	stuks	12.000		41	492.000
ontgraving droog	m ³	5		81.580	407.900

(totaal fl. 12.784.000)

sectie J

onderdeel	eenheid	eenh. prijs	[fl]	hoeveelheid	totaal
constructiebeton	m ³	650		9.410	6.116.500
diepwand	m ²	700		6.590	4.613.000
voorzetwand	m ²	180		3.050	549.000
stempels	stuks	12.000		36	432.000
ontgraving droog	m ³	5		62.975	314.900

(totaal fl. 12.025.000)

Totale som directe kosten: **fl. 44.164.000**

- uitvoeringsmethode B, damwandkuip middels diepwandsleuven

sectie G

onderdeel	eenheid	eenh. prijs	[fl]	hoeveelheid	totaal
constructiebeton	m ³	600		11.980	7.188.000
onderwaterbeton	m ³	230		6.505	1.496.100
vibro-combi paal	m ¹	240		1.495	358.800
damwand PU 8	m ²	275		4.440	1.221.000
stempels	stuks	12.000		26	312.000
gordingen	m ¹	520		370	192.400
ontgraving droog	m ³	5		47.470	237.400
ontgraving nat	m ³	6		12.440	74.640
aanvulling	m ³	5		13.905	69.500

(totaal fl. 11.150.000)

sectie H

onderdeel	eenheid	eenh. prijs	[fl]	hoeveelheid	totaal
constructiebeton	m ³	600		10.115	6.096.000
damwand PU 8	m ²	275		2.460	676.500
damwand BZ 12	m ²	305		2.770	844.850
stempels	stuks	12.000		27	324.000
gordingen He 600 B	m ¹	520		410	213.200
ontgraving droog	m ³	5		59.510	297.600
aanvulling	m ³	5		18.900	94.500

(totaal fl. 8.545.000)

sectie I

onderdeel	eenheid	eenh. prijs	[fl]	hoeveelheid	totaal
constructiebeton	m ³	650		13.210	8.586.500
damwand PU 8	m ²	275		8.110	2.230.250
stempels	stuks	12.000		43	516.000
gordingen	m ¹	520		690	358.800
ontgraving droog	m ³	5		97.235	486.200
aanvulling	m ³	5		10.055	50.275

(totaal fl. 12.228.000)

sectie J

onderdeel	eenheid	eenh. prijs	[fl]	hoeveelheid	totaal
constructiebeton	m ³	650		11.680	7.592.000
damwand PU 8	m ²	275		7.015	1.929.100
stempels	stuks	12.000		41	451.000
gordingen	m ¹	520		610	317.200
ontgraving droog	m ³	5		75.060	375.300
aanvulling	m ³	5		8.900	44.500

(totaal fl. 10.709.000)

Totale som directe kosten: fl. 42.632.000

- uitvoeringsmethode C, wanden-dak

sectie G

onderdeel	eenheid	eenh. prijs	[fl]	hoeveelheid	totaal
constructiebeton	m ³	600		10.025	6.015.000
diepwand	m ³	700		3.310	2.317.000
voorzetwand	m ²	180		1.850	333.000
ontgraving droog	m ³	5		7.255	36.300
ontgr. onder druk	m ³	70		6.260	438.200
ontgr. onder dak	m ³	25		30.150	753.750
aanvulling	m ³	5		6.780	33.900

(totaal fl. 9.927.000)

sectie H

onderdeel	eenheid	eenh. prijs	[fl]	hoeveelheid	totaal
constructiebeton	m ³	600		8.590	5.154.000
diepwand	m ³	700		3.610	2.527.000
voorzetwand	m ²	180		2.050	369.000
ontgraving droog	m ³	5		13.585	67.900
ontgr. onder dak	m ³	25		39.085	977.125
aanvulling	m ³	5		9.805	49.000

(totaal 9.144.000)

sectie I

onderdeel	eenheid	eenh. prijs	[fl]	hoeveelheid	totaal
constructiebeton	m ³	650		10.640	6.916.000
diepwand	m ³	700		6.210	4.347.000
voorzetwand	m ²	180		3.450	621.000
stempels	stuks	12.000		41	492.000
ontgraving droog	m ³	5		81.580	407.900

(totaal fl. 12.784.000)

sectie J

onderdeel	eenheid	eenh. prijs	[fl]	hoeveelheid	totaal
constructiebeton	m ³	650		9.410	6.116.500
diepwand	m ³	700		6.590	4.613.000
voorzetwand	m ²	180		3.050	549.000
stempels	stuks	12.000		36	432.000
ontgraving droog	m ³	5		62.975	314.900

(totaal fl. 12.025.000)

Totale som directe kosten: **fl. 43.880.000**

- uitvoeringsmethode D, afgezonken (pneumatisch) caisson

sectie G

onderdeel	eenheid	eenh. prijs	[fl]	hoeveelheid	totaal
constructiebeton	m ³	600		13.950	8.370.000
ballastbeton	m ³	250		16.650	4.162.500
kopwanden	m ³	600		395	237.000
ontgraving	m ³	35		63.080	2.207.800
aanvulling	m ³	5		2.860	14.300

(totaal fl. 14.992.000)

sectie H

onderdeel	eenheid	eenh. prijs	[fl]	hoeveelheid	totaal
constructiebeton	m ³	600		12.340	7.404.000
ballastbeton	m ³	250		18.450	4.612.500
kopwanden	m ³	600		460	276.000
ontgraving	m ³	35		69.415	2.429.500
aanvulling	m ³	5		6.320	31.600

(totaal fl. 14.754.000)

sectie I

onderdeel	eenheid	eenh. prijs	[fl]	hoeveelheid	totaal
constructiebeton	m ³	650		16.840	10.946.000
ballastbeton	m ³	250		31.050	7.762.500
kopwanden	m ³	600		725	435.000
ontgraving	m ³	35		113.690	3.979.100

(totaal fl. 23.123.000)

sectie J

onderdeel	eenheid	eenh. prijs	[fl]	hoeveelheid	totaal
constructiebeton	m ³	650		14.935	9.707.750
ballastbeton	m ³	250		27.450	6.862.500
kopwanden	m ³	600		660	396.000
ontgraving	m ³	35		92.370	3.233.000

(totaal fl. 20.199.000)

Totale som direkte kosten: **fl. 73.068.000**