Haalbaarheidsstudie dwarsverbindingen boortunnel HSL-Zuid

Utrecht, september 1999

Datum	:	13 september 1999
Ons kenmerk	:	
Versie	:	Eindverslag
Status	:	Definitief
Opsteller	:	Philip Vreeken
Controleur(s)	:	
Goedkeurder	:	
Autorisator	:	
Autorisatie paraaf	:	

Projectorganisatie
Hogesnelheidslijn-Zuid
Projectbureau Boortunnel
Postbus 20000
3502 LA Utrecht
Bezoekadres:
Gebouw "Westraven"
Griffioenlaan 2
Utrecht
Tel 030 – 285 84 22
Fax 030 – 285 84 60

Opgeslagen door PVreeken
Opslagdatum 10/9/1999 11:37
Bestand H:\Flip's turf\Eindverslag\Eindverslag1.doc

Voorwoord

Voor u ligt het eindverslag "Haalbaarheidsstudie dwarsverbindingen boortunnel HSL-Zuid", het opstellen ervan vormde het laatste deel van mijn afstudeerstage bij de projectorganisatie HSL-Zuid en van mijn studie Civiele Techniek aan de Technische Universiteit Delft.

Mijn afstudeerstage is begeleid door een commissie, bestaande uit onderstaande leden:

De heer prof.drs ir J.K. Vrijling,
De heer ir G. Arends,
De heer ir W. Leendertse,
De heer ir J.L. van de Put en
De heer ir K.J. Bakker.

Graag wil ik mijn grote dank uitspreken voor de begeleiding van mijn afstudeerstage en wil ik het projectbureau bedanken voor een fantastische tijd, familie en vrienden voor de steun en het aanhoren van al mijn verhalen. En pap; dit is pas nummer twee....

Philip A.A. Vreeken

Inleiding

Het doel van de afstudeerstudie 'Haalbaarheidsstudie dwarsverbindingen boortunnel HSL-Zuid' is de haalbaarheid van de constructiemethode van de dwarsverbindingen tussen de geboorde tunnels in zijn algemeenheid en voor de boortunnel HSL-Zuid te bestuderen.

De studie is in vier delen uit elkaar gevallen; een literatuurstudie, het opstellen van beoordelingscriteria t.a.v. de grondverbeteringstechnieken en constructiemethoden, een uitwerking en beoordeling van constructiemethoden en een verkenning naar het pipejacken van dwarsverbindingen.

De literatuurstudie richt zich op reeds uitgevoerde en geplande tunnelprojecten met dwarsverbindingen die zich in een met de Nederlandse bodem vergelijkbare ondergrond bevinden of zullen worden gebouwd. De grondverbeteringstechnieken en constructiemethoden die voor de constructie van een dwarsverbinding geschikt zijn, worden in kaart gebracht.

Bij het opstellen van de beoordelingscriteria is getracht de criteria te achterhalen t.a.v. de keuze tussen de verschillende grondverbeteringstechnieken en constructiemethoden. Door de voorgaande criteria met de uitgevoerde en uit te voeren tunnelprojecten met dwarsverbindingen te vergelijken, zijn de criteria teruggebracht tot de meest bepalende.

Voor het Referentie Ontwerp, het door het Projectbureau Boortunnel HSL-Zuid opgestelde ontwerp, zijn de mogelijke constructiemethoden voor het aanleggen van de dwarsverbindingen uitgewerkt. Door een onderlinge beoordeling op kosten en risico's is de meest geschikte constructiemethode, voor zowel een constructie vanaf het maaiveld als vanuit de tunnels, te selecteren.

Bij de uitwerking van de constructiemethoden kwam het pipejacken van een dwarsverbinding als veelbelovende techniek naar voren. De verkenning naar het toepassen van deze techniek heeft zich gericht op het oplossen van de problemen die specifiek bij de constructie van dwarsverbindingen vanuit de tunnels ontstaan.

Het verslag bestaat uit twee delen; het deel waarin bovenstaande deelstudies zijn opgenomen en een bijlagenbundel waarin o.a. het Referentie Ontwerp van de boortunnel HSL-Zuid is weergegeven.

Leeswijzer

Literatuurstudie

SAMENVATTING 6

1 INLEIDING 7

1.1 VORM EN FUNCTIE VAN DWARSVERBINDINGEN 7
1.2 VEILIGHEIDSBESCHOUWING 8

2 UITGEVOERDE PROJECTEN 9

2.1 INLEIDING 9
2.2 DE KANAALTUNNEL 9
2.3 SPOORTUNNEL ONDER DE STOREBÆLT 16
2.4 DE WESTERSCHELDETUNNEL 23
2.5 BOTLEKSPOORTUNNEL 28
2.6 4. RÖHRE ELBTUNNEL 32
2.7 OVERZICHT DWARSVERBINDINGEN 34

3 GRONDVERBETERINGSTECHNIEKEN 35

3.1 INLEIDING 35
3.2 DE NEDERLANDSE BODEM 35
3.3 BEVRIEZEN VAN GROND 37
3.4 JETGROUTEN 45
3.5 INJECTIE VAN GROUT EN CHEMISCHE OPLOSSINGEN 49
3.6 KALK/CEMENT KOLOMMEN 52

4 CONSTRUCTIE VAN DWARSVERBINDINGEN 54

4.1 INLEIDING 54
4.2 BEOORDELING VAN CONSTRUCTIEMETHODEN 54
4.3 ONDERVERDELING BOUWMETHODEN 55
4.4 CONSTRUCTIE VAN DWARSVERBINDINGEN 56

Beoordelingscriteria voor grondverbeteringstechnieken en constructiemethoden

SAMENVATTING 67

1 INLEIDING 68

2 GRONDVERBETERINGSTECHNIEKEN 69

2.1 GEOTECHNISCHE CRITERIA 69
2.2 UITVOERINGSTECHNISCHE CRITERIA 73
2.3 VORM EN LIGGING 77
2.4 ALGEMEEN 78
2.5 CONCLUSIES T.A.V. GRONDVERBETERINGSTECHNIEKEN 79

3 CONSTRUCTIEMETHODEN 80

3.1 GEOTECHNISCHE CRITERIA 80
3.2 UITVOERINGSTECHNISCHE CRITERIA 82
3.3 VORM EN LIGGING 84
3.4 ALGEMEEN 85
3.5 CONCLUSIES T.A.V. CONSTRUCTIEMETHODEN 86

4 UITGEVOERDE PROJECTEN 87

4.1 INLEIDING 87
4.2 DE KANAALTUNNEL 87
4.3 SPOORTUNNEL ONDER DE STOREBÆLT 89
4.4 DE WESTERSCHELDETUNNEL 91
4.5 BOTLEKSPOORTUNNEL 93
4.6 4. RÖHRE ELBTUNNEL 95
4.7 CONCLUSIES T.A.V. UITGEVOERDE PROJECTEN 96

Inhoudsopgave

SAMENVATTING 6

1 INLEIDING 7

1.1 VORM EN FUNCTIE VAN DWARSVERBINDINGEN 7
1.2 VEILIGHEIDSBESCHOUWING 8

2 UITGEVOERDE PROJECTEN 9

2.1 INLEIDING 9
2.2 DE KANAALTUNNEL 9
2.2.1 Inleiding 9
2.2.2 Geologie en onderzoek 10
2.2.3 Ontwerp en constructie van de dwarsverbindingen 12
2.2.4 Veiligheid 13
2.2.5 Brand in de Kanaaltunnel 14
2.3 SPOORTUNNEL ONDER DE STOREBÆLT 16
2.3.1 Inleiding 16
2.3.2 Geologie en geologisch onderzoek 17
2.3.3 Ontwerp van de dwarsverbindingen 17
2.3.4 Constructie dwarsverbindingen in de glaciale tills 18
2.3.5 Constructie dwarsverbindingen in de Upper Palaeocene Marl 19
2.3.6 Hoofdtunnellining rond de verbindingen 20
2.3.7 Ontwateringprogramma Moses 20
2.3.8 Grondverbetering 21
2.4 DE WESTERSCHELDETUNNEL 23
2.4.1 Inleiding 23
2.4.2 Geologie 23
2.4.3 Ontwerp dwarsverbindingen 24
2.4.4 Afweging constructiemethode 24
2.4.5 Constructiemethode dwarsverbindingen 25
2.5 BOTLEKSPOORTUNNEL 28
2.5.1 Inleiding 28
2.5.2 Geologische beschrijving 28
2.5.3 Dwarsverbindingen 30
2.6 4. RÖHRE ELBTUNNEL 32
2.6.1 Inleiding 32
2.6.2 Geologische beschrijving 32
2.6.3 Dwarsverbindingen 33
2.7 OVERZICHT DWARSVERBINDINGEN 34

3 GRONDVERBETERINGSTECHNIEKEN 35

3.1 INLEIDING 35
3.2 DE NEDERLANDSE BODEM 35
3.3 BEVRIEZEN VAN GROND 37
3.3.1 Inleiding 37
3.3.2 Dwarsverbindingen met behulp van de vriestechniek 38
3.3.3 Techniek van het vriezen van grond 39
3.3.4 Controle op het vriesproces 41
3.3.5 Invloed grondeigenschappen op bevriezen van grond 41
3.3.6 Eigenschappen van bevroren grond 42
3.3.7 Het ontdooien van het ijsmassief 43
3.3.8 Kosten bevriezen van grond 43
3.3.9 Conclusie bevriezen van grond 44
3.4 JETGROUTEN 45
3.4.1 Beschrijving jetgrouten 45
3.4.2 Grondeigenschappen bij jetgrouten 47
3.4.3 Kosten jetgrouten 47
3.4.4 Conclusie jetgrouten 47
3.5 INJECTIE VAN GROUT EN CHEMISCHE OPLOSSINGEN 49
3.5.1 Beschrijving injectiemethoden 49

3.5.2 Kosten injectiemethoden *51*
3.5.3 Conclusie injectiemethoden *51*
3.6 KALK/CEMENT KOLOMMEN 52
3.6.1 Beschrijving constructie kalk/cement kolommen *52*
3.6.2 Kosten kalk/cement kolommen *53*
3.6.3 Conclusie kalk/cement kolommen *53*
4 CONSTRUCTIE VAN DWARSVERBINDINGEN 54
4.1 INLEIDING 54
4.2 BEOORDELING VAN CONSTRUCTIEMETHODEN 54
4.3 ONDERVERDELING BOUWMETHODEN 55
4.4 CONSTRUCTIE VAN DWARSVERBINDINGEN 56
4.4.1 Bestaande methoden *56*
4.4.2 Nieuwe methoden *60*
4.4.3 Conclusie nieuwe methoden *63*

Samenvatting

Het volbouwen van Nederland zorgt vandaag de dag voor een vergroting van de aandacht voor ondergronds bouwen. Een manier om ondergronds o.a. verkeers- en spoortunnels aan te leggen is door deze te boren. De overlast voor mensen, bebouwing en natuur wordt op deze manier tot een minimum beperkt.

Een belangrijk aspect van tunnels is altijd de veiligheid van de mensen in de tunnel geweest. Dwarsverbindingen tussen geboorde tunnels kunnen voor deze benodigde veiligheid zorgen.

Aanleg van dwarsverbindingen in de Nederlandse grond is door de slappe structuur een bijzonder moeilijke klus. Men moet een opening in een gesegmenteerde lining op grote diepte onder de grondwaterstand maken, waarna een korte tunnel en een aansluiting met een andere tunnel moet worden gerealiseerd.

In hoofdstuk 1 wordt kort aandacht besteed aan de vorm en de functie van de dwarsverbinding. Voor het goed toegankelijk maken voor hulpverleners en passagiers van treinen en ander wegverkeer is het noodzakelijk dat er een minimale opening is van 1.5 bij 2.1 meter.

Hoofdstuk 2 behandelt reeds uitgevoerde projecten, de Kanaaltunnel en de Storebælt spoortunnel, en projecten waar men op dit moment nog mee bezig is, de Westerscheldetunnel, Botlekspoortunnel en de 4. Röhre Elbtunnel. Onder andere worden de verschillende achtergronden, constructiemethoden en geologische grondomstandigheden en verbeteringen besproken.

Grondverbeteringsmethoden, al dan niet geschikt voor de Nederlandse grond, zijn het onderwerp van hoofdstuk 3. Toepassingen, geschiktheid van grondsoorten voor de methode, technieken, geschiktheid voor het maken van dwarsverbindingen, kosten en conclusies worden gegeven voor verbetering van de grond door middel van vriezen, jetgrouten, injecteren en kalk/cement kolommen. Grof gezegd blijken het vriezen en jetgrouten beter toepasbaar in Nederlandse grond voor het maken van dit soort verbindingen.

In het laatste hoofdstuk wordt een onderverdeling gemaakt in bestaande en nieuwe technieken, geschikt voor de ontgraving en de opbouw van de lining van een dwarsverbinding. Fasering en voor- en nadelen van bouwkuip, caisson, open front, perstechniek, buizenmethode en een kleine tunnelboormachine komen aan bod. Van de nieuwe technieken, de ringmethode en groutboog met horizontaal meer-fasen jet-grouten methode wordt naast een uitleg van de werking ook een korte conclusie gegeven. De methode die gebruik maakt van een groutboog heeft waarschijnlijk de meeste kans om in de toekomst, na het overkomen van een aantal praktische problemen, geschikt te zijn voor de aanleg van dwarsverbindingen tussen geboorde tunnels.

Naast het gebruik van een groutboog is vooral het nader uitwerken en bestuderen van de pers-, buizen- en tunnelboormachine constructiemethode voor het maken van dwarsverbindingen zinnig. Zij kunnen na het overkomen van de nodige praktische problemen een goed alternatief vormen naast de bestaande constructiemethoden.

1 Inleiding

Om tot een optimaal ontwerp van een dwarsverbinding te komen is het belangrijk de precieze functies van de verbinding te weten en de eisen die aan elk van die functies verbonden zijn. De voornaamste functies van een dwarsverbinding zijn het bieden van een vluchtweg voor passagiers, het mogelijk maken voor hulpverleners om in de tunnel te komen en het kunnen plaatsen van allerlei apparatuur. Deze functies zijn dan ook voor een belangrijk deel bepalend voor het ruimtelijk ontwerp, ofwel de uiteindelijke vorm.

De dwarsverbinding heeft zijn bestaan te danken aan het feit dat er tijdens het ontwerpproces gekozen wordt voor een tunnel die uit twee of meer buizen bestaat. De verbinding moet tussen de tunnels worden aangebracht als men een voldoende veilige tunnel wil krijgen.

De reden dat men voor twee of meer apart geboorde tunnels kiest, en niet voor bijvoorbeeld een Double-O-Tube (DOT) of één grotere buis, kan verschillend zijn. De redenen om voor twee afzonderlijke tunnels te kiezen kunnen onder andere zijn:

- Een dubbelsporige tunnel heeft een grotere dekking nodig; hetgeen ook een langere in- en uitrit inhoudt.
- Veiligheid van de tunnel.
- De ervaring met het boren van tunnels met een grote diameter onder Nederlandse omstandigheden is gering.
- De bedrijfszekerheid van twee buizen is groter; zowel tijdens uitvoering als gebruik.
- In een dubbelsporige tunnel heeft men meer te maken met drukgolfproblematiek.

Bij twee evenwijdige tunnels bestaan voor een vluchtplan verschillende opties, wanneer het uitgangspunt is dat de mensen binnen een bepaalde tijd een veilige tunnelbuis in kunnen vluchten. Ten eerste kan men een ontwerp maken zoals bij de Kanaaltunnel is toegepast: een extra centraal gelegen tunnel die met beide tunnels op regelmatige afstand verbonden is. Dit ontwerp heeft enkele voordelen ten aanzien van het onderhoud en beheer in een tunnel met grote lengte. Ten tweede kan men een ontwerp maken zoals bij de Storebælt is toegepast. De tunnels waarin de treinen rijden zijn direct verbonden door op regelmatige afstand gelegen dwarsverbindingen.

1.1 Vorm en functie van dwarsverbindingen

De dwarsverbinding zorgt voor een verbinding dwars op de te verbinden onderdelen, de geboorde tunnels. Het dwars aanleggen geeft de kortst te overbruggen afstand. Het aantal dwarsverbindingen dat in een tunnel noodzakelijk is, is afhankelijk van de af te leggen afstand naar een vluchtdeur. Op dit moment geldt voor tunnels voor personenvervoer een tussenafstand van min of meer 250 m voor wegverkeer en 300 m voor spoorverkeer. Goederenvervoer door een tunnel met de trein heeft vanwege het geringe aantal mensen een hart op hart (h.o.h.) afstand tussen de vluchtwegen van ongeveer 500 m.

De functies van een dwarsverbinding zijn zoals gezegd hoofdzakelijk die van vluchtweg voor mensen en toegangsweg voor hulpverleners om veilig en snel bij de plaats van het ongeluk te komen. De minimale eis aan de grootte van een dwarsverbinding wordt dan ook gesteld door de ruimte die hulpverleners met een brancard nodig hebben. Het profiel van vrije ruimte is hierdoor minimaal 1.5 bij 2.1 m [25]. Er wordt vaak voor een iets grotere opening gekozen om allerlei andere voorzieningen (elektrische apparatuur, brandblusinstallatie, etc.) aan te kunnen leggen. De dwarsverbinding biedt ook vaak ruimte aan een noodstroomvoorziening, zodat in geval van stroomuitval de buizen elkaar stroom kunnen leveren.

De lengte van een dwarsverbinding is afhankelijk van de afstand tussen de twee (of meer) tunnels. Meestal zal deze afstand overigens een maal de diameter van de hoofdtunnel zijn, omdat bij deze afstand de verandering van de spanningen in de grond tijdens het boren van de andere tunnelbuis verwaarloosd kan worden.

De hoogteligging van de dwarsverbinding ten opzichte van de tunnel wordt bepaald door het niveau van de vloer van de dwarsverbinding en van de vluchtweg in de tunnel. Men wil niet dat hier een hoogteverschil in zit, omdat dat voor problemen zorgt tijdens het vluchten of verlenen van hulp.

De dwarsverbinding is verder voorzien van een enkele branddeur of van twee deuren aan de uiteinden. Het toepassen van twee deuren biedt enkele voordelen, zoals het niet hoeven aanbrengen van een brandwerende laag in de dwarsverbinding, het creëren van een veilige ruimte voor apparatuur en mensen in de verbinding, etc.

1.2 Veiligheidsbeschouwing

In geval van een ongeluk in een tunnel moet er in verband met brandgevaar zo snel mogelijk van de buis waar het ongeluk heeft plaatsgevonden naar de andere veilige buis gevlucht kunnen worden. Een aantal onderdelen zijn hiervoor van belang. Naast duidelijke signalering en geleiding in de vorm van een railing is de onderlinge afstand van de vluchtwegen van belang. Uit veiligheidsoogpunt zou het optimaal zijn als er op elke plek in de tunnel een deur naar een veilige plaats zou komen. Het spreekt voor zich dat men de afstand tussen de vluchtwegen zo groot mogelijk wil houden om de kosten te beperken. In de veiligheidsbeschouwingen wordt een afweging gemaakt tussen deze twee aspecten.

In een van 's werelds bekendste geboorde tunnels, de Kanaaltunnel, is het nut van dwarsverbindingen onlangs tijdens een brand bewezen. De hulpverlening kon via de servicetunnel en dwarsverbindingen de plaats van het gestrande treinstel naderen, waarna de passagiers door de andere hoofdtunnel en de servicetunnel konden ontsnappen. Zonder servicetunnel en dwarsverbindingen zou de kans op gewonde en omgekomen mensen aanzienlijk zijn vergroot.

Voor de Westerscheldetunnel is een veiligheidsbeschouwing ten aanzien van de afstand tussen de dwarsverbindingen gemaakt. Het ging hierbij om de vraag of 500 m een veilige vluchtdeurafstand was. Aan de hand van een evacuatiemodel is voor een aantal rampscenario's naar de gevolgen gekeken bij tunnels met een verschillende afstand tussen de verbindingen. Door de maximaal toelaatbare verblijfsduur te vergelijken met de ontruimingsduur kon worden gekeken naar het aantal slachtoffers dat niet op tijd de veilige tunnelbuis kon bereiken. Deze beide tijden zijn afhankelijk van vele moeilijk in te schatten parameters (warmte- en rookontwikkeling, verdeling en snelheid bij het vluchten, etc.). Door de parameters te variëren kan een groot verschil in vluchtdeurafstanden worden gevonden. Hierdoor is de bepaling van de vluchtdeurafstand natuurlijk slechts een schatting. Uit het onderzoek kwam echter wel naar voren dat voor niet-gewonden in geval van een tunnelbrand een kleinere vluchtdeurafstand een verbetering in het aantal slachtoffers bood. Bij de Westerscheldetunnel is als gevolg hiervan de h.o.h. afstand op 250 m vastgesteld.

Voor een passagiersspoortunnel zal de afweging er anders uitzien, omdat er een ander soort ongelukken voorkomen (o.a. geen voertuigen met brandstof aan boord). Dit resulteert in een grotere vluchtdeurafstand dan voor wegverkeer. De afstand tussen de dwarsverbindingen bij de boortunnel onder het Groene Hart is vastgesteld op 300 m. Voor een goederenspoortunnel geldt bovendien dat er zich een zeer klein aantal mensen aan boord van de trein bevindt; de afstand tussen dwarsverbindingen komt rond de 500 m te liggen.

2 Uitgevoerde projecten

2.1 Inleiding

Een belangrijk deel van een literatuurstudie naar dwarsverbindingen in geboorde tunnels is onderzoek doen naar toegepaste methoden bij reeds uitgevoerde en binnenkort uit te voeren projecten. Gezocht is naar informatie die enigszins vergelijkbaar is met een dwarsverbinding, zoals die in Nederland aangelegd zou kunnen worden. Aan de hand van een aantal projecten wordt een beeld gegeven van de mogelijkheden van bestaande constructiemethoden.

De tunnels en dwarsverbindingen, die in dit hoofdstuk worden besproken, hebben allemaal een 'korte' dwarsverbinding tussen een of meer geboorde tunnels. De verbindingen zijn onder de grondwaterspiegel uitgevoerd in relatief zachte heterogene gronden.

Besproken worden de:

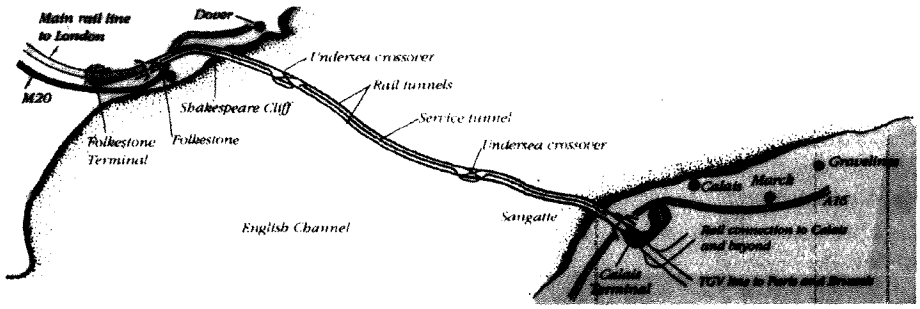
- Kanaaltunnel
- Storebælt spoortunnel
- Westerscheldetunnel
- Botlekspoortunnel
- 4. Röhre Elbtunnel

De eerste twee tunnels zijn reeds gebouwd; er is veel informatie beschikbaar. De Westerscheldetunnel, Botlekspoortunnel en de 4. Röhre Elbtunnel worden op dit moment gebouwd. De informatie over deze tunnels is niet geheel volledig of ontbreekt op bepaalde punten geheel.

2.2 De Kanaaltunnel

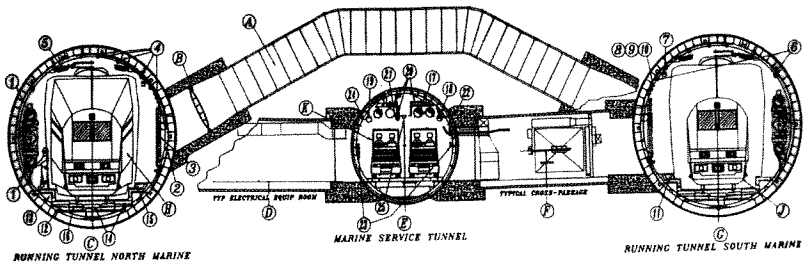
2.2.1 Inleiding

Na een constructieperiode van meer dan zeven jaar werd in december 1993 de 50 km lange Kanaaltunnel door het Trans Manche Link consortium overgedragen aan Eurotunnel, de eigenaar en beheerder van de rechten op het transport door de tunnel. Sinds mei 1994 is de Kanaaltunnel in gebruik voor het transport, met behulp van treinen, van goederen en passagiers [7].



Figuur 2.1 Tracé van de Kanaaltunnel.

De Kanaaltunnel verbindt Engeland met Frankrijk door middel van een geboorde tunnel tussen Folkestone (tunnel nabij Dover) en Calais (tunnel nabij Sangatte). Het grootste deel van de tunnel, 38 km, ligt op een diepte tussen de 25 en 45 m onder de zeebodem. Tussen de twee hoofdtunnels, waarin de treinen rijden, met een inwendige diameter van 7.6 m ligt een servicetunnel met een inwendige diameter van 4.8 m. Er zijn twee verschillende soorten dwarsverbindingen gemaakt; verbindingen om de 250 m die nodig zijn voor het opnemen van de door de trein veroorzaakte drukgolf en verbindingen om de 375 m die dienst doen als vluchtweg, onderhoudstoegang, opslag van apparatuur en ventilatiesysteem.



Figuur 2.2 Dwarsdoorsnede van de tunnel.

In het tracé zijn twee grote holle ruimtes geconstrueerd waar de treinen van spoortunnel kunnen wisselen als er een ongeluk heeft plaatsgevonden of als men onderhoud aan de tunnels pleegt. Deze zogenaamde cross-overs zijn grotendeels met de New Austrian Tunnelling Method (NATM) gemaakt en hebben een afmeting van circa 19 bij 11 bij 160 m.

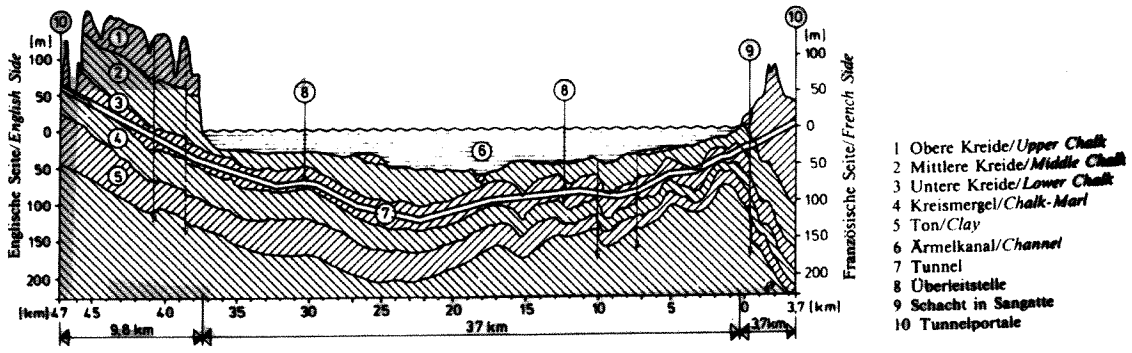
In totaal zijn er 11 Earth Pressure Balance (EPB) TBM's ingezet, werkend vanuit schachten in Engeland en Frankrijk naar elkaar toe. De meeste TBM's konden zowel in een open als een gesloten graaffront configuratie boren. De Engelse TBM's boorden door een meer waterdichte en homogene grond dan de Franse boormachines en konden dus meer met een open graaffront werken. De Fransen hadden tijdens het boren soms te maken met een lekkage van een liter per minuut per strekkende meter, wat voor veel vertragingen zorgde, terwijl het Engelse deel van de tunnel tot de dag van vandaag nog steeds droog is.

De kosten voor de gehele Kanaaltunnel, inclusief de planning, constructie, afwerking en oplevering, worden rond de 25 miljard gulden geraamd. Dit bedrag is het dubbele van wat men in 1987 dacht dat het project zou gaan kosten.

2.2.2 Geologie en onderzoek

Het geologisch onderzoek bestond in eerste instantie uit het verwerken van oude grondgegevens en het in 1986 en 1987 doen van nieuwe boringen langs het geplande tracé. De eerste boringen zijn voornamelijk wijder verspreide boringen onder de Engelse kust, de meest recente boringen waren gericht op het in kaart brengen van de onregelmatigheden in de grondlagen nabij de Franse kust [14].

De opbouw van de grond onder het Kanaal is onder te verdelen in drie lagen. De onderste laag bestaat uit kalk die afgezet is in de Krijt periode met daarbovenop de middelste laag Gault klei (laag 5 in onderstaande figuur). De bovenste laag kalk is wederom onder te verdelen, in vier soorten, te weten Upper-, Middle-, Lower- en Chalk-Marl. De Middle- en Lower-Chalk lagen die men tegenkwam, bij boringen, bleken gemakkelijk bewerkbare materialen. De lagen bestaan uit een mengsel van kalk en klei (25%) die uitermate geschikt is om in te boren vanwege de extreme uniformiteit, geringe plasticiteit en geringe mate van verstoring. Het watergehalte is ongeveer 11% en de gemiddelde druksterkten variëren tussen de 2 en 10 MN/m^2. Onafhankelijk van het watergehalte breekt Lower Chalk gemakkelijk, zonder smerende werking te krijgen, hetgeen een belangrijk ontwerp criterium is voor het snijrad van de TBM. De waterdichtheid van de lagen ligt rond de $2.5x10^{-7}$ m/sec, verkregen door observatie van het materiaal in de tunnels.

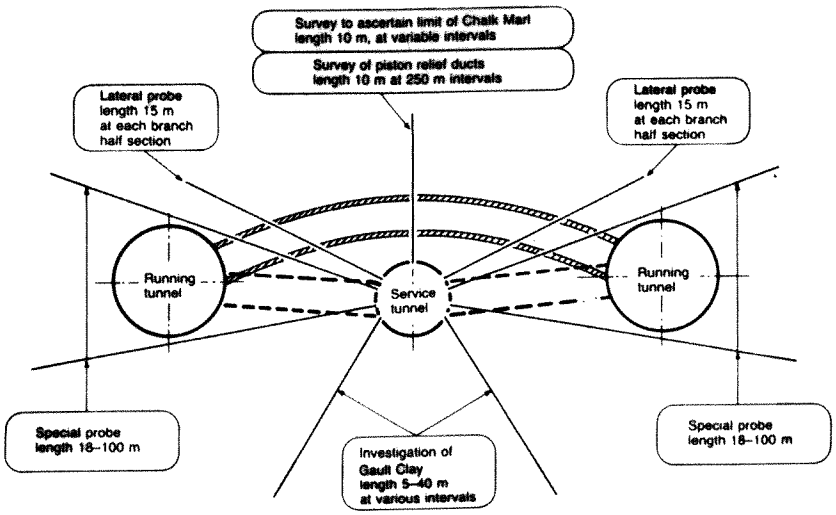


Formation	*Saturated density* γ_s *(kN/m³)*	*Resistance to simple compression* R_c *(MPa)*	*Modulus of instantaneous deformation* $E_{I,i}$ *(MPa)*[a]	*Coefficient of creep* ϕ	*Coefficient of mass permeability k (m/s)*
Coniacian	19.5	3	2000	1	10^{-6}
Turonian O and N′	19.5	3	2000	1	10^{-6}
Turonian L and M′	23	6	1500	1	3×10^{-6}
White Chalk	21.5				10^{-6}
Grey Chalk					
PK −0.2–1	22.5	9	2000	1.5	10^{-6}
PK 1–8.5	22.5	9	1500	1.5	5×10^{-6}
PK 8.5–16.3	22.5	9	1300	1.5	$1–5\times10^{-6}$
Craie Bleue					
PK −0.2–1	23.5	9	1500	1.5	5×10^{-7}
PK 1–8.5	23.5	9	1500	1.5	5×10^{-7}
PK 8.5–16.3	22.5–23	6–9	900–1300	1.5	$1–2\times10^{-7}$
Crossover	23	9–12	2300–4000	17	3×10^{-6}–3×10^{-7}
Tourtia	23.5	5	900	1.5	5×10^{-7}
Gault Clay	21.5–22	1.8	200	2.1	10^{-9}

Figuur 2.3 Geologische opbouw ondergrond.

De Chalk-Marl laag is ook zo goed als waterdicht, maar wel zachter dan de bovenliggende lagen. De laag gedraagt zich plastisch wanneer er druk op wordt uitgeoefend. Dit zou problemen bij zettingen bij het boren kunnen opleveren. Uiteindelijk is 90% van de tunnel in de Lower-Chalk en Chalk-Marl lagen aangelegd.

De boormachine in de servicetunnel liep tijdens het project gemiddeld 5 kilometer voor op de machines in de hoofdtunnels. Vanuit de servicetunnel kon er daarom een uitgebreid grondonderzoek worden gedaan in het tracé van de hoofdtunnels. Grondverstoringen en plaatsen waar men vermoedde dat er water in de tunnel zou stromen konden geïdentificeerd worden zodat men tijdig maatregelen kon treffen. Naast grondonderzoek vanuit de servicetunnel is er ook voorwaarts, zijdelings en vertikaal onderzoek gedaan vanuit de hoofdtunnels zelf.



Figuur 2.4 Geologisch onderzoek vanuit de tunnels.

Aan de Franse kant van het Kanaal was de grond minder uniform van samenstelling, bevatte de nodige scheuren en vervuilingen en was het nodig om op verscheidene plaatsen de scheuren in de kalklagen door middel van injectie van grout op te vullen. Na injectie was de indringing van water in de tunnel voldoende gereduceerd om met een open en ongesteund graaffront verder te kunnen graven.

2.2.3 Ontwerp en constructie van de dwarsverbindingen

Bij het ontwerpen van de dwarsverbindingen is er steeds van uitgegaan dat er bij de bouw tegelijk in verschillende ploegendiensten gewerkt zou worden. Deze manier van werken en het gebruik van eenvoudig en bestaand materieel voor de open graaffronten hebben het mogelijk gemaakt om het enorme aantal verbindingen binnen de gestelde bouwtijd aan te leggen.

Voor de openingen in de wanden van de hoofdtunnels is plaatselijk een lining gebruikt van ijzer, Spheroidal Graphite Iron (SGI) genaamd. Deze segmenten werden verkozen boven segmenten van een sterke betonsoort, omdat de spanningen dan beter opgevangen konden worden [41].

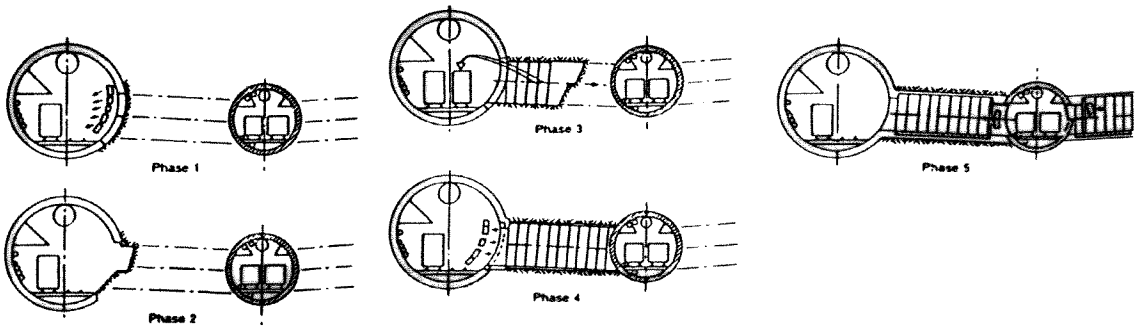
Dwarsverbindingen naar de service tunnel

De dwarsverbindingen die op de servicetunnel uitkomen zijn om de 375 m aangelegd en liggen in elkaars verlengde. Zij doen dienst als vluchtweg, opslagruimte voor apparatuur, ventilatiesysteem en toegang voor het onderhoud aan de tunnels. In totaal zijn er 130 verbindingen met de servicetunnel, met een lengte van 17.60 m en een interne diameter van 3.30 of 4.80 m.

Voor de hart op hart afstand van de dwarsverbindingen die als vluchtweg dienst doen is 375 m gekozen omdat Eurotunnel, het bedrijf dat de tunnel exploiteert, contractueel verplicht was om de vluchttijd van passagiers en treinbemanning (tot wel maximaal 3000 mensen) onder de 90 minuten te houden. Om in 90 minuten van het midden naar een uiteinde van de tunnel te komen (via de servicetunnel of de andere hoofdtunnel) bleek het nodig dat er per 750 m lange trein minimaal twee verbindingen met die servicetunnel gerealiseerd moesten worden. Bij deze h.o.h. afstand zijn er altijd twee verbindingen, direct naast de trein gelegen, beschikbaar.

Ter plaatse van een dwarsverbinding werd in de lining in de hoofdtunnel een speciale 'Cast Tubbing Window', gemaakt van zowel gietijzer als beton, door de erector van de TBM geplaatst.

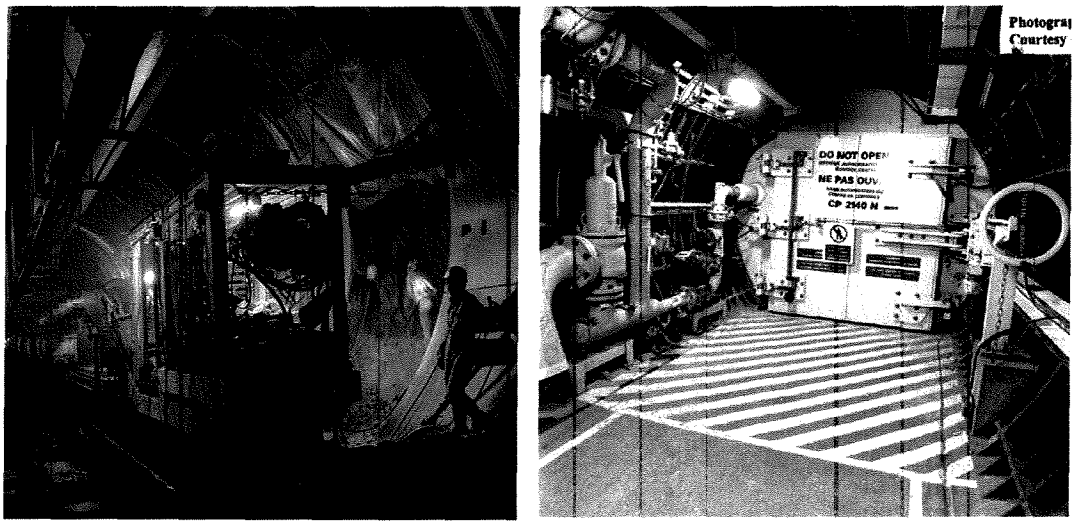
De bouw van een dwarsverbinding bestond uit verschillende fases. Na het verwijderen van de panelen kon men de achterliggende grond uitgebreid injecteren. Het werkelijke ontgraven gebeurde voornamelijk met pneumatische (hand)graafwerktuigen, nadat er verschillende pogingen tot het gebruik van graafmachines waren gedaan.



Figuur 2.5 Fasering bouw dwarsverbinding.

De nieuw gevormde wand van vergroutte grond werd gestabiliseerd met shotcrete, waarna de nieuwe lining in de dwarsverbindingen, gemaakt van gietijzer (SGI), binnen een paar meter van het front al geplaatst werd met een kleine erector.

Voor het bouwen van de dwarsverbindingen was altijd een spoor nodig voor het aan en afvoeren van materiaal.

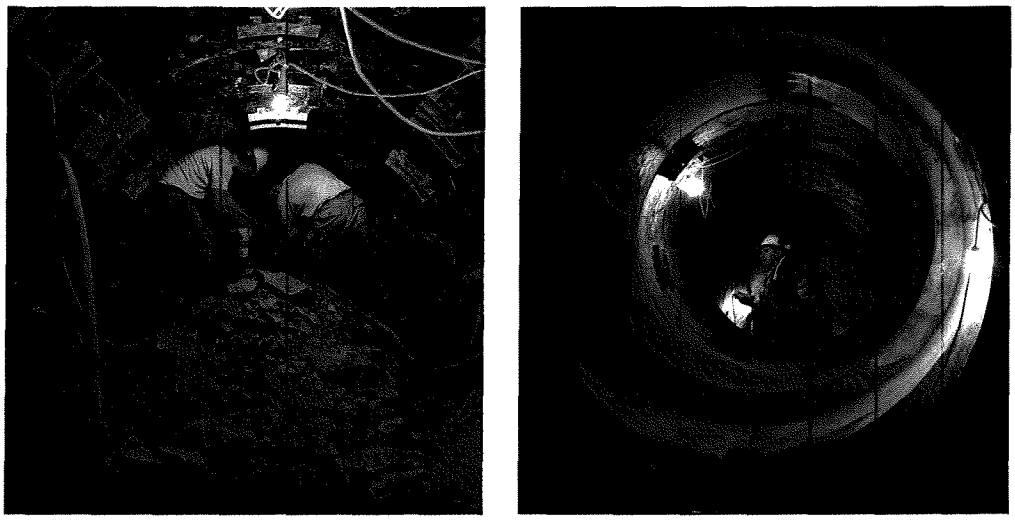


Figuur 2.6 Ontgraving van dwarsverbinding en uiteindelijk resultaat.

Piston relief duct verbindingen

Aangezien de hoofdtunnels een relatief kleine diameter hebben, voor treinen die met een snelheid van maximaal 160 kilometer per uur rijden, bleek het nodig om verbindingen te maken die de drukgolf zouden kunnen opvangen. Deze piston relief ducts verbinden de twee hoofdtunnels om de 250 m zonder nog op de servicetunnel uit te komen. Er zijn 150 van dit soort drukkanalen gebouwd met een lengte van 23.40 m en een interne diameter van 2 m.

De piston relief ducts verbindingen zijn op dezelfde manier gemaakt als de dwarsverbindingen naar de servicetunnel, met als enige verschil dat deze verbindingen onder een hoek omhoog lopen. De binnenkant van de lining is glad afgewerkt ter vermindering van de weerstand van de luchtstroming.



Figuur 2.7 Ontgraving van piston relief duct verbinding en uiteindelijk resultaat.

2.2.4 Veiligheid

De veiligheidsfilosofie van de Kanaaltunnel is gebaseerd op het concept van een puur spoorweg systeem. Het volledige volume aan verkeer is geconcentreerd op sporen met als gevolg dat de risico's van het wegverkeer uitgesloten worden [15].

Alle voertuigen met hun inzittenden en goederen worden getransporteerd tussen de terminals Coquelles en Folkestone door shuttle treinen. Daarnaast maken ook andere treinen gebruik van dezelfde sporen voor het doorvervoeren van passagiers en goederen. Volledig operationeel kunnen 12 treinen per uur in beide richtingen tegelijkertijd door de tunnel rijden.

Omdat spoorvervoer over het algemeen als de veiligste vorm van transport wordt beschouwd, besloten de Britse en Franse regering voor deze vorm van vervoer. Desondanks werden strikte veiligheidsmaatregelen getroffen vanwege het grote aantal mensen tegelijkertijd in de tunnel, de grote afstand tussen de

tunnelingangen en de brandstof in de voertuigen. Alle voorzieningen moesten worden goedgekeurd door een speciaal opgerichte commissie, de Intergovernmental Commission. De bedoeling was om tot een hogere standaard van veiligheid te komen dan tot dusverre was bereikt door alle andere vormen van transport over het Kanaal.

De basisvoorwaarde voor succes van de tunnel is de absolute veiligheid en betrouwbaarheid van de shuttletreinen en de goederen- en personentreinen van de staatsspoorwegen. De veiligheid van de passagiers en bemanning kreeg de hoogste prioriteit en bepaalde de keuze van de materialen, de geïnstalleerde systemen en de reddingsprocedures.

Allereerst werden de risico's beoordeeld, onafhankelijk van hun kans van voorkomen. Ze verschilden van aardbevingen en overstromingen, door bezwijken van energievoorzieningen, botsingen, brand en terroristische aanslagen tot combinaties van voorgaande. (Opmerkelijk is dat de zee niet beschouwd werd als een bron van gevaar aangezien de tunnels diep genoeg in de zeebodem geboord waren.)

Met name het risico op brand is bepalend geweest voor het ontwerp van de tunnel en de te nemen maatregelen. Zowel aan de preventie, detectie, bestrijding, restrictie en evacuatie werd veel aandacht besteed. De evacuatie van passagiers en bemanning zou in eerste instantie altijd bestaan uit het doorrijden van de trein naar een van beide tunneluiteinden terwijl de passagiers zich door de trein heen zouden kunnen bewegen en de brand geïsoleerd zou worden. Wanneer het brandende stuk trein niet meer zou kunnen rijden bestaat er de mogelijkheid om alleen dat deel achter te laten door het te ontkoppelen van de rest. Als de gehele trein niet meer zou kunnen rijden zouden de passagiers en bemanning van de vluchtwegen van de servicetunnel gebruik kunnen maken.
De enige uitzondering op al deze maatregelen betreft de shuttletreinen die vrachtwagens en trailers vervoeren. Deze treinen hebben maar één locomotief en de chauffeurs zitten direct daarachter in een speciaal rijtuig, gescheiden van de vrachtwagens.

Veiligheidsvoorschriften en maatregelen resulteerden in het speciaal trainen van personeel, luchtoverdruk in de servicetunnel, het aanbrengen van branddeuren in de dwarsverbindingen, het op afstand tot stoppen kunnen brengen van treinen en het toepassen van twee locomotieven aan de uiteinden van iedere passagierstrein.

2.2.5 Brand in de Kanaaltunnel

18 November 1996 was geen goede avond voor de Kanaaltunnel. Een ruzie binnen de directie van de tunnel aan de Franse kant had een grote verkeersopstopping veroorzaakt. Auto's en vrachtwagens, waaronder een met cornflakes, bestemd voor Engeland, hadden te maken met uren vertraging. De wagen met cornflakes kreeg uiteindelijk twee uur na aankomst op Coquelles toestemming om op een speciale trein voor vrachtwagens en trailers te rijden [24].

Om 21.49 uur (Franse tijd) zag een bewaker vlak bij de ingang van de tunnel dat er al vlammen uit de trein kwamen op het moment dat de trein de ingang in reed. Zowel het Britse als Franse controlecentrum waren binnen een minuut na de waarschuwing op de hoogte maar kregen pas een bevestiging van de brand (zowel een rook als vlam detectie) toen de trein om 21.53 uur al 5 kilometer de tunnel in was gereden.

De eerste reactie van de controle centra was om het overige treinverkeer, dat de tunnel in wilde, te weren en de piston relief ducts te sluiten om de rook te isoleren. De brandende trein kreeg instructie om door te rijden naar de Britse terminal. Bepaalde deuren, die toegangen naar de cross-overs afsluiten, sloten niet geheel, wat tot gevolg had dat er rook doordrong in de andere tunnel.

Het was de bedoeling om de trein de tunnel uit te laten rijden. Dit werd op een gegeven moment verhinderd door een signaal (uit later onderzoek bleek een vals signaal) dat aangaf dat een steun aan een treinwagon, die hem recht houdt tijdens laden en lossen, los had gelaten en op het punt stond om het spoor te vernielen. De machinist kon niets anders doen dan de brandende trein tot stilstand brengen in de tunnel.

Het ontkoppelen van het brandende en kapotte deel van de trein en wegrijden met de rest, de volgende optie bij dit soort calamiteiten, bleek al snel niet meer mogelijk. De reden hiervan was dat de brandende trein precies onder een schakelaar was gestopt die voor de stroomvoorziening zorgde voor het desbetreffende deel van het spoor. Na het doorbranden van de schakelaarbehuizing viel de stroom weg en kon de trein niet meer rijden.

Door de rook konden de treinbemanning en de vrachtwagenchauffeurs de vluchtwegen naar de servicetunnel niet zien vanuit de trein. Nadat duidelijk werd dat er zonder gasmaskers (waarvan er één voorhanden was) buiten de trein niet geademd kon worden, werd besloten om te wachten op hulp van buitenaf. Die hulp van buiten af, de brandweer, werd in eerste instantie door de controlecentra naar de verkeerde plek gestuurd, maar vond uiteindelijk de trein en kon beginnen met het redden van de mensen door de dwarsverbinding. Later bleek dat de wagon met vrachtwagenchauffeurs op niet minder dan 3 m van een dwarsverbinding was gestopt, hetgeen door de rook niet te zien was geweest.

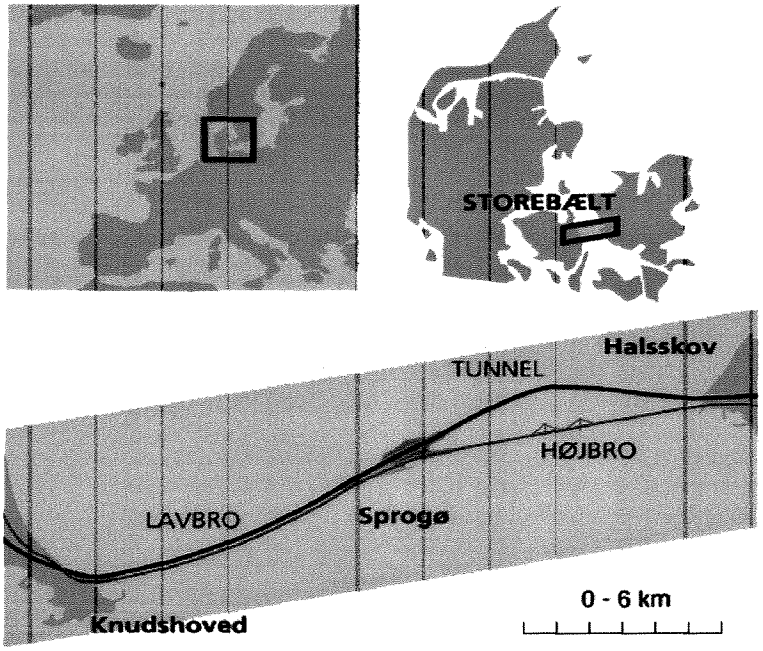
De hierboven beschreven gang van zaken heeft geresulteerd in veel aanpassingen aan procedures, treinen, tunnel, etc. Over de dwarsverbindingen was men het eens dat deze naar behoren hebben gefunctioneerd en er zijn dan ook geen zaken aan veranderd. Hierbij dient wel opgemerkt te worden dat het in dit geval om in totaal slechts 34 mensen ging, die in de brandende trein zaten, waarvan het vuur zeer plaatselijk en voldoende ver van de passagiers verwijderd was. Indien het een volledig gevulde passagierstrein was geweest en men ook op redding van buitenaf had moeten wachten waren er zeer waarschijnlijk een groot aantal gewonden en slachtoffers geweest. Naast het aanwezig zijn van de ontsnappingsmogelijkheden door de dwarsverbindingen zijn er voor het redden van mensen dus nog een heleboel andere zaken vereist. Toch blijft het opmerkelijk dat, ondanks dat alles op de 18de november tegelijkertijd mis leek te gaan, dit in een van de veiligste tunnels ter wereld heeft kunnen gebeuren.

2.3 Spoortunnel onder de Storebælt

2.3.1 Inleiding

Twee 8 km lange enkelsporige tunnels met een interne diameter van 7.7 m vervoeren het spoorverkeer tussen Zealand en het eiland Sprogø. Deze tunnels maken onderdeel uit van het Storebælt project dat de Deense eilanden Funen en Zealand met elkaar verbindt door middel van een tweetal bruggen en de geboorde tunnels.

De 18 km. brede Danish Great Belt channel, oftewel de Storebælt, scheidt de eilanden Funen en Zealand, waarop de hoofdstad Kopenhagen is gelegen. Het kleine eiland Sprogø ligt precies midden in de Storebælt. Sprogø is verbonden met Funen naar het westen toe door middel van een laaghangende gecombineerde spoor- en wegbrug, en naar het oosten toe door de geboorde tunnels en een brug met een van de langste overbruggingen te wereld.



Figuur 2.8 Project layout.

Het geboorde deel van de tunnels werd door een glaciale till en de onderliggende "Upper Palaeocene Marl" aangelegd door vier EPB TBM's en bestaat uit gesegmenteerde ringen van prefab versterkt beton.

De 8 km lange tunnel bestaat uit een geboord gedeelte van 7.5 km en een cut en cover gedeelte van 0.5 km. De onderlinge afstand tussen de tunnels bedraagt 17 m (25 m tussen de tunnelassen). Dwarsverbindingen zijn geconstrueerd om de 250 m voor ontsnappingsroutes voor de passagiers, toegangswegen voor reddings- en onderhoudspersoneel en voor de behuizing van elektrisch en mechanisch materieel. De dwarsverbindingen hebben een interne diameter van 4.5 m en liggen maximaal op een diepte van 80 m onder zeeniveau.

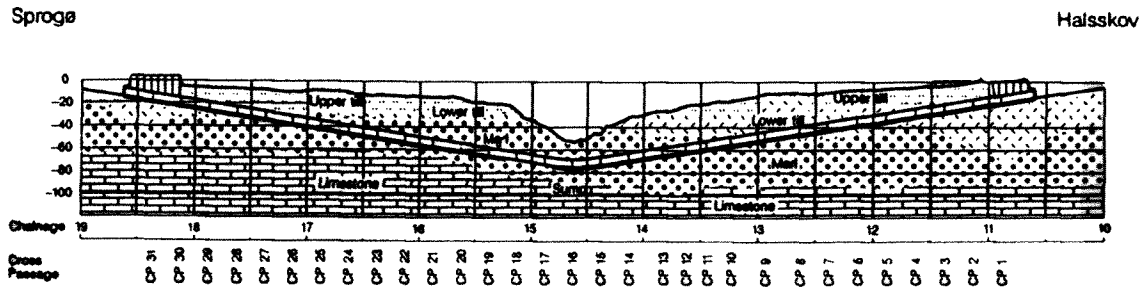
Aangezien men verwachtte dat de grondcondities moeilijk waren heeft men voorzieningen getroffen die het mogelijk maakten om geotechnisch onderzoek te verrichten door de hoofdtunnel heen bij ieder te construeren dwarsverbinding. De constructiemethode en ontwerpdetails werden sterk beïnvloed door de noodzaak om veilig te bouwen. De nodige maatregelen werden noodzakelijk geacht, zoals grondbehandeling en bevriezing, lokale ontwatering, gebruik van een pilot tunnel in de till, stukje voor stukje ontgraven, veiligheidsdeuren en tijdelijke afsluitingen van de hoofdtunnels.

De totale kosten van het Storebælt project bedroegen £2.4 miljard, waarvan de tunnel een £0.6 miljard innam. Door de tunnel vervoert men ongeveer 26 duizend passagiers per dag met een gemiddelde reistijd van ongeveer zeven minuten.

In totaal zijn er 31 dwarsverbindingen; 29 werden er geboord en 2 werden er geconstrueerd aan de uiteinden van de tunnels door middel van de cut en cover techniek. Dit hoofdstuk beschrijft het ontwerp en de constructie van de dwarsverbindingen, evenals de geotechnische condities die men van te voren verwachtte en die men werkelijk tegen kwam.

2.3.2 Geologie en geologisch onderzoek

De Storebælt is een glaciaal erosiekanaal. Zoals te zien is in onderstaande figuur neemt de waterdiepte geleidelijk toe naar het midden van het kanaal tot een diepte van 55 m. Vanwege deze diepte in het midden van het kanaal en om andere redenen werd gekozen voor een meer noordelijke route van de tunnels.



Figuur 2.9 Geologische opbouw ondergrond.

De grond kan geologisch onderverdeeld worden in drie typen: glaciale tills, Upper Palaeocene Marl en Tertiary Lower Palaeocene Danian Limestone.

De glaciale tills bestaan voornamelijk uit slecht doorlatende klei met lagen leem, slib, zand en opgesloten smeltwater. Daarnaast worden er in deze lagen ook granieten keien gevonden met een diameter tot wel 3 m. De glaciale afzettingen zijn compact en dicht door de preconsolidatie als gevolg van de bovenliggende gletsjers. De tills kunnen worden onderverdeeld in twee soorten, te weten de Upper en Lower Till.

De Upper Till is qua samenstelling redelijk uniform op een paar geïsoleerde zandafzettingen na (minder dan 1% van de totale massa). De ongedraineerde schuifsterkte varieert van ongeveer 100 tot 700 Kpa. De Lower Till is minder homogeen; zand- en grindafzettingen komen vaker voor (tot wel 20% van de totale massa). De ongedraineerde schuifsterkte varieert tussen de 200 en 700 Kpa. De samenstelling van de tills is ongeveer 40% zand, 40% slib en 20% klei, terwijl de permeabiliteit tussen de 10^{-5} en 10^{-7} m/s ligt.

De Upper Palaeocene Marl bestaat uit mergelachtig gesteente (redelijk zwak volgens de Britse standaard classificatie) met een druksterkte groter dan 2 Mpa. Door veel scheurvorming is de permeabiliteit vergelijkbaar met die van de Lower Till.

De Tertiary Lower Palaeocene Danian Limestone is een zwakke zandige kalksteen laag met hier en daar slib afzettingen.

De dwarsverbindingen tussen de tunnels bevinden zich in de glaciale tills (12 stuks), de Upper Palaeocene Marl (16 stuks) en in de overgangszone tussen deze twee lagen (1 stuks). De Tertiary Lower Palaeocene Danian Limestone bevindt zich overal onder de dwarsverbindingen en is dus tijdens het boren niet aangetroffen.

De complexiteit van de glaciale tills werd bevestigd uit monsters, genomen door de TBM's die de hoofdtunnels boorden en uit de zijdelingse boringen ter plaatse van de geplande dwarsverbindingen. Problemen bij het boren met de TBM's zorgden voor verstoringen van de tills direct om de tunnel, de grondcondities in het mergelachtige gesteente waren minder ongunstig dan verwacht.

Naast het nemen van grondmonsters ter plaatse van een te construeren dwarsverbinding werden er in totaal 58 boringen verricht tot aan het niveau van de tunnel. Voornaamste reden van al het grondonderzoek was om de eventuele aanwezigheid van verzadigde zand of zand till pakketten te ontdekken tot op 10 m van de ontgraving. De mate van grondwaterstroming, op gang gebracht door wateronttrekking, was van groot belang.

Pogingen om met een grondradar de structuur van de grond in kaart te brengen bleken niet goed te werken doordat de interpretatietechnieken niet voldoende ontwikkeld waren.

Grondonderzoek in de tills gebeurde over het algemeen met 16 tot 18 onderzoeksboringen, 89 mm. diameter, geboord vanaf beide tunnels. In het mergelachtig gesteente werd volstaan met gemiddeld 5 tot 6 onderzoeksboringen.

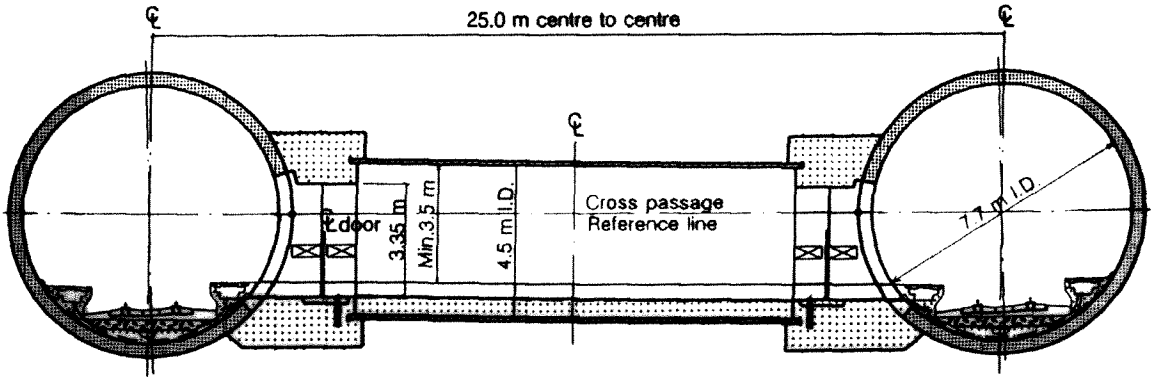
2.3.3 Ontwerp van de dwarsverbindingen

De ontsnappingstijd voor de passagier was gebaseerd op de Amerikaanse standaard NFPA130, welke voorschrijft dat de laatst ontsnappende van de trein binnen 6 minuten via een dwarsverbinding een andere tunnel kan bereiken [10]. Berekeningen gebaseerd op een volledig beladen IC3-trein, 300 m lang met 720

passagiers, wees uit dat aan de ontsnappingstijd voldaan kon worden als er om de 250 m dwarsverbindingen zouden zijn. Minimale afmetingen van de ontsnappingsweg zouden 1.85 m breed en 2.10 m hoog moeten zijn. Deze afmetingen, samen met de ruimte voor de elektrische en mechanische apparatuur resulteerden in een inwendige diameter van 4.5 m.

Alle materialen, componenten en systemen waren ontworpen om het binnendringen van grondwater tegen te gaan. De acceptabele tunnellekkage werd vastgesteld op 0.1 liter/m^2/ dag over de gehele lengte van de tunnel en dwarsverbindingen.

Het met de aannemer overeengekomen contract was gebaseerd op het gebruik van een SGI lining en onversterkt beton voor de aansluitingen met de hoofdtunnels.



Figuur 2.10 Dwarsdoorsnede tunnel.

De aannemer stelde voor om de ondersteuning te veranderen in een primaire lining van spuitbeton, gevolgd door een secundaire lining van onversterkt beton (NATM), hetgeen een optie was in de tenderdocumenten. De nieuwe methode werd door de opdrachtgever geaccepteerd.

2.3.4 Constructie dwarsverbindingen in de glaciale tills

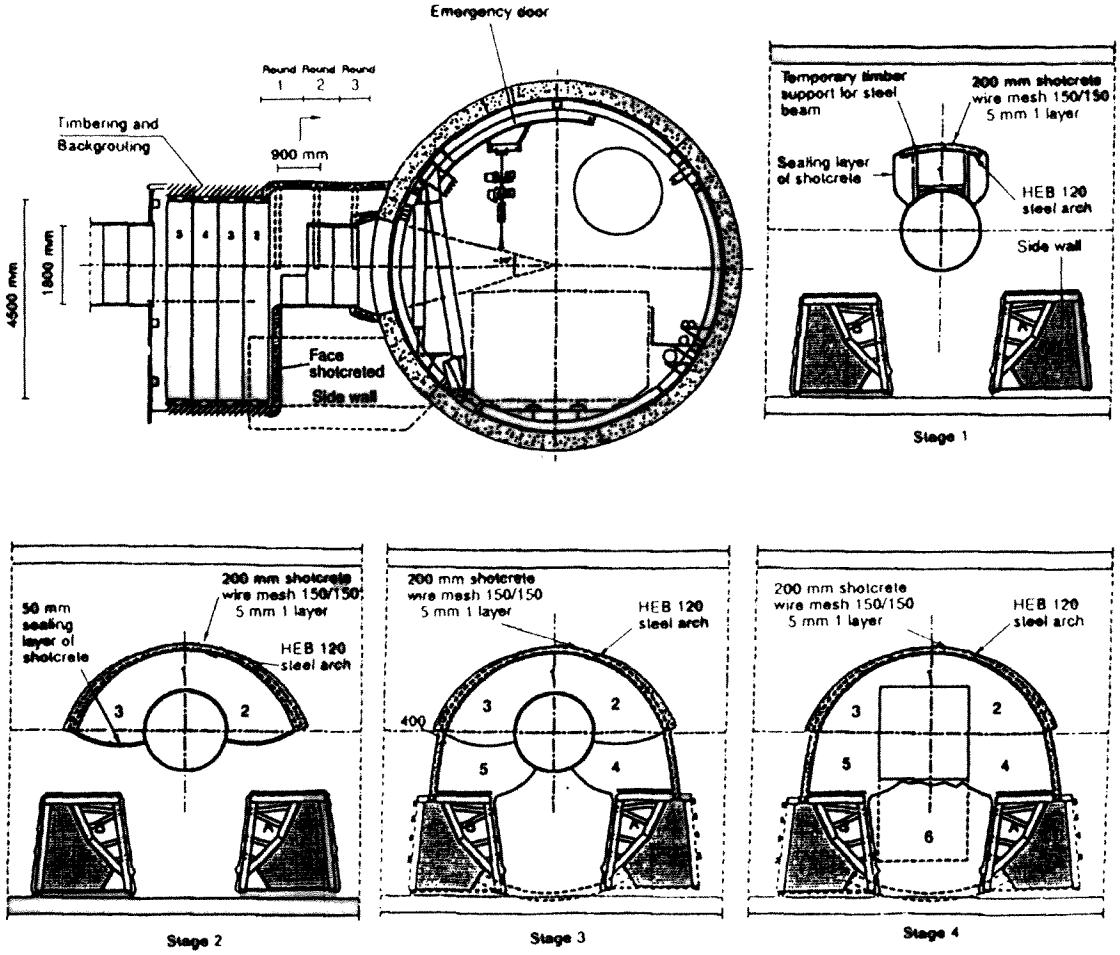
Het toepassen van NATM was mogelijk omdat in het grootste gedeelte van de glaciale tills de grond voldoende sterk en stijf was om zonder ondersteuning te kunnen worden ontgraven. Bij een ongedraineerde schuifsterkte van bijvoorbeeld 500 KN/m^2 en een verticale grondspanning van 600 KN/m^2 (30 meter diepte) geeft dit een stability ratio $N=\sigma_v/C_u=1.2$ hetgeen betekent dat er ongesteund ontgraven kan worden.

Een voorwaarde voor het ontgraven zonder ondersteuning was wel dat de waterspanningen teruggebracht dienden te worden. (Zie het stuk over het ontwateringprogramma Moses.)

Eén van de redenen van de aannemer om de NATM te verkiezen boven de SGI-methode was dat met de NATM er een betere ondersteuning van de ontgraving zou zijn en er geen problemen zijn met het aanbrengen van waterdichte vliezen. De ontgraving gebeurde met bestaande mijnbouwtechnieken, waarbij hout of spuitbeton als tijdelijke ondersteuning gebruikt werd.

Door onvoldoende reductie van de waterspanningen bezweek in 1991 een graaffront bij een TBM met als gevolg dat de twee Sprogø tunnels vol water liepen. Een direct gevolg hiervan was dat men het ontwerp terugveranderde in de SGI lining. Daarnaast werd het gebruik van een 1.8 m diameter SGI-lined pilot tunnel ingevoerd en werden tijdelijke veiligheidsdeuren geplaatst bij alle openingen naar dwarsverbindingen. De pilot tunnel had als doel de grondomstandigheden en de grondverbetering te controleren. De veiligheidsdeuren zorgden voor een verkleining van de kans op vollopen van de tunnels in geval van calamiteiten.

Ter bevordering van de stabiliteit van de hoofdtunnel werd er voor gekozen om met het ontgraven en aanbrengen van de SGI lining, vanuit de pilot tunnel, pas op 5 m buiten de hoofdtunnel te beginnen. Direct aansluitend op de hoofdtunnel werd iedere keer eerst een stevige kraag, gemaakt van ongewapend beton vanwege de duurzaamheid, aangebracht die de krachten kon overbrengen. (Scheuren werden tijdens de constructie fase met een fijn cement geïnjecteerd.)



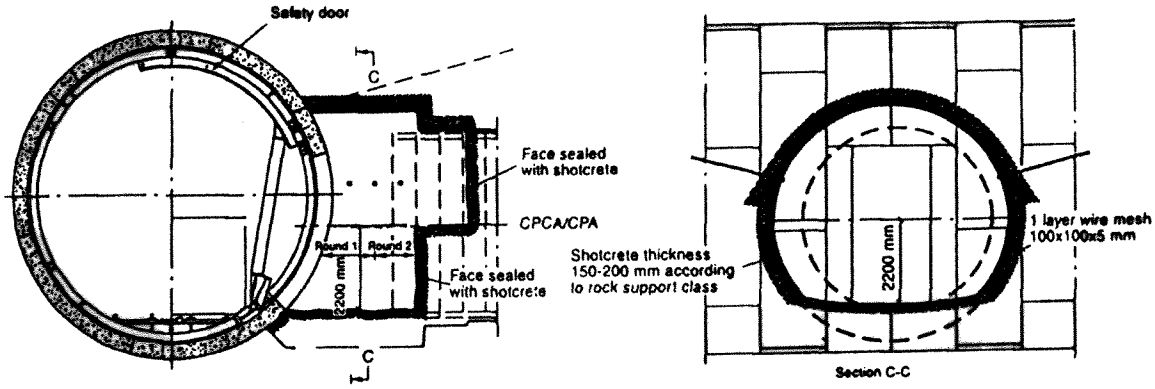
Figuur 2.11 Ontgraving dwarsverbinding.

Het originele ontwerp van de SGI lining bestond uit 9 segmenten en een sluitsteen. Het alternatief van de aannemer bestond uit 17 segmenten en een sluitsteen en werd door de opdrachtgever geaccepteerd.

De kleinere segmenten waren beter te maken en te hanteren, maar de lining werd er wel flexibeler en gevoeliger voor lekkages van. De ringwijdte was 600 mm en de dikte 14 mm. De lining werd met behulp van bouten in elkaar gezet en kon een druk van 8 bar weerstaan. Corrosiebescherming werd voorzien door een bitumen coating. Het hittebestendig maken van de dwarsverbindingen werd niet nodig geacht door de aanwezigheid van de branddeuren.

2.3.5 Constructie dwarsverbindingen in de Upper Palaeocene Marl

Door ervaringen die opgedaan waren bij het graven in de tills, heeft men bij het graven in het mergelachtig gesteente het gebruik van de SGI lining gecontinueerd zonder nog verder de pilot tunnel in te zetten.

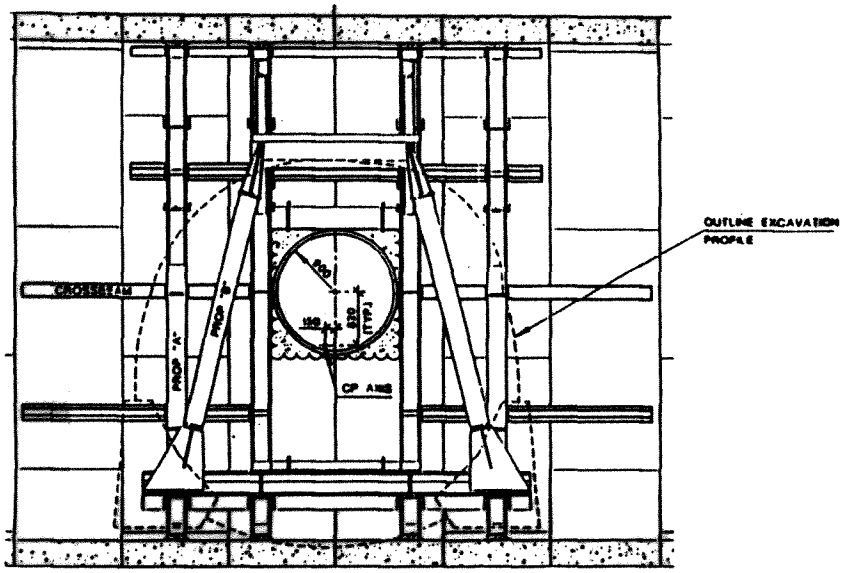


Figuur 2.12 Ontgraving dwarsverbinding in Upper Palaeocene Marl.

Voor de overgang tussen tunnel en dwarsverbinding en voor de rest van de tunnel is gebruik gemaakt van shotcrete. Om dit mogelijk te maken werd de waterspanning kunstmatig laag gehouden door het ontwateringprogramma Moses. Voor de dieper gelegen dwarsverbindingen, waar een waterdruk heerst tot 7 bar, was dit echter niet voldoende en is besloten om het bemalen te combineren met grouten. Door het gebruik van bijzonder fijn cement kon de waterdruk voldoende omlaag gebracht worden.

2.3.6 Hoofdtunnellining rond de verbindingen

Voor de lining van de hoofdtunnel bij de dwarsverbindingen is tijdens het ontwerp gekozen voor een constructie met een set van 6 SGI elementen. Deze elementen zijn gemaakt van ductiel gietijzer, die door grote flexibiliteit en sterkte de tijdelijke en permanente lasten kunnen opnemen tijdens het bouwen van de dwarsverbindingen. De elementen zijn gevuld met beton om de afzetkrachten van de TBM op te kunnen nemen en om de wand tegen hitte te beschermen. De sets hebben verwijderbare elementen om toegang te krijgen tot het graaffront, maar kunnen wel, net als de normale tunnelelementen, machinaal geplaatst worden. Door problemen met de levering van de SGI-elementen is er door de aannemer voor gekozen om bij de diepst gelegen 11 dwarsverbindingen wel gebruik te maken van deze elementen, maar voor de overige op zoek te gaan naar een alternatief. Dit alternatief werd uiteindelijk een normale betonnen lining met extra stalen verstevigingen rond het uitbreekgat. Op bepaalde plaatsen waren de elementen dikker, zodat ze doorboorbaar waren voor het toepassen van grondverbetering. Bij het maken van deze elementen is een sterkere betonsoort gebruikt dan normaal. Het toepassen van deze betonnen elementen bleek in de praktijk goed te bevallen, ondanks het feit dat er de nodige scheurvorming optrad. De scheuren werden veroorzaakt door het ontbreken van de flexibele eigenschappen die nodig zijn om de belastingen te verdelen. De opgetreden scheuren konden vrij eenvoudig gerepareerd worden.



Figuur 2.13 Tijdelijke ondersteuning in de tunnel.

2.3.7 Ontwateringprogramma Moses

In 1992 werd het project Moses, een grootschalig ontwateringprogramma, geïntroduceerd met als doel om ten eerste de waterdruk in de poriën te reduceren tot 3 bar of minder om het mogelijk te maken voor mensen om de werkkamer van de TBM te betreden en ten tweede om de grondstabiliteit te verbeteren zodat er niet (of minder) vanuit de tunnel aan lokale ontwatering gewerkt diende te worden.

Het mergelachtig gesteente is als gevolg van de scheuren waterdragend. Het glaciale till, dat boven het mergelachtig gesteente ligt, heeft over het algemeen een lage permeabiliteit, en verhindert daardoor infiltratie van water uit de Storebælt naar het mergelachtige gesteente. Diepe putten, 405 mm in diameter, werden geboord vanaf jack up rigs tot een diepte van 10 m in de kalksteenlaag onder het mergelachtig gesteente. In totaal zijn er 43 putten gemaakt, onderverdeeld in 6 groepen, en van energie voorzien door diesel generatoren die op schepen waren geplaatst. De putten waren min of meer om de 125 m langs de lining geplaatst, 35 m opzij om en om aan beide zijden. De totaal geïnstalleerde nominale pompcapaciteit bedroeg 3100 m^3/uur. Over het gebied waar de invloed merkbaar was bedroeg de drukreductie ongeveer 3.5 bar in het mergelachtig gesteente en 1 tot 2 bar in de tills. In het geval van het falen van een put was de waterdrukverhoging langzaam genoeg om bijtijds acties te ondernemen.

2.3.8 Grondverbetering

Grondverbetering werd in het Storebælt project niet beschouwd als een permanente tunnelconstructie, maar als een tijdelijk werk. Het ontwerp van de grondverbetering was de verantwoordelijkheid van de aannemer. De voornaamste doelen van de grondverbetering waren het verlagen van de grondwaterspanning en het stabiliseren van de grond.

Achtereenvolgend worden hier de volgende soorten grondverbetering behandeld: Contact Grouting, Dewatering, Tube-a-Manchette Grouting en bevriezing.

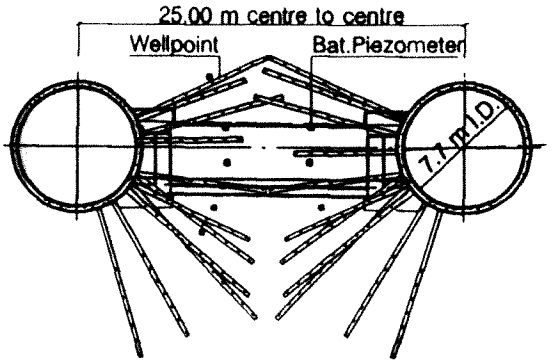
Contact Grouting

Het doel van deze behandeling was om de zone van verstoorde grond achter de hoofdtunnellining voor een dikte van 0.5 tot 1.5 m te verbeteren, voornamelijk rond de dwarsverbinding opening. Deze behandeling reduceerde ook het grondverlies in los gepakte grond tijdens het boren van gaten waardoor grondbehandeling plaats vond.

Voor de hoger gelegen dwarsverbindingen werd een mengsel van cement en bentoniet geïnjecteerd, terwijl voor de dieper gelegen dwarsverbindingen alleen ultrafijn cement werd gebruikt.

Ontwatering

De ontwateringcriteria waren gebaseerd op lekanalyses van verschillende scenario's betreffende geometrie, permeabiliteit en geologische condities. Het doel van deze studies was om te kijken of er door ontwatering via een ring van bronnen rond de ontgraving een stabiele en veilige werkplek onder atmosferische luchtdruk gecreëerd kon worden. Het bleek dat de maximale grondwaterdruk niet meer mocht bedragen dan 0.05 bar. De lekkage, veroorzaakt door deze druk, kon veilig onder controle gehouden worden door dichte betimmering.

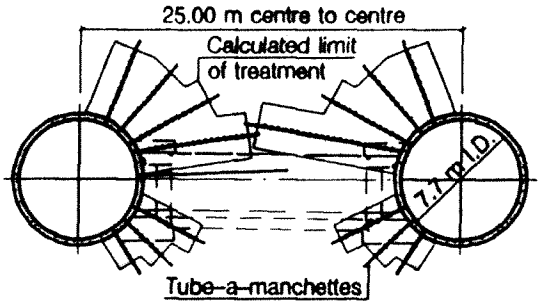


Figuur 2.14 Ontwatering t.p.v. dwarsverbinding.

In bovenstaand figuur is een typische bron layout te zien. De h.o.h. afstand van de bronnen was gemiddeld 2.5 m, op 3 m rond de ontgraving. De lengte van de bron boringen lag tussen de 8 en 12 m. Het pompsysteem kon maximaal 60 m^3/uur verwerken, maar in werkelijkheid werd niet meer dan 10 m^3/uur verpompt.

Tube-a-Manchette Grouting

Bij deze methode werd gebruik gemaakt van een lans, met rondom de gaten in de lans een manchet, waarmee het grouten beter beheersbaar was. Dit was noodzakelijk om de scheuren in de tills, die gevuld waren met zand, waterdicht te maken. Direct naast de tunnellining werd geïnjecteerd met een druk die ongeveer 4 bar hoger lag dan de heersende waterdruk. Verder van de hoofdtunnel af werd de druk opgevoerd tot 10 bar boven de heersende waterdruk. De hoeveelheid geïnjecteerde grout varieerde sterk door de grondcondities, van 28 m^3 tot 150 m^3.

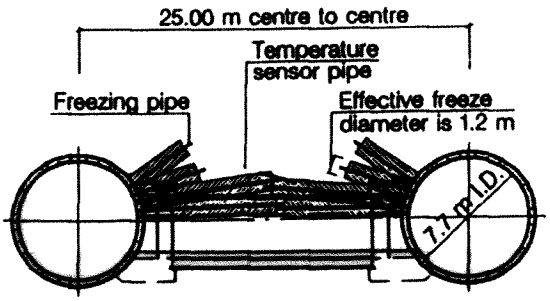


Figuur 2.15 Tube-a-Manchette Grouting.

De uitwendige diameter van de PVC tube-a-manchettes was 48 mm. Het combineren van grouten en wegpompen van water bleek een veilige en economische methode te zijn om de tills en het mergelachtig gesteente te behandelen.

Bevriezing

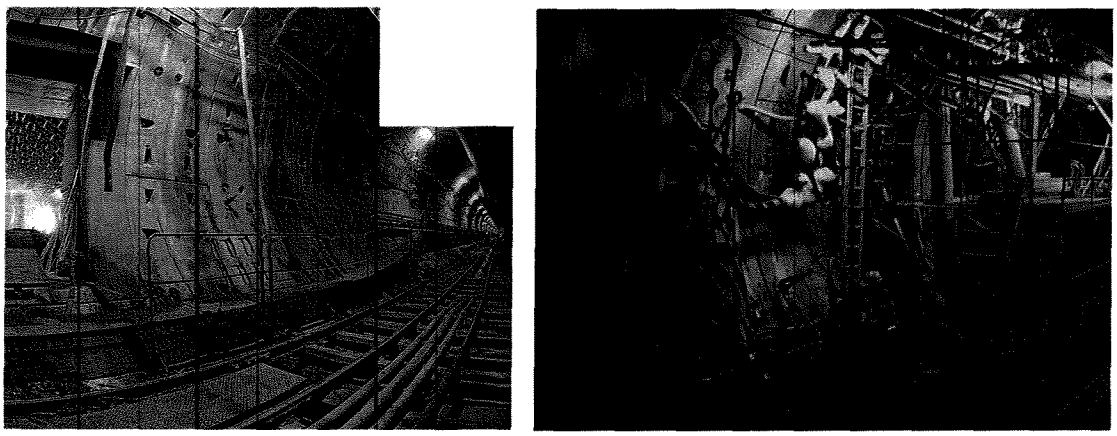
Op verscheidene dwarsverbindinglocaties waren er door verstoring door de TBM verbindingen ontstaan tussen de Storebælt en de grond waar de dwarsverbinding in gebouwd moest worden. Op deze locaties moest een soort kap van bevroren grond, over de ontgraving, ervoor zorgen dat de grond waterdicht en geconsolideerd werd. De behandeling bestond uit het laten circuleren van een calciumchloride oplossing, gekoeld tot -27°C door een freon vriesinstallatie. Voor het vriezen was cement grouten nodig om de lokale discontinuïteiten te vullen en grondwaterstroming te verminderen. De vrieslansen werden door de lining heen gestoken volgens onderstaand figuur.



Figuur 2.16 Vrieslansen.

De vriesinstallatie werd elektrisch aangedreven en was "weggewerkt "tussen twee dwarsverbindingen in de hoofdtunnel. Thermokoppels waren geïnstalleerd door tube-a-manchettes en verbonden met data registrerende apparatuur die constant de temperatuur controleerden. De vrieslansen bevonden zich op een onderlinge afstand van 1.1 m rond het te ontgraven profiel. De lansen waren geïnstalleerd door de booropeningen in de lining van de hoofdtunnel.

Iedere vriesinstallatie had een capaciteit van 100.000 kcal/uur en wanneer de richttemperatuur van -5°C bereikt was begon men met ontgraven, hetgeen over het algemeen 4 weken duurde.



Figuur 2.17 Vriesproces in de tunnel.

2.4 De Westerscheldetunnel

2.4.1 Inleiding

De oeververbinding voor de Westerschelde is al vele jaren een onderwerp waarover gepraat wordt. Naast een brug heeft ook een afgezonken tunnel tot de mogelijkheden behoort, voordat men tot het definitieve ontwerp van een geboorde tunnel is gekomen. De Westerscheldetunnel, gereed eind 2002, gaat de Zeeuwse autoveer-verbindingen (Vlissingen-Breskens en Kruiningen-Perk-Polder) vervangen [11].

De tunnel komt op een smal punt van de Westerschelde te liggen, tussen Borssele en Terneuzen, en zal een lengte hebben van 6.6 km.

Figuur 2.18 Project layout.

De oeververbinding bestaat uit twee tunnelbuizen met ruimte voor twee rijstroken per buis (8.50 m breed, er zal geen vluchtstrook aanwezig zijn). De uitwendige buisdiameter is bepaald op 11.3 m. Vanwege de diepe en zich vaak verplaatsende geulen in de Westerschelde moet de bodem van de tunnel op het diepste punt 60 m onder de waterspiegel komen te liggen.

De hoofdtunnels worden door twee slurry-tunnelboormachines, met een faseverschil van twee à drie maanden, gelijktijdig geboord, vertrekkend vanaf Terneuzen richting Zuid-Beveland.

De totale kosten van het project bedragen circa 1.66 miljard gulden.

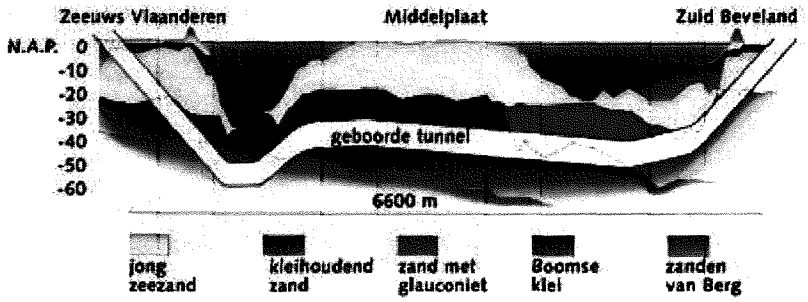
2.4.2 Geologie

De grond waar de tunnel doorheen geboord gaat worden varieert van zand tot zeer vaste overgeconsolideerde klei, de Boomse kleilaag genaamd. Tijdens het ontwerpproces is een uitgebreid grondonderzoek gedaan, tot een diepte van 100 m.

De Boomse kleilaag onder de Westerschelde kan in geotechnische zin niet als een homogeen lichaam worden beschouwd. De klei is globaal in twee lagen te verdelen. De bovenste laag is zwak siltig, waarbij het kleigehalte 50 à 60% bedraagt. De onderste laag bevat zeer dunne laagjes matig tot sterk siltig en plaatselijk sterk siltige tot kleiige zandlaagjes, waarbij het kleigehalte verloopt tot 20%. Door de opgetreden geulerosie ontbreekt op sommige plaatsen de bovenste laag. De Boomse klei is zeer ondoorlatend, de k-waarde bedraagt voor de bovenste laag circa 0.01 à 0.23 x 10^{-9} en voor de onderste laag circa 0.15 à 3.1 x 10^{-9}. Het zoutgehalte naar de top en de basis neemt tot meer dan 20.000 mg CL/L toe. In de kleilaag is het watergehalte circa 25% en de plasticiteitsgrens 22%.

Boven de kleilaag komen zandlagen voor die soms zeer vast en op sommige plaatsen glauconiet-houdend zijn. Glauconiet is een mineraal dat enigszins op mica lijkt. Dit zand wijkt enigszins af van de normale kwartsiethoudende zanden. De sondeerwaarden zijn zeer hoog, circa 30 à 50 Mpa en overschrijden op enkele plaatsen de waarde van 80 Mpa. Het glauconietgehalte bedraagt circa 30%, terwijl ook enige cementatie voorkomt, waardoor waarschijnlijk de extreem hoge sondeerwaarden worden veroorzaakt.

Onder de kleilaag komen over het gehele tracé de zanden van Berg voor: een grof, licht-glauconiethoudend (ongeveer 6%) zand. Deze zanden staan in verbinding met de bovenliggende zanden, zodat er een hydrostatische druk heerst. De doorlatendheid bedraagt circa 0.7 à 2.2 x 10^{-4}m/s.



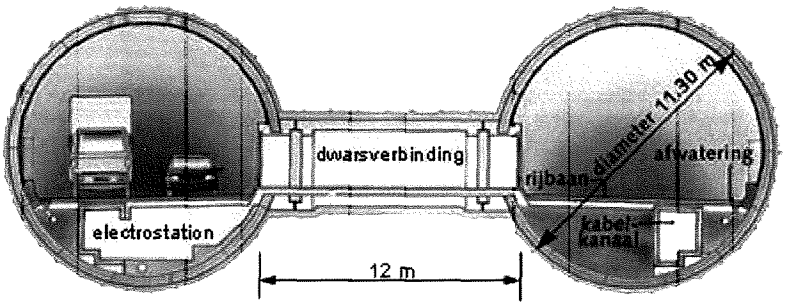
Figuur 2.19 Geologisch bodemprofiel.

2.4.3 Ontwerp dwarsverbindingen

De 25 dwarsverbindingen, waarvan de hart op hart afstand 250 m bedraagt, zijn bij deze tunnel bedoeld als vluchtroute voor mensen in nood en geven toegang voor hulpverleners. In eerste instantie wilde men slechts 13 dwarsverbindingen aanleggen, maar door een politiek besluit na een uitgebreide studie is er gekozen voor een verdubbeling. Dit besluit was grotendeels gebaseerd op de conclusie dat er meer niet-gewonde mensen bij een autobrand in de spits in veiligheid gebracht kunnen worden als de h.o.h. afstand gehalveerd wordt tot 250 m, [50] en [34].

De kleinste doorsnede in de dwarsverbinding, ter hoogte van de deur, is minimaal 2.10 m hoog en 1.50 m breed. Van deze doorsnede wordt een klein deel gebruikt voor de back-up stroomvoorziening naar de andere tunnelbuis.

De dwarsverbinding van de Westerscheldetunnel is een bijna ronde tunnelbuis met een buitendiameter van minimaal 3.76 m en maximaal 4.09 m terwijl de binnendiameter minimaal 2.36 m en maximaal 2.69 m is. De lengte van de dwarsverbinding zal ongeveer 12 m bedragen.



Figuur 2.20 Dwarsdoorsnede t.p.v. dwarsverbinding.

De hoogteligging van de vloer in de dwarsverbinding is zo dat er nauwelijks een verschil is met de rijbaan in de hoofdtunnels.

2.4.4 Afweging constructiemethode

De afweging, voor wat de constructiemethode betreft, bestond eigenlijk uit drie mogelijkheden; onder luchtdruk ontgraven, injecteren (grouten) en vriezen. In het begin van het project is kort gekeken naar de mogelijkheid om de dwarsverbindingselementen te persen.

Onder luchtdruk ontgraven

Onder luchtdruk ontgraven werd niet als een haalbaar concept gezien, aangezien de druk tot een maximum van 6 bar kan oplopen. In de zandige delen van de bodem kan er door bemaling geen verlaging van de waterdruk verkregen worden (zoals bij het Storebælt project, waar er afsluitende lagen zijn) en het is dus niet mogelijk om de luchtdruk bij het graaffront te verminderen. In de Boomse klei is het eventueel wel mogelijk om onder luchtdruk en met een open graaffront te werken omdat de kleilaag zeer ondoorlatend is. Door de risico's, die het gevolg zijn van onregelmatigheden in de grond, is het echter geen constructiemethode die men bij dit project graag wil toepassen.

Grouten

Het verbeteren van de grond door middel van grouten is bij de dwarsverbindingen niet als constructiemethode gekozen vanwege de niet te beheersen risico's. Uit ervaring is gebleken dat het verschrikkelijk lastig is om met deze methode een waterdicht grondlichaam te krijgen. Indien er een lek wordt geconstateerd is het nagrouten vaak niet meer mogelijk, als men al de locatie van het lek zou weten. Vanwege de kleinere doorsnede van een groutlichaam, vergeleken met een vrieslichaam, zijn er een groot aantal injectieopeningen in de tunnellining nodig. De verdeling van de boorgaten over de segmenten kan voor de nodige problemen zorgen.

Vriezen

Door het bevriezen van een grond-waterlichaam is het goed mogelijk om het pakket waterdicht te maken. Een belangrijk voordeel is dat bij constatering van een niet geheel waterdicht lichaam het mogelijk is om direct door te vriezen totdat de lekkage zich niet meer voordoet (dit in tegenstelling tot het grouten). Controleren op lekkages kan op verschillende manieren, waarvan het meten en registreren van het temperatuurverloop en het wegpompen van water uit het midden van het lichaam de meest voor de hand liggende zijn. Door het registreren van het temperatuurverloop op verschillende locaties kan men vaststellen of er een voldoende lage temperatuur heerst en er dus sprake zal zijn van bevroren grond. Als er vanuit het binnenste van het bevroren grondpakket onverminderd water weggepompt kan worden duidt dit op een lekweg en zal er langer gevroren moeten worden.

De directe nadelen van het vriezen zijn voornamelijk de hoge kosten en de effecten van het vriezen op niet-zandige grond (bij zandgronden kan het water goed wegstromen en verwacht men dus geen problemen).

Tijdens het bevriezen van grond, waardoorheen het water zich niet makkelijk kan bewegen, kan er, door het uitzetten, druk worden uitgeoefend op de tunnellining. Onduidelijkheid over de grootte en richting (radiaal en axiaal) van deze drukken, de afhankelijkheid van het groeiproces van het ijslichaam, etc. zorgt voor de noodzaak tot nader onderzoek.

Effecten van een vries-dooi cyclus op het mechanisch gedrag van de Klei van Boom is een ander punt waar men al het nodige onderzoek naar heeft verricht. De mate van verweking, ook wel de verandering van de structuur van klei door bevriezen en ontdooien door heroriëntatie van deeltjes en de vorming van microbreuken, wordt laag geschat omdat de plasticiteitsgrens en het watergehalte ongeveer gelijk zijn. De hoge consolidatiegraad en de lage doorlatendheid zijn belangrijke aanwijzingen die van invloed zijn op deze verwachting. Een volumetoename (of dilatantie) bij bevriezing wordt verwacht, maar deze is niet eenvoudig te voorspellen omdat de doorlatendheid niet goed bekend is. De volumetoename van klei als gevolg van bevriezing is eveneens afhankelijk van vriestemperatuur en vriessnelheid.

Persen

Het maken van een dwarsverbinding door het persen van tunnelelementen vanuit een van de hoofdtunnels is niet nader bekeken of uitgewerkt. Men verwachtte al in een vroeg stadium dat de problemen die men zou tegenkomen bij deze constructiemethode te groot zouden zijn. Die problemen zouden zich voornamelijk voordoen bij het maken van een dichtblok op grote diepte, het relatief grote gat in de hoofdtunnellining, het logistieke proces rond de aanvoer van materiaal en afvoer van grond en het afdragen van de drukkrachten van de persinstallatie.

2.4.5 Constructiemethode dwarsverbindingen

Voor de bouw van de dwarsverbindingen is gekozen voor de vriesmethode, voornamelijk vanwege de veiligheid en de beperkte risico's. Hierbij wordt een rond vrieslichaam gemaakt met behulp van 13 vrieslansen.

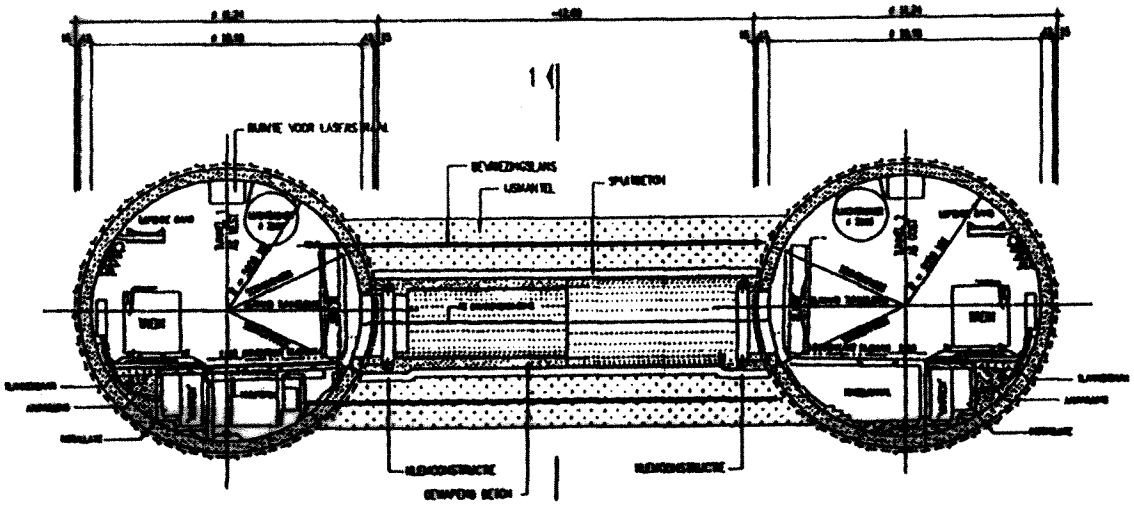
Rond de opening worden door speciale moffen, die zich in de hoofdtunnellining bevinden, lansen ingebracht. De moffen hebben als doel het doorboren van de lining mogelijk te maken, zonder dat de lining aangetast wordt of dat er lekkage ontstaat. Ze zijn zo geplaatst dat ze nooit bij wapening of aan de rand van een segment zitten, waardoor deze verzwakt zou worden. Door de niet symmetrische ligging van de moffen kan het vrieslichaam onregelmatig van vorm worden.

Het vriesmedium dat men wil gaan gebruiken is een natriumsulfiet oplossing met een temperatuur van -40°C; stikstof werd een te dure oplossing bevonden. De te vormen ijsmantel zal in het midden niet bevroren zijn. Men zal daarom eerst het opgesloten water in het midden van de ijsmantel wegpompen, alvorens men met ontgraven kan beginnen.

Na voltooiing van het ijslichaam kan er uit de lining van de hoofdtunnel één segment worden verwijderd. Om er voor te zorgen dat er een niet te grote positiefout ontstaat tussen de twee tunnelbuizen, is er voorzien dat er een ring met een breedte van 1 m ingevoegd kan worden, zodat de aansluiting van de twee buizen min of meer loodrecht is. De afwijking wordt hierdoor teruggebracht tot 0.5 m. Deze nauwkeurigheid is noodzakelijk

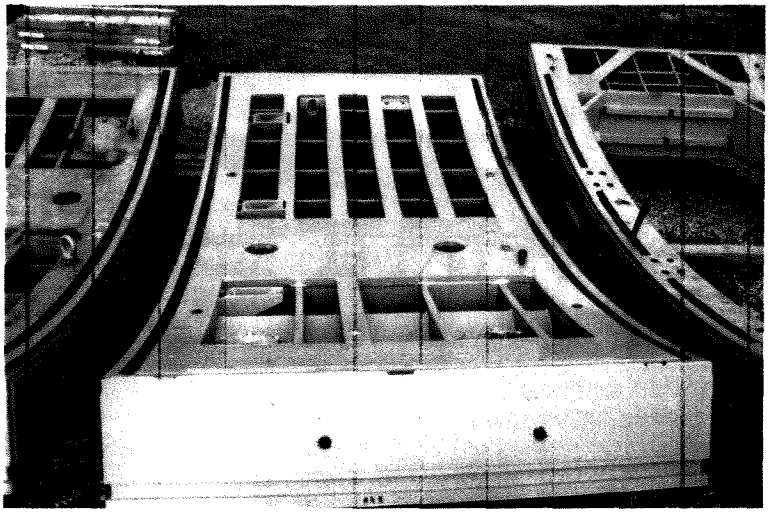
omdat de vrieslansen maar onder een hoek van maximaal 3% door de tunnellining gestoken kunnen worden zonder vast te lopen.

Het vriezen en ontgraven gebeurt niet vanaf dezelfde kant. Het achterliggende idee hiervan is dat als er onregelmatigheden in het vrieslichaam zullen zitten, deze bij het einde van de vrieslansen zitten. Eventuele problemen zullen bij het ontgraven dan ook direct in het begin optreden, waar men er nog goed bij kan. Bijkomend voordeel is het kunnen spreiden van de ontgravings- en bevriezingsapparatuur over beide tunnels.



Figuur 2.21 Vriestechniek bij constructie dwarsverbinding.

In de hoofdtunnellining worden t.p.v. de dwarsverbinding door de erector van de TBM enkele stalen segmenten geplaatst. Uit het middelste stalen segment van 2 bij 5 m wordt een deur verwijderd van 1.5 bij 2.1 m. Dit element heeft de minimaal toegestane doorsnede, zodat de verzwakking van de tunnellining minimaal is. Door deze opening zal de ontgraving plaatsvinden.



Figuur 2.22 Stalen segmenten.

Rond de overgang tussen tunnel en dwarsverbinding wordt er meer ontgraven dan noodzakelijk is, omdat er dan ruimte is voor een in te storten strip met zwelband, die lekkages voorkomt. De extra ruimte is ook nodig voor het aanbrengen van een branddeur.

Tegen de ontgraven wand wordt eerst een laag shotcrete van circa 30 cm aangebracht voor een tijdelijke ondersteuning. Deze laag is nodig omdat er geen volledige zekerheid is over de waterdichtheid. Uiteindelijk wordt er tegen de laag shotcrete een, ter plaatse gestorte, gewapende betonwand van 40 cm dik aangebracht.

Figuur 2.23 Overzicht TBM en volgtrein.

In bovenstaande figuur is te zien dat de 'afwerking' van de tunnel, het aanbrengen van grond en kabelkokers, zeer dicht achter de TBM plaats vindt (dit in tegenstelling tot de Tweede Heinenoord Tunnel). Het is daarnaast ook de bedoeling om al tijdens het boren te beginnen met de constructie van de dwarsverbindingen.

Dit heeft de nodige logistieke gevolgen voor de constructie van de dwarsverbindingen. De vriesinstallaties mogen maar een beperkte ruimte innemen en de aan- en afvoer van materiaal en grond moet tegelijkertijd plaats kunnen vinden met het boorproces van de TBM. Door het plaatselijk niet kunnen aanleggen van het grondlichaam en de kabelkokers moet men de betonnen segmenten via de hooggelegen volgtrein transporteren.

2.5 Botlekspoortunnel

2.5.1 Inleiding

De Betuweroute, 160 km lang, betreft de aanleg van een spoorverbinding t.b.v. goederentransport, inbegrepen gevaarlijke stoffen, vanaf de Maasvlakte via Rotterdam, Kijfhoek en Zevenaar naar Duitsland. De route wordt de ruggengraat van het goederentransport per spoor binnen Nederland en daarmee de belangrijkste verbinding met Duitsland en verder. In 2005 moet de route klaar zijn en kan dan elk jaar 60 miljoen ton goederen vervoeren.

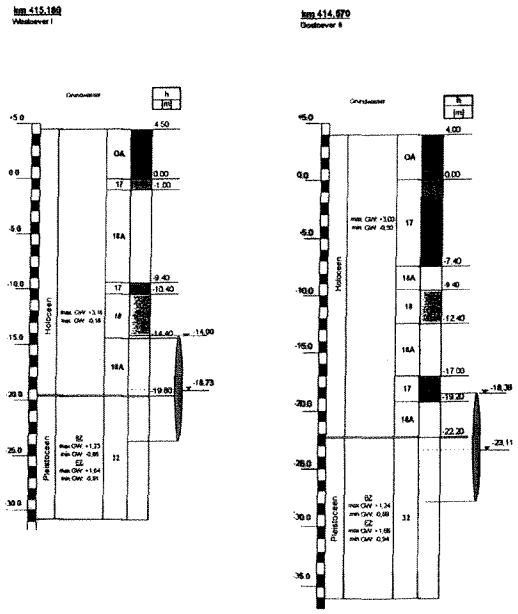
De Havenspoorlijn maakt onderdeel uit van de Betuweroute. Hierin worden verschillende objecten onderscheiden, zoals de Botlekspoortunnel, die in de gemeente Rotterdam ligt. De opdrachtgever wil, als kruising van de Havenspoorlijn met de rivier de oude Maas, een spoortunnel situeren ten noorden van de bestaande Botlekbrug.

Ter plaatse van de geprojecteerde Botlekspoortunnel bevinden zich uitzonderlijk veel kabels en leidingen, waaronder diverse grote transportleidingen van de chemische industrie

De totale Botlekspoortunnel is 3400 m lang en circa 1850 m wordt daarvan geboord. Het boorproces start op een diepte van 9 m, vanaf dit niveau biedt de grond op de westoever namelijk voldoende stevigheid. De maximale diepte van de bovenkant van de tunnel zal ongeveer 20 m onder N.A.P. bedragen. Deze diepe ligging garandeert dat overal minmaal 7 m rivierbodem boven de tunnelbuizen ligt.

De tunnels moeten enkelsporig uitgevoerd worden, de vereiste minimale binnendiameter komt in de orde van de 8.65 m te liggen. De tunnels worden gebouwd met een EPB schild, waarbij de grond nat afgevoerd wordt. De totale aanneemsom bedraagt 297 miljoen gulden.

2.5.2 Geologische beschrijving



Figuur 2.24 Geologisch profiel oost- en westoever.

De grondlagen worden ingedeeld in 3 geologische eenheden [18]. Vanaf het maaiveld zijn dit:

- Kunstmatig aangebrachte grond ter ophoging van het maaiveld. De totale dikte van deze laag bedraagt circa 5 m.
- De holocene grondlagen, tot een diepte van circa N.A.P. -18 m.
- De pleistocene grondlagen, beneden circa N.A.P. -18 m.

Kunstmatig aangebrachte grondlagen

Aan de oostzijde van de Oude Maas (Pernis) is het maaiveld, ter plaatse van de toekomstige tunnel, in de 50-er jaren opgespoten met sterk siltig zand. Op sommige plaatsen kan het opgebrachte materiaal uit klei bestaan. Aan de westzijde van de Oude Maas (Botlek) heeft een soortgelijke ophoging plaatsgevonden in de jaren zestig.

Holocene grondlagen

De holocene grondlagen bestaan hoofdzakelijk uit klei en kleiig zand behorende tot de Westland Formatie. Beneden de kunstmatig aangebrachte grondlagen (circa N.A.P. –1.0 m) wordt allereerst klei, afgewisseld met enkele zandlaagjes aangetroffen. Deze grondlagen behoren tot de Afzettingen van Tiel. Vanaf km 414.05 tot aan de ontvangstschacht komt tussen circa N.A.P. –5.0 m en N.A.P. –10.0 m een veenlaag voor met een dikte tot 4.0 m. Deze veenlaag wordt gerekend tot het Hollandveen.

Plaatselijk is het veen sterk kleiig en kan een deel van het pakket veen worden afgewisseld door een sterk humeuze klei behorende tot de afzettingen van Gorkum.

Beneden het veen komt een tot circa 10.0 m dikke laag klei voor, plaatselijk afgewisseld met zandlagen (Afzettingen van Gorkum).

Op grote delen langs het tracé zijn deze slappe lagen doorsneden door oude getijdengeulen. Dergelijke oude getijdengeulen zijn doorgaans opgevuld met een sterk gelaagd pakket bestaande uit dunne zand- en kleilaagjes. Hierdoor kunnen over een korte afstand grote verschillen in de eigenschappen van de grond bestaan.

Aan de westzijde van de Oude Maas bestaat het Holoceen zelfs hoofdzakelijk uit fijn zand, afgewisseld met dunne kleilaagjes. Op grote delen van het tracé komt aan de onderzijde van het Holoceen een 0.3 m tot 1.0 m dikke laag Basisveen voor. Aan de oostzijde zijn in de holocene grondlagen wateroverspanningen geconstateerd die waarschijnlijk worden veroorzaakt door de terreinophogingen uit de 50-er jaren. Het holocene pakket is nog aan zettingen onderhevig.

Pleistocene grondlagen

De bovenzijde van het Pleistoceen bevindt zich op de meeste plaatsen op een diepte van circa N.A.P. -18 m. Het bovenste gedeelte van het Pleistoceen wordt gevormd door de Formatie van Kreftenheye. Aan de bovenzijde van deze formatie komt op de meeste plaatsen een zandige leemlaag of zandige zware kleilaag van 0.3 m tot 1.0 meter voor. Gezien de samenstelling en de geringe dikte is deze laag, op basis van het verrichtte grondonderzoek, vaak moeilijk te onderscheiden van het Basisveen. Om deze reden zijn de eventueel aanwezige leemlaag en het Basisveen als één laag weergegeven in het geotechnisch lengteprofiel.

Op een diepte van gemiddeld N.A.P. –18.5 m begint een 6.0 m tot 12.0 meter dik pakket matig grof tot grof, zwak tot matig grindig zand. Deze zanden zijn afgezet door zogenaamde vlechtende rivieren, de voorlopers van de huidige Maas en de Rijn. Plaatselijk komen in het zand sterk grindige lagen voor met een dikte tot 0.70 m.

Ten oosten van km 413.4 komt op een diepte van circa N.A.P. -24 m een 4.0 m tot 6.0 m dik pakket overgeconsolideerde klei en compact veen voor. Deze, door de grote rivieren, afgezette lagen behoren tot de Formatie van Kedichem. De onderzijde van deze klei helt licht richting het oosten. Ten westen van km 413.1 is de bovenkant van de Formatie van Kedichem geërodeerd, de dikte van de overgeconsolideerde klei neemt hierdoor af. Op km 413.2 is nog circa 2.0 m klei aanwezig, op km 413.4 is dit nog slechts 0.3 m.

Beneden deze overgeconsolideerde klei komt, al dan niet siltig, matig fijn tot grof zand voor. Uit geologisch onderzoek is bekend dat de Formatie van Kedichem overgaat in de Formatie van Tegelen.
Omdat de lithologie van beide formaties vrijwel gelijk is, is op grond van het verrichte geotechnisch onderzoek geen scheiding tussen beide formaties aangebracht. De onderkant van de Formatie van Tegelen bevindt zich beneden de verkende diepte van het grondonderzoek.
Wateroverspanningen in de holocene deklaag

Ten oosten van de Oude Maas zijn in de holocene kleilagen waterspanningen gemeten die tot 30 Kpa hoger zijn dan die van de berekende spanningen op basis van de gelijktijdig gemeten freatische standen.
Dit leidt tot de conclusie dat de consolidatie van deze grondlagen als gevolg van de ophogingen nog niet is voltooid.

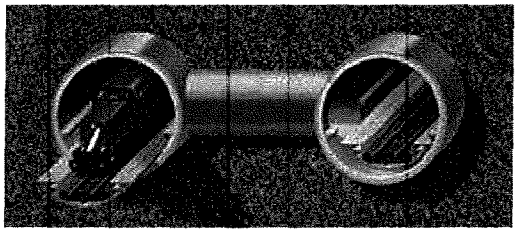
Chloridegehalte

In de holocene grondlagen zijn chloridegehaltes gemeten van 68 tot 1000 mg/l. In het pleistocene zand dient rekening te worden gehouden met chloridegehaltes van gemiddeld 800 mg/l, incidenteel komen hogere concentraties voor tot 1500 mg/l.

De Botlekspoortunnel boort men voor het grootste deel door het raakvlak tussen de holocene en pleistocene grondlagen.

2.5.3 Dwarsverbindingen

Tussen de beide tunnelbuizen moeten in totaal drie dwarsverbindingen komen, h.o.h. 600 m. De lengte van de verbindingen ligt tussen de 8 en 9 m.



Figuur 2.25 Dwarsverbinding.

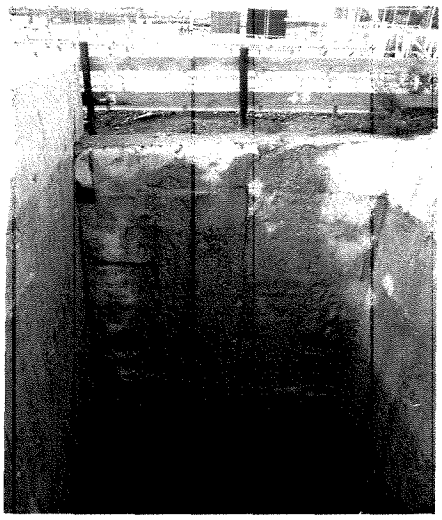
De dwarsverbindingen moeten afsluitbaar zijn met zelfsluitende deuren (afm: 2.0 x 2.0 m), met een brandwerendheid van tenminste 60 minuten. De deuren mogen niet binnen het PVR draaien en worden daarom als schuifdeuren uitgevoerd. Aan de brandwerendheid van de dwarsverbindingen worden geen aanvullende eisen gesteld.

De bovenzijde van de voetpaden komt overeen met de bovenzijde van de looppaden in de tunnelbuizen. De breedte van de paden in de dwarsverbinding en de vrije hoogte boven het looppad bedragen minimaal 2.5 m.

De constructieve doorsnede van de dwarsverbindingen tussen de beide tunnelbuizen zijn ontworpen in gewapend beton. De gunstige invloed van een eventuele grondverbetering is hierbij niet in rekening gebracht.

Ter plaatse van de aansluitingen met de geboorde tunnel is een voegconstructie ontworpen, die in staat is zettingsverschillen, temperatuurseffecten en de daarbij optredende krachten evenwijdig en haaks op de tunnelas op te nemen.

De dwarsverbindingen worden gemaakt door vanaf het maaiveld met diepwanden een bouwkuip te creëren, voordat de TBM de locatie passeert. De TBM boort op een zeer kleine afstand langs de bouwkuip heen. Na het beëindigen van het boorproces van de hoofdtunnel kan vanuit de kuip doorgebroken worden naar de tunnel door het toepassen van grondverbetering. Waarschijnlijk wordt er met de vriestechniek of de grouttechniek gewerkt.



Figuur 2.26 Bouwkuip met diepwanden.

In de tunnellining worden in drie ringen speciale stalen elementen aangebracht, waarin een opening van 2.0 bij 2.0 m kan worden gemaakt.

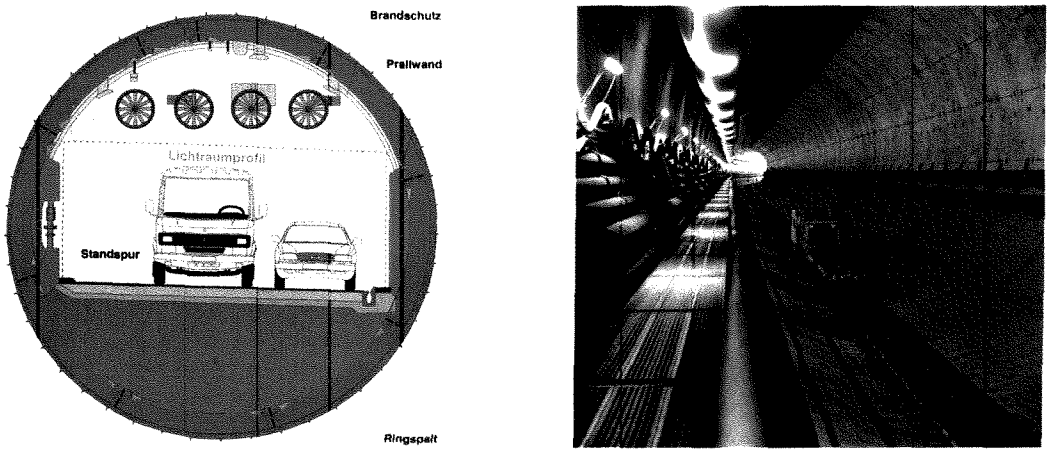
In eerste instantie dacht men voor het maken van de dwarsverbindingen aan een caisson en een HDI-lichaam. Deze methoden worden vanwege de bijbehorende risico's echter niet toegepast. Men verwacht dat een lang en smal caisson moeilijk horizontaal op grote diepte kan worden geplaatst. Bij het HDI-lichaam werden problemen verwacht bij de waterdichtheid van het lichaam zelf.

2.6 4. Röhre Elbtunnel

2.6.1 Inleiding

Naast de bestaande verkeerstunnel, 3 buizen van 2 rijstroken, werd het noodzakelijk door de toegenomen verkeersdrukte sinds de jaren zeventig de capaciteit uit te breiden. Er is voor gekozen om een enkele geboorde buis met twee rijstroken aan te leggen, aangezien men het niet verantwoord vond om de tunnel af te zinken tussen het drukke scheepvaartverkeer op de Elbe. De nieuwe tunnelbuis is bestemd voor het vrachtverkeer in zuidelijke richting.

De totale constructie (toeritten en tunnel) wordt 4.4 km lang. Het geboorde deel wordt 2561 m lang met een buitendiameter van 14.20 m. De boormachine is van het type Mixschild en wordt overwegend als Hydroschild gebruikt. De geplaatste segmenten zijn 5.25 bij 2 m bij 70 cm en wegen elk 18 ton. In het tracé is de bodemdekking boven de tunnel 4 (t.p.v. start-dichtblok) tot 11 (t.p.v. de bodem van de Elbe) meter [6].

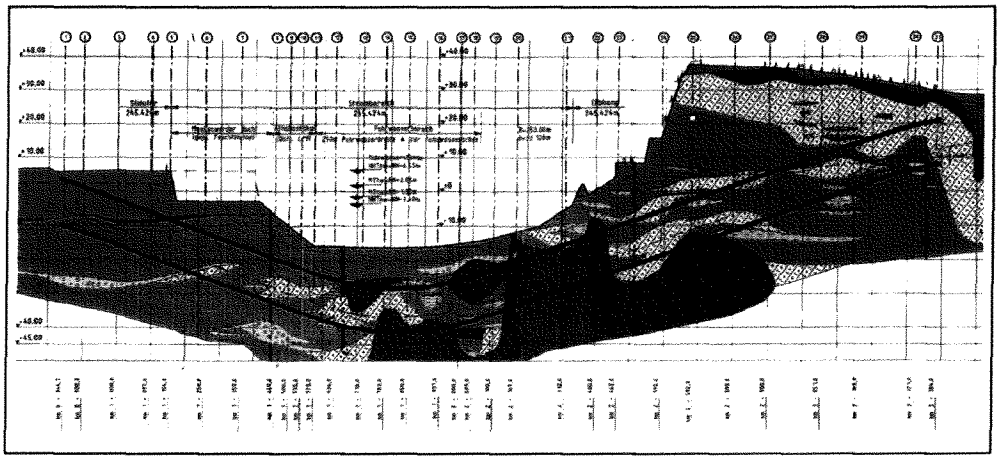


Figuur 2.27 Tunneldoorsnede.

De totale investering voor dit project bedraagt 1.7 miljard DM. De aanneemsom was 1.2 miljard DM. In 2003 moet de tunnel gereed zijn voor het wegverkeer.

2.6.2 Geologische beschrijving

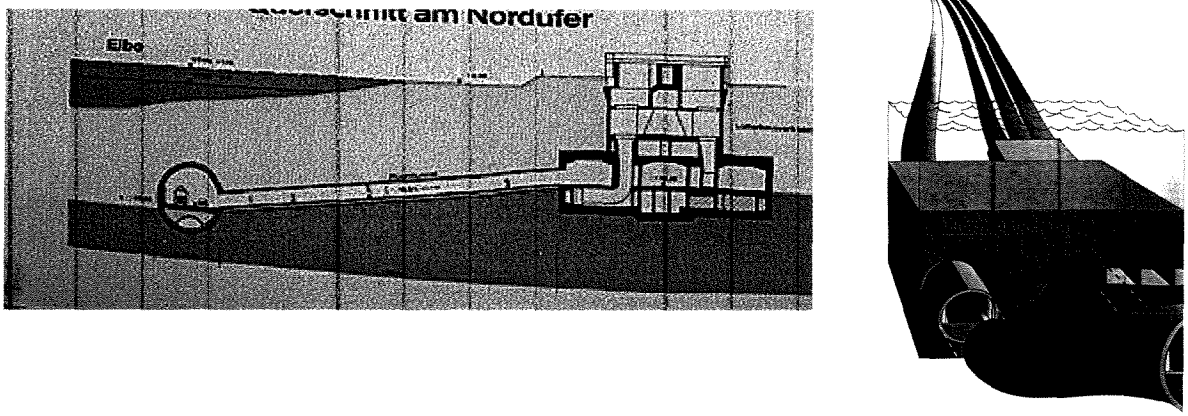
De ondergrond kan bijzonder heterogeen genoemd worden. Er bevinden zich zandlenzen, mergel, gecementeerd silt, glaciale afzettingen, mica silt, scheuren gevuld met water, stenen en keien tot wel 2 meter diameter in de bodem. De hoge grondwaterstand en de getijbeweging van de Elbe zorgen voor extra moeilijke grondcondities.



Figuur 2.28 Geologisch profiel.

2.6.3 Dwarsverbindingen

De drie dwarsverbindingen, h.o.h. 1100 m en een binnendiameter van 3.5 m, zijn tussen de 12.6 en 70 m lang en verbinden de geboorde tunnel met de bestaande tunnel. De verbindingen worden aangelegd na het gereedkomen van de geboorde tunnel met behulp van de buisperstechniek. Ter plaatse van de uitbraak is, voordat de hoofdbuis is aangelegd, een HDI-lichaam van circa 5 meter breed aangelegd. Door het wegnemen van de stalen segmenten kan de buis-perstechniek worden gestart. Er wordt bij het persen tegen de lining afgezet.



Figuur 2.29 Dwarsverbinding.

Het ontwerp van de dwarsverbindingen, voornamelijk de h.o.h. afstand, is voortgekomen uit het aanwezig zijn van een eigen brandweer en een sterke langsventilatie (4 m/s bij normaal bedrijf en 7 m/s bij calamiteiten).

2.7 Overzicht dwarsverbindingen

	Kanaaltunnel	Storebælt spoortunnel	Westerschelde tunnel	Botlek spoortunnel	4. Röhre Elbtunnel
Lengte [m]	17.60	17.00	12.00	8.00 tot 9.00	12.60 tot 70.00
H.o.h afstand [m]	375	250	250	600	1100
Interne diameter [m]	3.30	4.50	2.36 tot 2.69	-	3.5
Opbouw lining	SGI	SGI	Gew. beton	Betonnen wand	Buizen en ongew. beton
Constructie methode	Open front/NATM	Open front/NATM	Open front	Open front	Buispers-techniek
Grondverbetering	Grouten	Waterstands-verlaging	Vriezen	Vriezen of grouten	HDI-lichaam
Maaiveld activiteiten	Geen	Waterstands-verlaging	Geen	Damwand-bouwkuip	Injectie HDI-lichaam
Aantal	130	31	25	3	3

3 Grondverbeteringstechnieken

3.1 Inleiding

Literatuuronderzoek wijst uit dat, voor het bouwen van dwarsverbindingen met bestaande technieken, grondverbetering, voor in Nederland voorkomende gronden, noodzakelijk is. Om bij de beschrijving en beoordeling van de verschillende constructiemethoden, te gebruiken voor het maken van dwarsverbindingen, een goed beeld te krijgen van de meest geschikte grondverbetering wordt in dit hoofdstuk een overzicht van de mogelijke grondverbeteringsmethoden gegeven.

In het eerste deel van dit hoofdstuk wordt beschreven welke grondsoorten in Nederland aangetroffen kunnen worden. Er kan hierna selectiever naar de beschikbare grondverbeteringsmethoden worden gekeken.

In het hoofdstuk over het bevriezen van grond wordt achtereenvolgens de vriestechniek en het effect daarvan op de grond behandeld.

De laatste hoofdstukken gaan over het injecteren van verschillende stoffen. Een onderverdeling is gemaakt in het jetgrouten, het injecteren van verschillende materialen en de constructie van kalk/cement kolommen.

3.2 De Nederlandse bodem

Voor Nederlandse omstandigheden geldt over het algemeen dat een tunnel in een slappe bodem ligt. Zand, klei en veen vormen de grondomstandigheden waar eventueel een dwarsverbinding in gebouwd moet worden. Door de hoge grondwaterspiegel (rond maaiveldniveau) kan men een hoge grondwaterdruk in het werkgebied verwachten.

In goede (cohesieve) gronden is het mogelijk te ontgraven zonder de grond te ondersteunen: er is geen frontondersteuning en geen stalen cilinder nodig. Er wordt van de natuurlijke standtijd van de grond gebruik gemaakt om de lining aan te brengen (NATM). Bij minder goede grond is een schild nodig, de ontgraving aan het graaffront kan dan nog ongesteund plaats vinden. Bij nog minder cohesieve gronden zal ook het graaffront gesteund moeten worden.

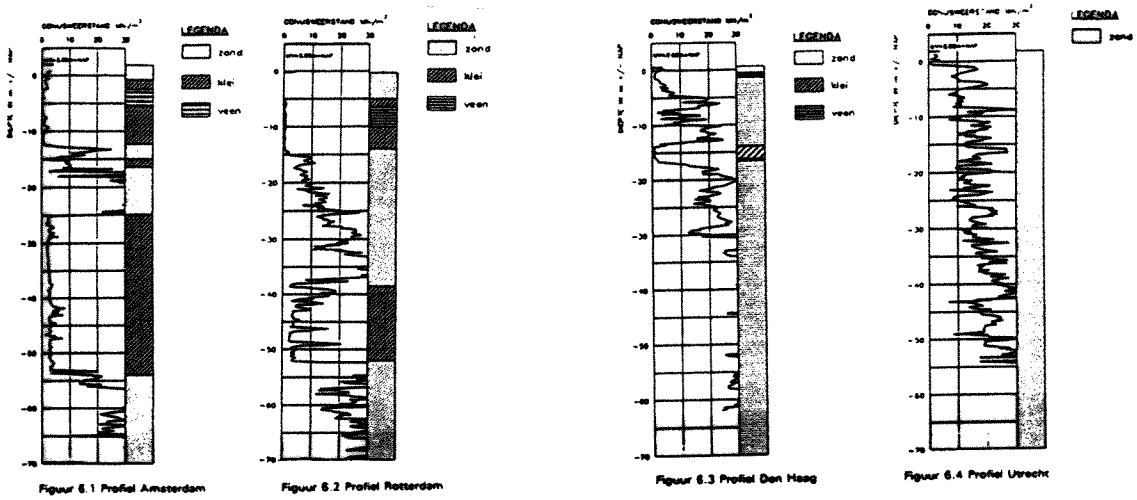
De grondcondities in het grootste deel van Nederland worden gekenmerkt door een hoge grondwaterstand en een hoge overload factor (OF = σ_v/C_u, ofwel de verticale grondspanning gedeeld door de ongedraineerde schuifsterkte). In de holocene en pleistocene kleilagen in Nederland komt de OF niet onder de 5. Voor de holocene en pleistocene zandlagen geldt dat er in het geheel geen samenhang is en dat deze zanden volledig verzadigd zijn met water. In deze lagen is dan dus ook een volledige ondersteuning nodig.

Overload factor	**Vereiste ondersteuning**
1 – 2	ongesteunde ontgraving
2 – 5	alleen ondersteuning van tunnelgat
> 5	volledige ondersteuning, incl. graaffront

Tabel 3.1 Vereiste ondersteuning van het graaffront [51].

Men kan concluderen dat voor de Nederlandse grondomstandigheden altijd een schild nodig zal zijn, omdat de aanwezige kleien onvoldoende sterk en stijf zijn en de zandlagen watervoerend zijn. Ondersteuning van het graaffront (door lucht-, bentoniet- of gronddruk) of grondverbetering zal dan altijd nodig zijn, tenzij men in homogene diep gelegen pleistocene kleilagen boort.

Enkele bodemprofielen in Nederland:



Figuur 6.1 Profiel Amsterdam
Figuur 6.2 Profiel Rotterdam
Figuur 6.3 Profiel Den Haag
Figuur 6.4 Profiel Utrecht

Figuur 3.1 Bodemprofielen.

Het Amsterdams bodemprofiel:
Het maaiveld in Amsterdam bevindt zich in het centrum op ongeveer 1.65 m+N.A.P.
In Amsterdam zijn twee kleilagen aanwezig, die weinig draagkrachtig en slecht waterdoorlatend zijn. De eerste laag bevindt zich op circa 12 m -N.A.P. en de tweede laag, de Eemklei-laag, op circa 25 m -N.A.P. Deze Eemklei-laag heeft een dikte van ongeveer 25 m en moet als zeer slecht waterdoorlatend worden beschouwd. Tussen de eerste kleilaag en de Eemklei-laag zijn twee zandlagen aanwezig. Vrijwel overal in Amsterdam worden deze zandlagen gescheiden door een slecht waterdoorlatend kleilaagje op 15 m -N.A.P. Onder de Eemklei-laag bevindt zich tenslotte een derde zandlaag. De grondwaterspiegel bevindt zich in Amsterdam op circa N.A.P. De stijghoogte van de zandlagen in het centrum van Amsterdam is ongeveer 1,5 m -N.A.P. Nabij polders kan deze stijghoogte aanzienlijk lager zijn.

Het bodemprofiel in Den Haag:
In Den Haag bestaat de ondergrond uit goeddoorlatende lagen met op circa 16 m -N.A.P. een dunne kleilaag. Bij een ontgraving dieper dan 7 m kan deze laag niet meer gebruikt worden als bodemafsluitende laag. Op sommige plaatsen in het centrum ligt op ongeveer 7 m -N.A.P. een heel dun silt-kleiachtig laagje wat soms gebruikt kan worden als bodemafsluitende laag. Verder bestaat het bodemprofiel hier uit zand met op N.A.P. soms een heel dun laagje veen. Het zand is een homogeen goeddoorlatend pakket.

Het bodemprofiel in Utrecht:
Kenmerkend voor het grondprofiel in Utrecht is het ontbreken van slecht waterdoorlatende lagen. Deze lagen komen slechts een enkele keer voor op een diepte van meer dan 70 m -N.A.P. De grondwaterspiegel bevindt zich in het algemeen op N.A.P. en de gemiddelde maaiveldhoogte is 2 m boven N.A.P.

Het Rotterdamse bodemprofiel:
De bodem in Rotterdam bestaat tot circa 14 m -N.A.P. uit slappe grondlagen. De bovenste meters grond bestaat uit veen met klei, met hieronder alleen maar klei. Pas op 15 m -N.A.P. zitten de draagkrachtige zandlagen. De grondwaterstand ligt op ongeveer 1m-N.A.P.

Het bodemprofiel in Eindhoven:
In Eindhoven zijn veel verschillende grondsoorten in het bodemprofiel. De bodem is opgebouwd uit dunne laagjes klei, veen en zand. Welke grondsoort op welke diepte gevonden wordt, is hier niet goed te zeggen. Het maaiveld ligt op ongeveer 9 m boven N.A.P.

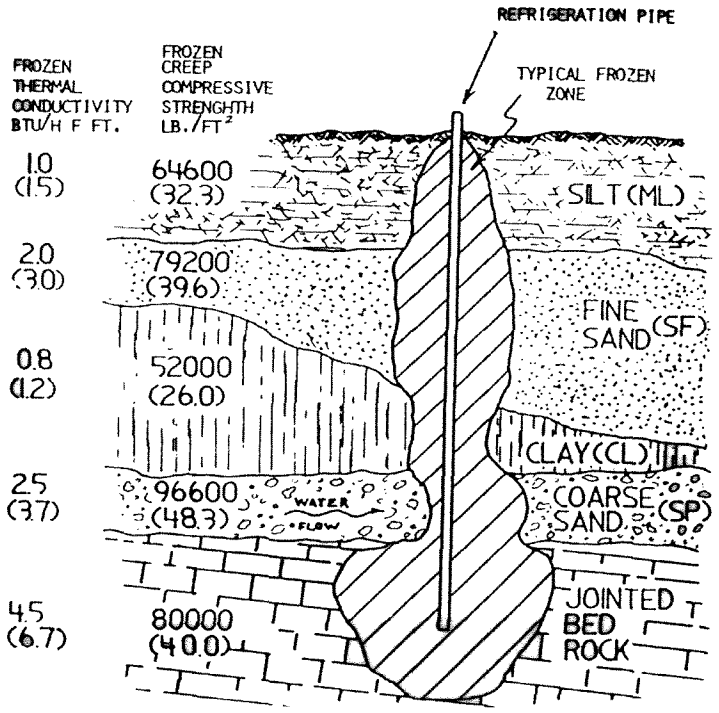
3.3 Bevriezen van grond

3.3.1 Inleiding

Bij het bevriezen van grond wordt het grondwater in de grond bevroren, zodat er een stabiel en ondoorlatend massief van ijs en grondkorrels gevormd wordt. Bevroren grond heeft een hoge sterkte en een zeer lage doorlatendheid [12].

Men kan op twee manieren de warmte aan de grond onttrekken, namelijk door de koudedrager via een gesloten systeem rond te pompen of in de grond te laten verdampen.

Voor het in de grond brengen van een koudedrager maakt men gebruik van een buizensysteem, ook wel vrieslansen genaamd. Voor het maken van een dwarsverbinding tussen twee tunnels is het mogelijk om de lansen, horizontaal vanuit een tunnel of vertikaal vanaf het maaiveld, in de grond te brengen. Door het gebruik van meerdere lansen kan een wand of een massief worden gevormd.



Figuur 3.2 Vrieslichaam in heterogene bodem.

Het maken van een vrieslichaam is afhankelijk van een groot aantal factoren, zoals grondopbouw, watergehalte, heterogeniteit, grondwaterstroming, zoutgehalte, etc. Krachten en drukken als gevolg van het uitzetten van de grond zijn moeilijk (of nog niet) te berekenen. Het is mogelijk dat, na het weer ontdooien van de grond, de structuur van de grond veranderd is.

Een vrieslichaam gemaakt met behulp van bijvoorbeeld stikstof kan zijn uiteindelijke grootte bereiken in 2 tot 5 dagen, bij een zoutoplossing als koudedrager kan dit al snel 4 tot 8 weken duren.

Zoals eerder gezegd kunnen vrieslansen vanuit een tunnel als wel vanaf het maaiveld in de grond worden gebracht. Vanaf nu wordt echter alleen nog maar gekeken naar het toepassen vanuit een tunnel omdat deze methode voor het maken van een dwarsverbinding enkele voordelen biedt.

Ten eerste is het niet altijd mogelijk om vanaf de oppervlakte met vriesinstallaties en lansen te werken. Geluid- en trillinghinder in bewoonde gebieden kan resulteren in een verbod; het werken vanaf een schip is door weer, wind en stroming bijzonder moeilijk.

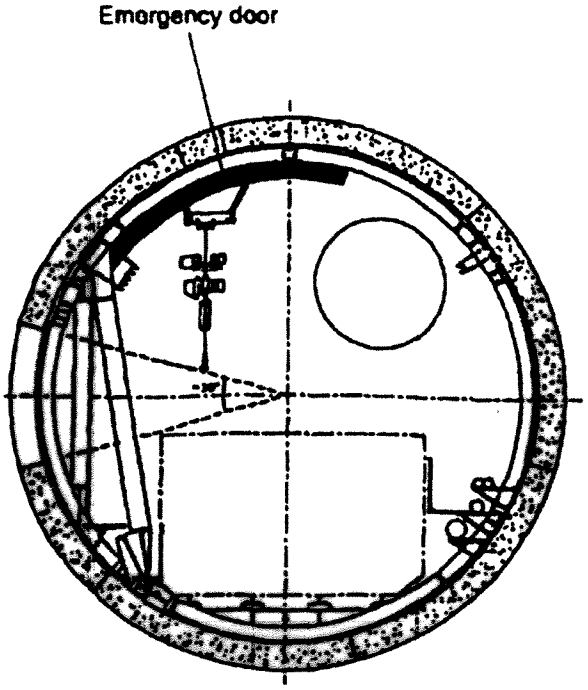
Ten tweede worden de vrieslansen in de grond gebracht op een onderlinge afstand (in de orde van 0.5 tot 1.2 m) van iets minder als de effectieve diameter van het vrieslichaam. Door het enigszins laten overlappen van de lichamen vergroot men namelijk de kans op een waterdicht grondmassief. Vanaf het maaiveld is het vaak door de grote afstand, tot de plek waar men het vriezen wil laten plaatsvinden, niet mogelijk om de

lansen voldoende nauwkeurig in de grond te brengen. Er bestaat op deze manier een te groot risico op een onregelmatig gevormd bevroren lichaam, met alle bijbehorende kansen op lekkages.

3.3.2 Dwarsverbindingen met behulp van de vriestechniek

Uitgangspunt bij het maken van een dwarsverbinding met behulp van de vriestechniek is dat de grond zelf niet draagkrachtig en waterdicht genoeg is. Bij de bouw wordt daarom gebruik gemaakt van een (cirkelvormig) vrieslichaam tussen de twee reeds geboorde tunnels, gemaakt met vrieslansen die door van te voren aangebrachte moffen in de tunnellining steken. Nadat deze vrieslansen zijn aangebracht, kan worden begonnen met het bevriezen van de grond. Het is daarbij van belang om de ontwikkeling van het vrieslichaam te meten en te vergelijken met de vooraf berekende theoretische vorm. Hiermee kunnen de uitgangspunten ten aanzien van de grondeigenschappen worden getoetst. Daarnaast kunnen de invloeden van eventuele plaatsafwijkingen van de vrieslansen worden gemeten en kan het tijdstip worden bepaald voor het begin van de ontgraving [22].

Zodra het vrieslichaam gereed is, moet worden getest of de hulpconstructie waterdicht is. Ook al blijkt de waterdichtheid op een gegeven moment in orde, dan is het nog niet zeker dat deze gehandhaafd blijft bij verder ontgraven van de dwarsverbinding. Door ontgraven, tijdsafhankelijke effecten of het uitvallen van de koeling kan de draagkracht van de ijsring onvoldoende worden. Daarnaast is het mogelijk dat het gekozen ontwerp niet juist is, waardoor bij volledige ontgraving onvoldoende stabiliteit ontstaat. Veiligheidsmaatregelen (bijvoorbeeld een snel te sluiten deur, zoals hieronder te zien is) moeten bij een eventueel bezwijken, het volstromen van de hoofdtunnel voorkomen.

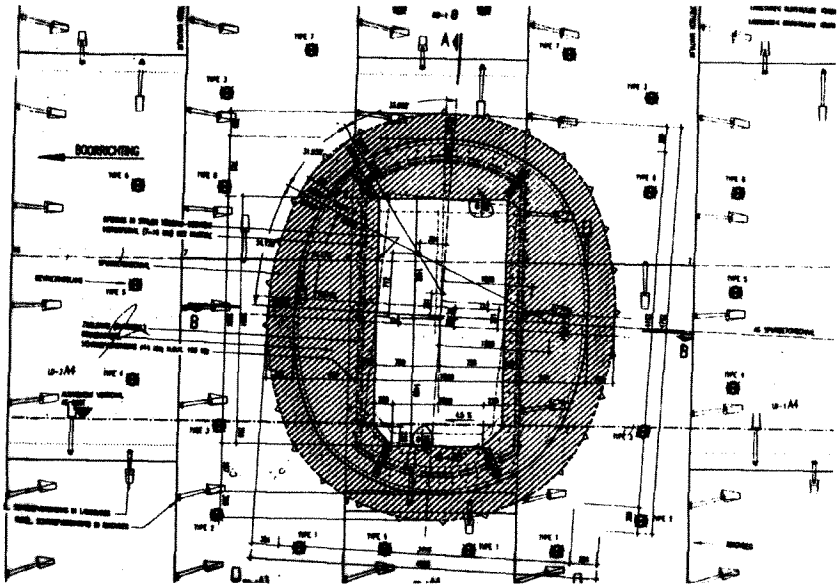


Figuur 3.3 Veiligheidsdeur Storebælt tunnel.

Wanneer de waterdichtheid voldoende blijkt te zijn kan via een opening in de wand van een van de boortunnels de grond binnen het vrieslichaam weggehaald worden. Het maken van een opening in de bestaande tunnel zorgt echter voor een verstoring van de bedding en belasting op de tunnelwand. Daarnaast wordt plaatselijk de werking van de langs- en ringkrachten aangetast. Aangezien het juist deze krachten zijn die voor de samenhang en waterdichtheid van de tunnel zorgen moet men hier bijzonder goed mee uitkijken.

Het vrieslichaam moet tijdens de aanleg van de dwarsverbinding grond en water keren, zodat een vrije ruimte ontstaat waarin de verbinding kan worden gebouwd. Nadat de dwarsverbinding gereed is, heeft het vrieslichaam geen functie meer en kan het lichaam (al dan niet geforceerd) ontdooien.

De wand van de dwarsverbinding is vaak opgebouwd uit een tijdelijke draagconstructie van spuitbeton (shotcrete) die tegen de bevroren grond wordt aangebracht en een definitieve draagconstructie van gewapend beton (ter plaatse gestort) of ijzeren elementen.



Figuur 3.4 Doorsnede van een dwarsverbinding, gezien vanuit de hoofdtunnel.

Aan beide uiteinden van de verbinding kunnen flexibele overgangen worden gecreëerd om eventuele zettingsverschillen te overbruggen en zoveel mogelijk krachten op de beide boortunnels te vermijden. De mogelijkheid bestaat om gedeeltelijk flexibele verbindingen aan te brengen, waarbij bijvoorbeeld wel de normaalkracht in de dwarsverbinding kan worden overgebracht, maar niet de dwarskracht. Vooral de waterdichtheid van de voegen verdient de nodige aandacht, de flexibele verbinding kan immers aan hoge waterdrukken worden blootgesteld.

De eigenlijke verbinding tussen de boortunnel en de dwarsverbinding bestaat uit een ring die aan de buitenzijde van de geboorde tunnelbuis wordt geplaatst. Deze ring kan pas worden geplaatst als tegen de bevroren grond de shotcrete is aangebracht en moet dan zorg dragen voor de overdracht van zowel de langs- als de ringkrachten in de geboorde tunnelbuizen. Het gaat hier om een complexe aansluiting tussen staal, oud en nieuw beton, wel of geen gesegmenteerd oppervlak.

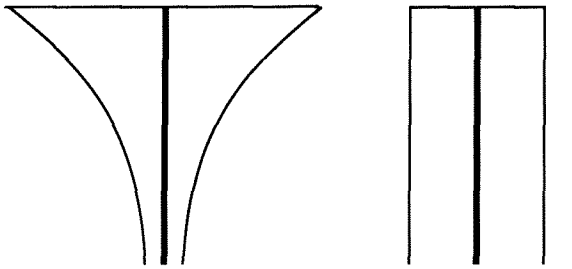
Na het beëindigen van de constructie van de lining heeft het in stand houden van het vrieslichaam geen nut meer. Bij het ontdooien wordt de uitzetting, die bij de overgang van water naar ijs optreedt, teniet gedaan. Het directe gevolg hiervan is dat de grond onder de dwarsverbinding zal zetten. Afhankelijk van het gewicht van de verbinding en het opdrijvend vermogen zal de dwarsverbinding t.o.v. de boortunnel willen zakken of stijgen. De flexibiliteit van de aansluitingen bepalen in dit geval of er krachten op de geboorde tunnels worden overgebracht en of die de liggerwerking van de geboorde tunnels aanspreken.

3.3.3 Techniek van het vriezen van grond

Het vriezen van grond is gebaseerd op het bevriezen van het aanwezige water in de grond. Alleen als er voldoende water aanwezig is kan de grond worden bevroren. In de literatuur wordt voor de minimale hoeveelheid water in de grond een percentage van 8% genoemd.

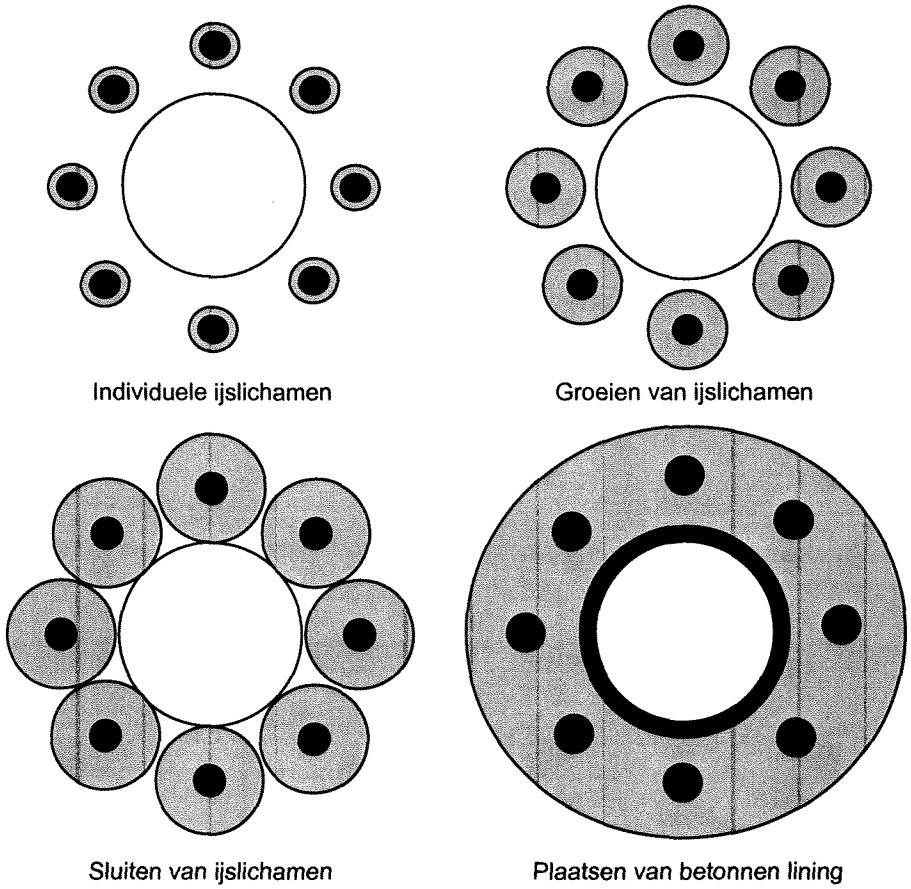
Over het algemeen wordt er van een zoutoplossing (bijvoorbeeld pekelwater, te koelen tot -30°C) of van vloeibaar stikstof (met een temperatuur van -196°C) gebruik gemaakt. De zoutoplossing circuleert in een gesloten koel- en leidingensysteem, terwijl bij het gebruik van stikstof er voortdurend aangevuld dient te worden. Door de koude zal het aanwezige water bevriezen en één geheel vormen met de omliggende grond.

Bij het gebruik van vloeibare stikstof treedt over de lengte van de vrieslans een veel groter temperatuursverloop op dan bij het gebruik van pekel. Hierdoor zal rond een met stikstof gevulde lans een kegelvormig en bij het gebruik van pekel een cilindervormig vrieslichaam ontstaan. De keuze van een van beide systemen is afhankelijk van de beoogde toepassing en de beschikbare financiële middelen. In het algemeen kan men stellen dat bij grote en voor een langere duur in stand te houden vrieslichamen het gebruik van een koelsysteem met pekel goedkoper is.



Figuur 3.5 Vorm van vrieslichaam bij verschillende koelmiddelen.

Voor het maken van een doorgaande ijswand wordt gebruik gemaakt van naast elkaar geplaatste vrieslansen. Het vriesproces wordt meestal verdeeld in drie stadia. In eerste instantie vormen zich cilindervormige vrieslichamen om de lansen, die vervolgens blijven groeien totdat de lichamen elkaar raken (het moment van sluiten). In het laatste stadium kan de ontstane ijswand in de dikte groeien totdat de gewenste dikte is bereikt.



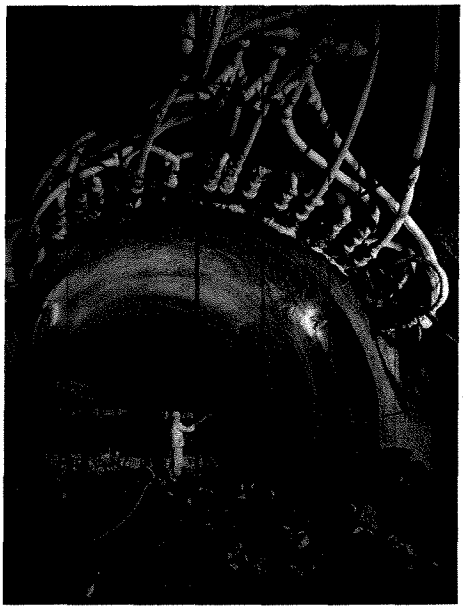
Figuur 3.6 Ontwikkeling van een ijswand.

De gelijkmatigheid van de gevormde wand is in hoge mate afhankelijk van de nauwkeurigheid van de plaatsing van de vrieslansen. De plaatsing van de lansen is uit te voeren tot een nauwkeurigheid van +/- 0.5%.

Voor het vriesproces zijn drie eigenschappen maatgevend. Het betreft de warmtegeleidingscoëfficiënt, de warmtecapaciteit en de smeltwarmte.

De warmtegeleidingscoëfficiënt is afhankelijk van de soort grond en het wel of niet bevroren zijn van deze grond. De grond wordt opgebouwd gedacht uit mineralen en water en/of ijs, die elk een eigen warmtegeleidingscoëfficiënt hebben. Aangenomen wordt dat, bij een met water verzadigde grond, de warmtegeleiding het gewogen gemiddelde is van de verschillende warmtegeleidingscoëfficiënten. In de richting van de temperatuursgradiënt moet rekening worden gehouden met de verschillende percentages van ijs en nog aanwezig capillair water. Hierdoor zal de warmtegeleidingscoëfficiënt geleidelijk wijzigen van

een waarde voor onbevroren grond naar een coëfficiënt van volledig bevroren grond. Voor de meeste mineralen in de verschillende grondsoorten wordt een warmtegeleiding gevonden van 2.9 W/mK. De warmtegeleidingscoëfficiënten van water en ijs verschillen onderling sterk; respectievelijk 0.602 W/mK en 2.22 W/mK.



Figuur 3.7 Vriestechniek in een tunnel.

3.3.4 Controle op het vriesproces

De kwaliteit en vorm van het vrieslichaam hangen af van de manier van vriezen. Bij vriezen met grote temperatuursvariaties over het ijsfront kan wateruitdrijving plaatsvinden met ijslensvorming tot gevolg. Belangrijk is dat het gehele vriesproces wordt gecontroleerd en dat de vorming van het vrieslichaam wordt vastgelegd. Door allerlei verstorende invloeden kunnen onvolkomenheden ontstaan, die de draagwerking kunnen beïnvloeden.

De controle op de ontwikkeling van het vrieslichaam kan geschieden door het registreren van de temperatuur met behulp van thermokoppels op verschillende plaatsen rondom de vrieslansen. Een belangrijk hulpmiddel kan hierbij zijn dat de voortplantingssnelheid van geluid in bevroren grond hoger is dan in onbevroren grond; respectievelijk 1200 tot 4800 m/sec tegen 400 tot 1600 m/sec.

In zandige gronden is een toename van de grondwaterdruk merkbaar als de ijscilinder gesloten is en er door het verder aangroeien van de ijswand en de optredende volumevermeerdering een drukopbouw binnenin de cilinder plaats vindt. Dit effect treedt niet op in klei, omdat daarin al reeds voor de sluiting van het ijslichaam een wateroverspanning kan optreden.

Naast de controle van het vriesproces is het ook mogelijk het vriesproces te sturen. Door monitoring van verschillende projecten is gebleken dat het stapsgewijs vriezen een gelijkmatiger vrieslichaam tot gevolg heeft. Door stapsgewijs te vriezen (bijvoorbeeld 2 uur vriezen en 12 uur rust) treedt een kleinere temperatuursgradiënt op, waardoor minder water zal toestromen en minder ijslensvorming zal optreden.

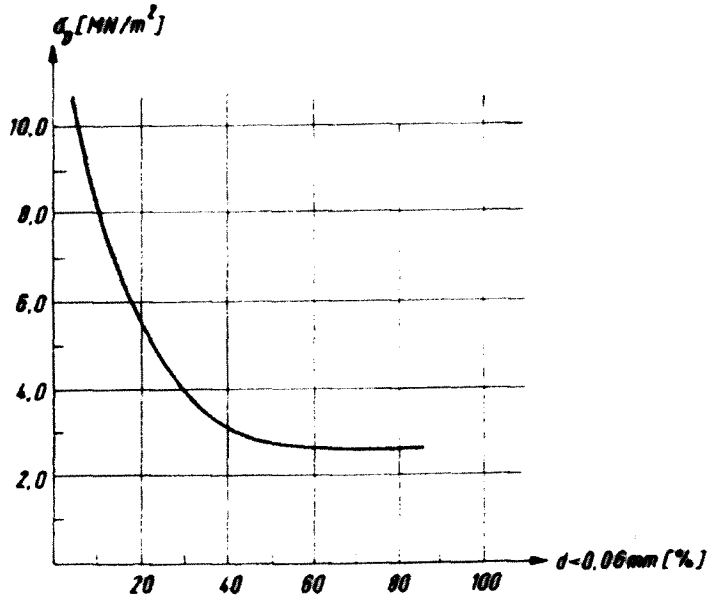
3.3.5 Invloed grondeigenschappen op bevriezen van grond

Ervaring met het vriezen van grond is voornamelijk beperkt tot werkzaamheden op relatief kleine diepten. Het is gebleken dat er bij onderzoek naar het bevriezen slechts naar een paar grondeigenschappen wordt gekeken, die per project vaak nog verschillend zijn. Belangrijke grondeigenschappen t.a.v. het vriezen zijn de aanwezigheid van capillairen, fijn materiaal, zoutgehalte en de doorlatendheid (grondwaterstroming).

Bij uitgevoerde projecten is gebleken dat niet al het water in de grond bevriest bij 0°C, maar dat door de aanwezigheid van capillairen nog water kan bestaan tot ver onder de vorstgrens. De hoeveelheid water is afhankelijk van zowel de temperatuur als van de verdeling van de capillairen in de grond. Algemeen geldt dat water in kleinere capillairen bevriest bij lagere temperaturen. Omdat per grondsoort de afmetingen en de variatie van de capillairen sterk verschilt, zal de hoeveelheid onbevroren water bij bepaalde temperaturen ook sterk verschillen. Het blijkt dat de draagkracht van de bevroren grond sterk wordt beïnvloed door de aanwezigheid van vrij water in plaats van ijs. Daarnaast blijkt dat bij toename van de hoeveelheid fijn materiaal de draagkracht van de bevroren grond afneemt. Dit verklaart men door het hogere gehalte aan onbevroren water.

Naast de capillaire werking is de aanwezigheid van zout ook een oorzaak van vrij water onder het vriespunt. Door de vriespuntverlagende werking zal bij een gelijke temperatuur en een hoger zoutgehalte er minder water bevroren zijn. Evenals bij de invloed van de capillairen zal ook hier meer vrij water, en dus minder ijsvorming, resulteren in een lagere draagkracht van de grond.

In grond met een bepaald zoutgehalte kan bovendien nog een extra verschijnsel optreden. Bij het bevriezen van het grondwater kan afhankelijk van de grondsoort het zout worden uitgedreven. Hierdoor ontstaat ijs met een relatief laag zoutgehalte, terwijl het overgebleven water een steeds hoger zoutgehalte krijgt. Dit hogere zoutgehalte zorgt op zijn beurt weer voor een steeds lastiger te bevriezen hoeveelheid water door het dalende vriespunt. Bij dit effect is de doorlatendheid van de grond van het grootste belang.

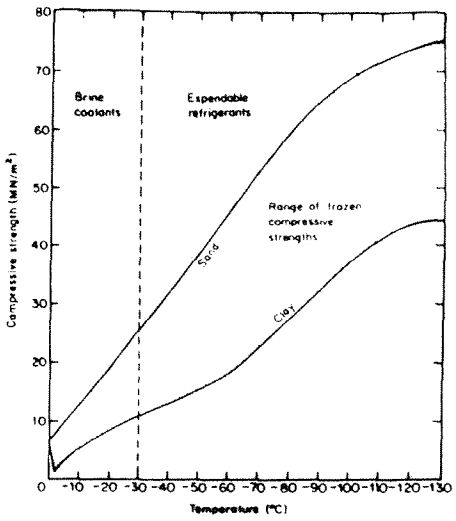


Figuur 3.8 Invloed fijn materiaal op druksterkte in bevroren grond.

De grondwaterstroming mag niet meer energie, in de vorm van ongekoeld water, aanvoeren dan de vriesinstallatie af kan voeren. Bij een (kwel)stroming van meer dan 2 meter per dag blijkt het niet meer mogelijk om de grond te bevriezen.

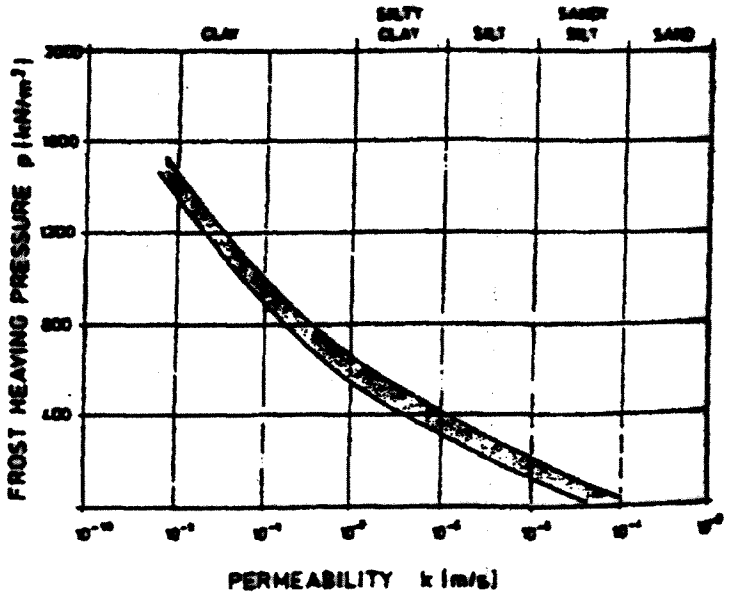
3.3.6 Eigenschappen van bevroren grond

De sterkte van de grond is afhankelijk van de temperatuur, vochtgehalte, grondsoort en kruipeffect. De te bereiken sterkte is groter dan bij injecteren van de grond en het is zelfs mogelijk om een klein beetje trek op te nemen. Bij een lagere temperatuur zal de sterkte toenemen, maar de sterkte neemt echter in vrij korte tijd af door kruip. De druksterkte van bevroren grond heeft bij -4°C een sterkte van ongeveer 2 N/mm^2, waarna het verder sterk van de grondsoort afhangt.



Figuur 3.9 Sterkte van bevroren grond, kortdurende proef.

De overgang van water naar ijs geeft een volumevergroting van ongeveer 10%. Met deze vrije of verhinderde uitzetting (ook wel Frost Heave) zal bij het berekeningsproces rekening gehouden moeten worden. Op de mate van Frost Heave zijn verschillende aspecten van invloed. Het betreft het oorspronkelijke percentage water en de opbouw van de grond met de bijbehorende grondsoorten. Daarnaast moet rekening worden gehouden met een eventuele wateruitdrijving of wateraantrekking, waardoor in meer of mindere mate Frost Heave op kan treden.



Figuur 3.10 Drukopbouw in bevriezende grond als functie van de permeabiliteit.

Bij een cilindervormig ijslichaam tussen twee geboorde tunnels in kan er zowel in de lengterichting (hetgeen niet de richting van de voornaamste temperatuursgradiënt is) als radiaal Frost Heave optreden. In de lengterichting zorgt de uitzetting voor een belasting op en vervorming van de hoofdtunnel. Het meest directe gevolg van radiale Frost Heave is de gevoeligheid voor zettingen na het ontdooien van het ijsmassief. Een manier om al te grote spanningen te vermijden is het scheef plaatsen van de vrieslansen, zodat het ijsmassief zich niet over de lengte van de lans in een keer vormt.

3.3.7 Het ontdooien van het ijsmassief

Het ontdooien van de grond kan geforceerd gebeuren, door toevoeging van energie aan grond/ijs massief, dan wel niet geforceerd, door slechts te stoppen met vriezen. Het is mogelijk dat er na het bevriezen en ontdooien zich in de grond een definitieve verandering van de sterkte eigenschappen heeft voorgedaan. Door de uitzetting van water kunnen verbindingen in de klei verbreken en microscheuren ontstaan. Grotendeels onbekend is wat de gevolgen van de cyclus zijn op de sterkte-eigenschappen (verweking) en de stabiliteit. Men verwacht dat de sterkte en stabiliteit na het ontdooien minder zullen zijn dan voor het vriezen.

3.3.8 Kosten bevriezen van grond

Een kosten indicatie van het vriesproces is moeilijk te geven door schaarse informatie, die onderling sterk verschillend is. Toch kan er gesteld worden dat de soort koudedrager voor de kosten bepalend is.

De vriesinstallatie die gebruik maakt van een zoutoplossing is relatief duur en is voor een langere tijd in gebruik. Tijdens het vriezen zijn de kosten per tijdseenheid laag. Voor het gebruik van een gas zijn de kosten per tijdseenheid hoog, omdat er veel duur vloeibaar gas gebruikt wordt. Een kostbare installatie is hierbij echter niet nodig en door het snellere vriesproces hoeft men het gebruik van gas maar kort toe te passen.

Voor grote projecten is het gebruik van een zoutoplossing waarschijnlijk goedkoper, door het hergebruik van de koelinstallatie. Bij kleine en kortdurende projecten verdient het toepassen van een gasvormige koudedrager, vanwege de korte vriestijd, de voorkeur.

In België is een project uitgevoerd waar de kosten bij min of meer verticale vrieslansen tussen de *f* 500.- en *f* 1250.- per strekkende meter vriesbuis bedroegen. Het gebruik van horizontale vrieslansen dreef de kosten op tot circa *f* 1750.- per strekkende meter vriesbuis.

3.3.9 Conclusie bevriezen van grond

Vriezen is een betrouwbare methode om een grondmassief te vormen; de wand laat nagenoeg geen water door en de sterkte van bevroren grond is voor het construeren van dwarsverbindingen hoog genoeg. Onvolkomenheden in het vrieslichaam zijn te verhelpen door de installatie gedurende langere tijd te laten werken. De inzetbaarheid van deze methode wordt beperkt door het ontbreken van water tussen het korrelskelet en te grote grondwaterstromingen.

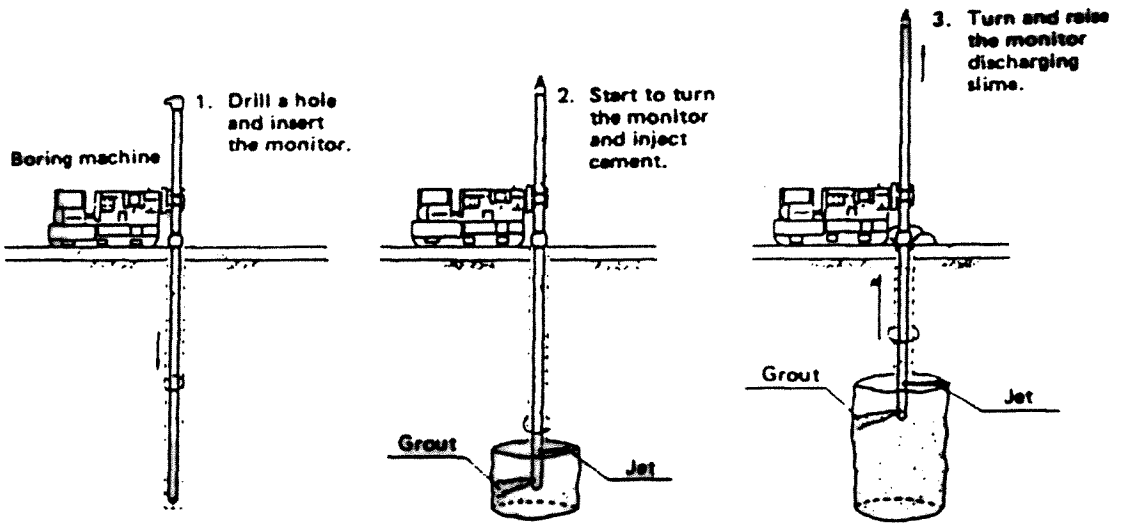
Het tot stand brengen van een vrieslichaam kost veel tijd en geld; beide zijn echter sterk afhankelijk van de te gebruiken koudedrager.

3.4 Jetgrouten

3.4.1 Beschrijving jetgrouten

Het onder hoge druk injecteren van grout en tegelijkertijd versnijden van de grond wordt naast jetgrouten ook wel very-high-pressure-grouting (VHP-grouting) of hogedruk-injectie (HDI) genoemd. Het mengsel van geërodeerde grond en grout noemt men in engelse publicaties soilcrete [28].

De processen die in de grond optreden zijn: het versnijden van de grondstructuur, het (gedeeltelijk) afvoeren van de losgesneden grond en het toevoeren van een verhardende specie waardoor een dragend en/of waterdicht element ontstaat.



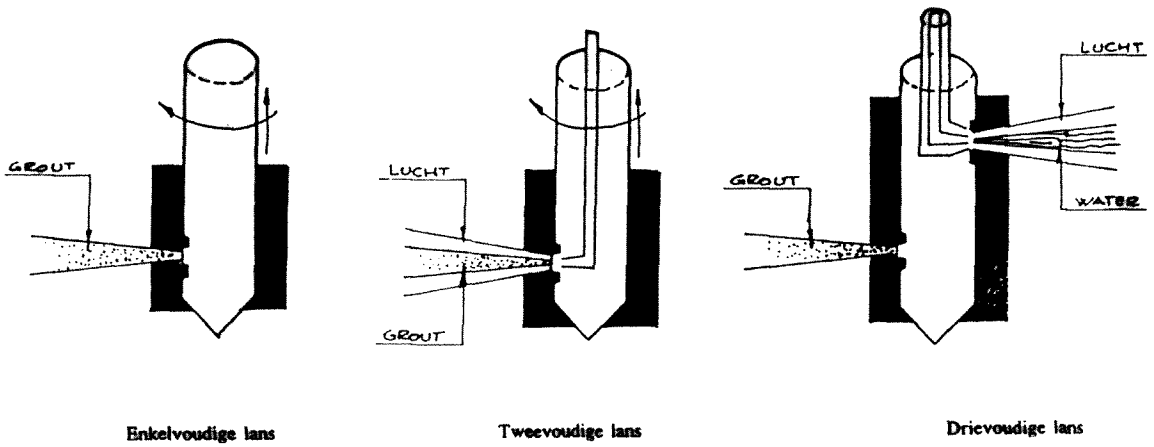
Figuur 3.11 Jetgroutproces.

Het jetgroutproces vindt plaats vanuit een boorgat (diameter 100 à 150 mm). Dit boorgat wordt meestal door middel van spoelboren gemaakt met dezelfde lans waarmee vervolgens de jetgroutkolom wordt vervaardigd. De injectielans is voorzien van horizontaal gerichte spuitmondjes (nozzles) die een doorstroomopening hebben van 1.5 à 4.0 mm. Met een zeer hoge druk, tussen de 60 en 80 Mpa, wordt vanuit dit boorgat met een injectielans (diameter 60 à 120 mm) een vloeistof in de grond gestuwd, beginnend op het diepste punt van het boorgat. Vanwege de hoge snijenergie erodeert de grond tot op een zekere afstand van het boorgat. Door de hoge vloeistofdruk wordt de korrelspanning tijdelijk volledig opgeheven en ontstaat een dikke brij.

Door de injectielans te roteren en gelijktijdig langzaam te trekken, wordt een cilindervormige kolom in de grond gevormd. Ook is het mogelijk om tussen twee boorgaten panelen te formeren; de lans wordt dan getrokken zonder te roteren zodat in de grond tussen de beide boorgaten een wand (paneel) wordt gevormd. Een derde mogelijkheid is de lans over een kleine hoek te laten zwenken, zodat een wigvormig massief ontstaat, het zogenaamde 'winggrouten'. Deze methode kan gebruikt worden om een aansluiting met een bestaande constructie te realiseren.

Door de toevoer van water en grout zal het geërodeerde grond-water-mengsel via een ruimte tussen lans en boorgat afstromen. De hoeveelheid bodemmateriaal dat via het boorgat afstroomt is afhankelijk van de grondsoort; het achterblijvende materiaal wordt met de toegevoerde grout gemengd en bepaalt in belangrijke mate de uiteindelijke eigenschappen.

Tijdens het vervaardigen van een kolom is de stabiliteit van het gat verzekerd door de hydraulische overdruk, het hoge volumieke gewicht van het grout-grond-mengsel en de pleisterende werking van het groutmengsel op de wand van het gat.



Figuur 3.12 Typen jetgroutlansen.

In bovenstaande figuur staan de enkelvoudige, tweevoudige en drievoudige lansen afgebeeld.

Met de enkelvoudige lans wordt, met een druk van 20 à 80 Mpa, in niet-samenhangende grond gewerkt. De verkregen kolomdiameter ligt tussen de 0.4 en 1.0 m.

De tweevoudige lans, met een groutstraaldruk van 20 à 40 Mpa, heeft door het gebruik van een luchtstraal een groter bereik. Een bijkomend voordeel is de grotere grondafvoer vanwege de opwaartse luchtstroom (airliftwerking). Bij toepassing in niet sterk samenhangende grond is de kolomdiameter 0.8 à 1.4 m.

Voor het versnijden van de grond is, bij een drievoudige lans, een waterstraal aanwezig. Via een aparte opening wordt grout als vulmiddel geïnjecteerd met een druk van 2 tot 7 Mpa. Met deze lans kan een groutkolomdiameter van 0.8 à 2.0 m worden vervaardigd.

Verschillen tussen de drie systemen komen verder naar voren bij o.a. de boorgatstabiliteit, mengselsamenstelling, bereikte druksterkte en achterblijvende onregelmatigheden (lucht, water of grondresten).

Jetgrouten is toepasbaar in grondsoorten met een grote spreiding en wordt in mindere mate beïnvloed door de doorlatendheid. De grenzen ten aanzien van de inzetbaarheid worden bepaald door de aanwezigheid van vaste klei en grind. Bij te vaste klei kan de jet niet voldoende snijden om een mooi gat te maken en bij grind loopt het grout weg in de poriën. Het inzetbereik is daarom als volgt: k tussen de 10^{-10} (klei) en 10^{-2} m/s (grind).

De invloedsdiameter van de kolom in een bepaalde grondsoort is afhankelijk van de treksnelheid, druk in de jetstraal en de keuze van het jetgroutsysteem. Uit onderstaande tabel blijkt dat het inzetbereik van jetgrouten groot is, maar dat er aan de verschillende systemen wel beperkingen zitten. Als de retourstroom van het grond-grout mengsel geblokkeerd wordt ontstaat er een overdruk, welke kan leiden tot scheuren in de grond en heffingen van het maaiveld.

Systeem	Grout	Lucht	water	Diameter [m]				
	MPa	MPa	MPa	Klei	Zand	Siltige klei	Siltig zand	Grind
1-fase	25 - 40 40 - 60	-	-	-	- 0.85	0.4 - 0.5 -	0.8 - 0.9 -	0.9 - 1.0 -
2-fase	25 - 40 40 - 60	0.5 - 0.7	-	-	- 1.7	0.6 - 0.8 -	1.1 - 1.3 -	1.3 - 1.5 -
3-fase	25 - 40 40 - 60	0.5 - 0.7	30 - 40	- 1.4	- -	0.6 - 1.0 -	1.4 - 1.6 2.0 - 2.3	2.0 - 2.4 2.5 - 2.8

Tabel 3.2 Jetgrout-kolomdiameters.

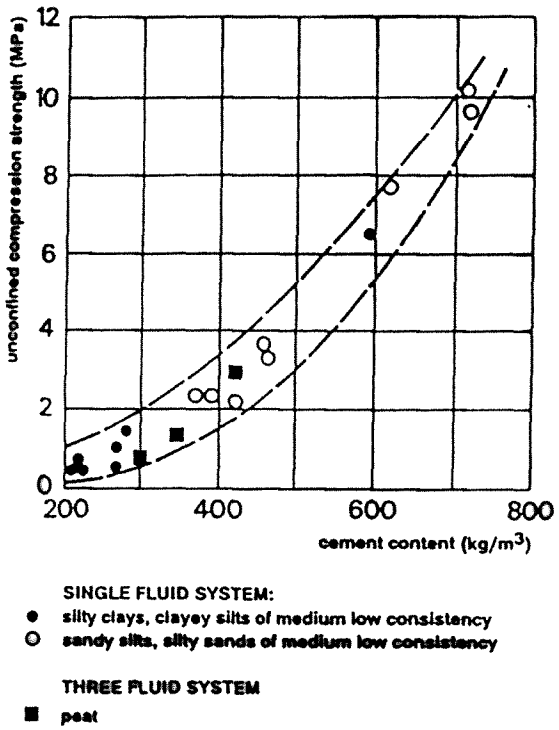
Een jetgroutkolom kan op enige diepte beneden het maaiveld worden beëindigd. De methode is volledig trillingsvrij. Bij een kleine h.o.h.-afstand dient een wachttijd (circa 1 dag) te worden aangehouden bij de vervaardiging van aangrenzende kolommen.

Een belangrijke beperking bij het horizontaal vervaardigen van jetgroutcilinders is de grondwaterdruk. Wanneer deze te hoog is, ontsnapt het groutmengsel via het gat om de lans heen en treedt er dus geen menging op.

3.4.2 Grondeigenschappen bij jetgrouten

De druksterkte van de geformeerde kolom is afhankelijk van de werkwijze, de samenstelling van het groutmengsel (hoeveelheid cement) en van de grondsoort. Behalve in de uiteindelijke samenstelling van de verharde kolom, speelt de grondsoort ook een rol met betrekking tot de ontwatering van het groutmengsel: in zand en grind kan het water sneller uittreden dan in cohesieve grond, resulterend in een hogere eindsterkte. Ook de luchtinsluitingen (bij de twee- en drievoudige lans) hebben een nadelige invloed op de sterkte.

Vooral de wcf (watercementfactor) is van grote invloed op de uiteindelijke kolom-sterkte.



Figuur 3.13 Sterkte als functie van cementgehalte.

Globaal kan er uitgegaan worden van eindsterkten, voor niet-cohesieve gronden, tussen de 5 en 10 Mpa. Voor cohesieve gronden (inclusief veen) ligt de druksterkte tussen de 1 à 5 Mpa, soms < 1 Mpa. De inhomogeniteit van de kolommen zorgt voor een grote variatie in sterkte. Bij toepassing van een enkelvoudige lans kan een lagere sterkte bereikt worden dan bij de twee- en drievoudige lansen.

Over het algemeen wordt voor het vormen van een groutlichaam een snel hardend cement of een chemische groutsoort gebruikt. Het grout bevat soms vliegas als vulling; het is dan mogelijk om met een TBM door de kolommen heen te graven. Bij een waterkerende constructie wordt bentoniet aan het grout toegevoegd, zodat uiteindelijk de waterdoorlatendheid van de losse kolommen in de buurt komt van de 10^{-10} m/s. In-situ kan de doorlatendheid aanzienlijk groter zijn, als de kolommen elkaar niet voldoende overlappen en/of niet goed aansluiten op ondoorlatende lagen of constructies. Bij het project Willemsspoortunnel bedroeg de in-situ waarde van de doorlatendheid hierdoor 10^{-5} m/s.

3.4.3 Kosten jetgrouten

De kosten per m^3 grond liggen in dezelfde orde van grootte als die van chemisch injecteren. Indicatie is als volgt: vaste kosten bedragen *f* 50.000.- en per meter kolom *f* 500.- (bij een diameter van 1.4 m).

3.4.4 Conclusie jetgrouten

Voor het maken van een dwarsverbinding kan de techniek van het jetgrouten zowel horizontaal als verticaal worden toegepast.

Bij de horizontale toepassing moet echter wel rekening gehouden worden met de retourstroom. Als er toch voor deze toepassing gekozen wordt, dan dient er een speciale constructie gemaakt te worden ter plekke van de tunnelwand, waarbij retourstroom mogelijk is zonder dat de tunnel onder loopt. Zonder een speciale constructie lijkt het gebruik van een enkelvoudige lans, zonder retourstroom, de enige optie.

Bij jetgrouten in heterogene grond is het moeilijk om enige zekerheid te krijgen over de waterdichtheid van het massief. Op grote diepte kan een lekkage en uitstromen van zand tot grote problemen leiden, indien opsporing en reparatie van het gat teveel tijd kosten.

3.5 Injectie van grout en chemische oplossingen

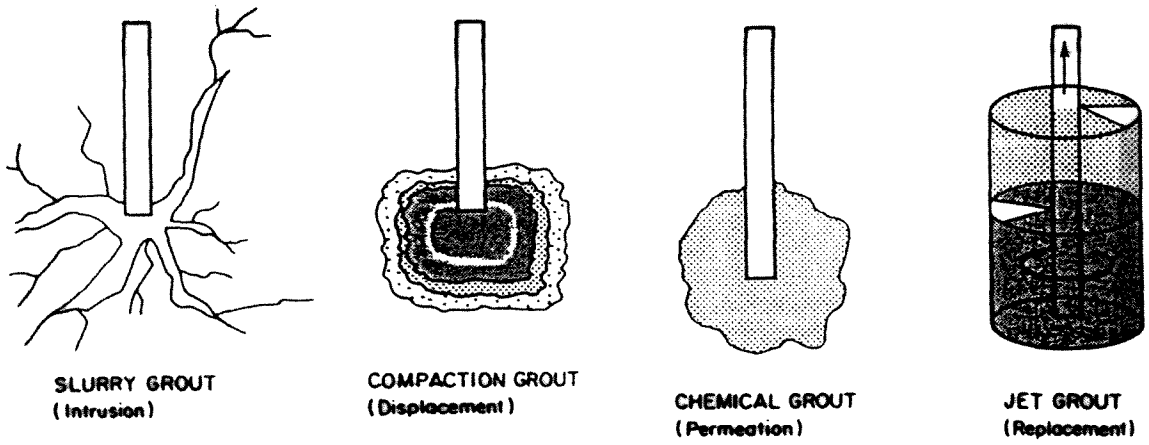
Het onder druk injecteren van bijvoorbeeld grout zorgt voor een herstructurering van de ondergrond door het veroorzaken van scheuren of het verdringen van grond. Bij chemische injectie blijft de oorspronkelijke korrelstructuur ongewijzigd en worden alleen de poriën gevuld met een verhardende injectievloeistof. Het spreekt eigenlijk voor zich dat chemische injectie alleen mogelijk is in goed doorlatende grondsoorten. Het gebruik van injecties kan opgedeeld worden wanneer men kijkt naar het effect dat het op de ondergrond heeft.

Toepassingen zijn bekend van bijvoorbeeld het opvullen van holtes, verdringen van grond, opvullen van poriën en verwijderen van grond door een grout mengsel. De laatste toepassing, het jetgrouten, staat elders in dit hoofdstuk beschreven omdat het als enige ook uitgaat van het verwijderen van grond.

De reden om te injecteren kan daarnaast een verschillende achtergrond hebben. De voornaamste redenen om te injecteren zijn het compenseren van zakkingen, het remmen van de waterstroming door een massief en het stabiliseren van gronden. Het compenseren van zakkingen is voor het maken van dwarsverbindingen slechts gedeeltelijk interessant; een mogelijke toepassing zou het compenseren van een zakking na een vries-dooi cyclus (verweking van grond) kunnen zijn.

3.5.1 Beschrijving injectiemethoden

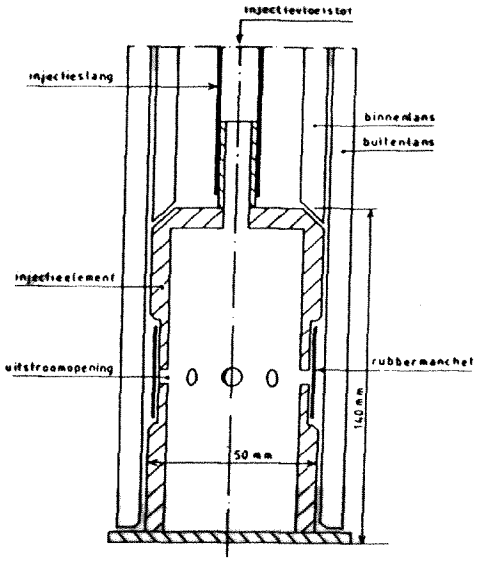
Voor het maken van een injectielichaam moeten eerst injectie-elementen geplaatst worden. Hiervoor bestaan 3 uitvoeringsmethoden, te weten, injectielansen, speciale injectie-elementen en manchetbuizen. Bij de laatste twee is het mogelijk om het maken van de gaten onafhankelijk van de injectiewerkzaamheden te laten plaatsvinden. Bij het gebruik van injectielansen werken ploegen die de lansen plaatsen samen met de injectieploeg, waardoor ze afhankelijk van elkaar zijn.



Figuur 3.14 Overzicht injectiemethoden.

Manchetbuizen worden in voorgeboorde gaten geplaatst of trillend op diepte gebracht en blijven na gebruik in de grond achter. De ruimte tussen de buis en het gat wordt meestal opgevuld met een suspensie van cement, bentoniet en water. De injectieopeningen bevinden zich op korte afstand boven elkaar. Elke serie openingen is voorzien van een rubber manchet waardoor er wel injectievloeistof naar buiten kan, maar niet naar binnen. Zonder dit 'ventiel' zou de vloeistof direct weer teruggepompt worden door het volgende gat.

Als de cement/bentoniet laag verhard is, kan worden begonnen met injecteren. Hierbij wordt gebruik gemaakt van een 'double-packer'. Deze zet zich, door middel van een door lucht vastgeklemd profiel, vast in de buis aan beide zijden van het gat. Onder druk kan nu de injectievloeistof de grond in geperst worden. Deze manier maakt het mogelijk om gat voor gat te injecteren en wordt ook wel tube-à-manchette genoemd.



Figuur 3.15 Uiteinde van injectielans.

Een ondergrond is nooit volledig homogeen en maakt daardoor het injectieproces moeilijk beheersbaar. Doordat de vloeistof altijd de weg van de minste weerstand zoekt kan het voorkomen dat alleen de doorlatende lagen geïnjecteerd zijn en de slecht doorlatende lagen minder of niet. Zekerheid over het volledig gesloten zijn van een grondmassief is dus niet te geven.

Compenseren van zakkingen

Bij zakkingcompenserende injecties zijn twee methoden te onderscheiden:

- Methode waarbij de grond eerst wordt gescheurd en daarna verdrongen door het inpersen van een goed vloeibaar groutmengsel, squeeze grouting genaamd.

- Methode waarbij de grond wordt opgespannen door het inpersen van een droog en stug groutmengsel, compaction grouting genaamd.

Squeeze grouting kan gedefinieerd worden als: "Het met een zodanige druk inpersen van grout langs scheuren, laagscheidingen en/of vlakken met lage sterkte dat de grondlagen weggedrukt worden". De methode is geschikt voor het verhogen van de draagkracht van de grond en het corrigeren van scheefstand van gebouwen. In de ondergrond ontstaan door de hoge injectiedruk wijdvertakte scheuren en lenzen die opgevuld zijn met specie. De grondspanningen nemen hierbij toe. Behalve het compenseren van zakkingen hebben de injecties tot gevolg dat de eigenschappen van de grond verbeterd worden. Loskorrelige grond wordt verdicht, cohesieve grond geconsolideerd, versterking van de grond door aanwezigheid van verharde geïnjecteerde lenzen en verandering van consistentie van cohesieve grond (klei). Injectiedrukken variëren van 0.3 tot 15 Mpa, afhankelijk van de ondergrond.

Compaction grouting kan gedefinieerd worden als: "Het injecteren van een aardvochtige specie (zetmaat < 25 mm) met doorgaans een voldoende hoeveelheid silt ten behoeve van de plasticiteit en een voldoende hoeveelheid zand ten behoeve van de sterkte. Het mengsel penetreert over het algemeen niet in de grondporiën, maar verdringt, als een homogene massa, de grond in zekere mate. Grond met een lage dichtheid wordt hierdoor verdicht en/of bouwwerken ondergaan hierdoor een rijzing". Als injectiemengsel wordt vaak een cementgrout gebruikt: fijn zand, portland cement (circa 12%) en water. De eigenschappen van het mengsel worden zo gekozen dat het niet makkelijk wegvloeit. Het mengsel bezit een hoge schuifsterkte en hoge viscositeit. Injectiedrukken variëren van 0.3 tot 7.0 Mpa. Vooral een ondergrond van fijn zand en silt leent zich goed voor deze manier van grouten.

Bij beide grouting-methoden worden vaak verbuisde boorgaten Ø 50 mm. gebruikt. Om te voorkomen dat er een opening naar het maaiveld ontstaat, dient de ruimte tussen de verbuizing en de grond te worden dichtgezet met bijvoorbeeld een bentoniet-cement-mengsel.

Voor zover bekend is er in Nederland geen ervaring met deze manieren van grouten, op een klein project in Rotterdam en een proefproject na.

Injectie t.b.v. grondstabilisatie en reductie van grondwaterstroming

Bij de injectiemethoden die tot doel hebben om de grondwaterstroming te reduceren en de grond te stabiliseren is vooral de korrelverdeling van belang, aangezien de korrelstructuur niet ongewijzigd blijft. Waterremmende injecties, een over het algemeen niet uithardende gel, worden gebruikt voor het vormen van een afsluitende laag die het waterbezwaar verminderen. Bij stabiliserende injecties is het doel om de korrels onderling te verkitten, waardoor een steenachtig massief ontstaat dat als grondkering kan dienen of een funderingsbelasting kan overbrengen.

In hoofdlijn kunnen de injectievloeistoffen worden opgedeeld in drie groepen:

- Suspensies, bijvoorbeeld een oplossing van cement en water.
- Emulsies, bijvoorbeeld mengsels van bitumen en water.
- Oplossingen die componenten bezitten die volledig in een vloeistof (water) zijn opgelost, bijvoorbeeld de silicaat-grouten.

Binnen de drie groepen kan men heden uit zeer veel verschillende stoffen en combinaties kiezen. Iedere stof is op een andere manier chemisch actief, heeft een specifiek werkgebied en is van andere grondeigenschappen afhankelijk. Toch kan men stellen dat vooral de grouten, cementen, silicagels (waterglas), polymeren en harsen veel toegepast worden. De doorlatendheid van de grond is in de meeste gevallen het criterium waarop de keuze tussen de verschillende materialen gebaseerd is.

3.5.2 Kosten injectiemethoden

Voor squeeze en compaction grouting is door het ontbreken van ervaring geen kostenindicatie mogelijk.

Een indicatie voor de injectie van verschillende stoffen zijn als volgt: waterglas, micro cement en cementgrout liggen tussen de *f* 400.- en *f* 750.- per m^3 geïnjecteerde grond en het gebruik van polymeren en harsen ligt tussen *f* 1000.- en *f* 1400.- per m^3.

Uit verschillende recente bronnen valt voor waterremmende injecties een gemiddelde van *f* 950.- per m^3 af te leiden en voor stabiliserende werken *f* 1500.- per m^3.

3.5.3 Conclusie injectiemethoden

Squeeze en compaction grouting zijn door het gebruik van de hoge drukken en daardoor bewegende grond niet geschikt voor toepassing in de buurt van tunnels, indien deze al aangelegd zijn. De methode is min of meer geschikt voor het verbeteren van grond, voordat men het boren van de tunnels is gestart.

Bij injectie, met als doel de waterstroming te reduceren of de stabiliteit te verhogen, is de doorlatendheid van de ondergrond bepalend voor de keuze van het te gebruiken materiaal. Een belangrijk aspect bij het injecteren is de controle die er heerst bij het proces. Homogeniteit en doorlatendheid zijn hierbij de belangrijkste factoren. Aangezien veel injectievloeistoffen een toxisch karakter hebben moet er bij de keuze van de vloeistof gekeken worden naar de eventuele gevolgen hiervan.

Een grondsoort met een doorlatendheid van 10^{-3} à 10^{-4} m/s is makkelijk te injecteren. Bij grond met een doorlatendheid van 10^{-5} à 10^{-6} m/s is injectie nog enigszins mogelijk en bij een doorlatendheid van 10^{-7} m/s wordt het erg lastig. De sterkte die men door te injecteren kan bereiken is afhankelijk van de te gebruiken methode en kan oplopen tot 50 N/mm^2.

Injectie in heterogene bodems maakt het moeilijk om zekerheid te krijgen over de dichtheid van het massief. Opsporing en reparatie van lekken is noodzakelijk vanwege het gevaar voor uitspoelen van de achterliggende grond.

3.6 Kalk/cement kolommen

3.6.1 Beschrijving constructie kalk/cement kolommen

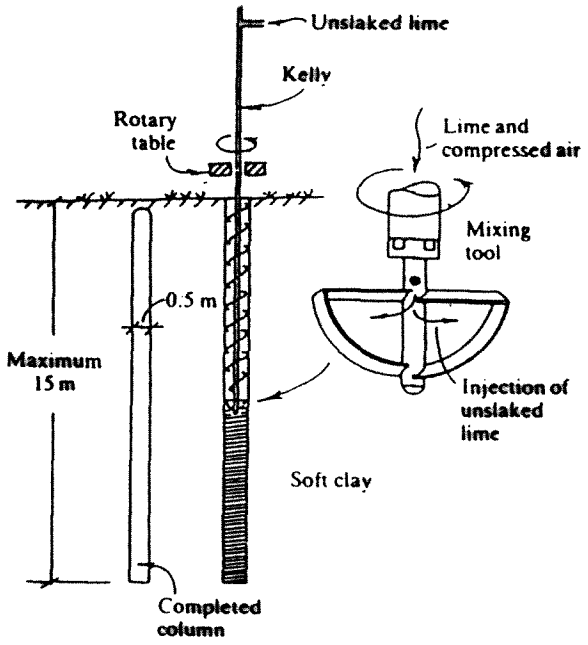
Kalk/cement kolommen zijn relatief sterke en stijve elementen in slappe cohesieve grond die zijn geformeerd door kalk en/of cement met de ondergrond te mengen. Doorgaans worden deze kolommen niet geconstrueerd in niet-cohesieve gronden [29].

De methode is midden 70-er jaren ongeveer gelijktijdig in Zweden en Japan ontwikkeld. Bij de Zweedse methode worden de kolommen geïnstalleerd door een buis, voorzien van een mengblad, in de grond te boren. De cohesieve grond wordt hierbij losgewoeld. Nadat de buis op diepte is, wordt van onderuit met behulp van luchtdruk ongebluste kalk ingebracht. Tegelijkertijd wordt de buis langzaam opgetrokken (<25 mm/omwenteling), waarbij de roterende beweging van de avegaar zorgt voor een goede menging van de kalk met de grond. De hoeveelheid kalk die in de kolom wordt geperst is afhankelijk van de grondsoort en het watergehalte.

In Japan staat de techniek bekend als Deep Mixing Method en wordt gebruik gemaakt van kalk en/of cement. Er zijn mixers gebouwd met meerdere roerijzers naast elkaar, waarvan de mengbladen elkaar gedeeltelijk overlappen. Met drijvend materieel, waarbij 8 simultaan werkende roerijzers zijn toegepast, zijn kolommen in de ondergrond aangebracht. Door het gebruik van overlappende mixers wordt een betere menging verkregen, hetgeen vooral van belang is als cement met de ondergrond moet worden gemengd.

Er kunnen ook kalkpalen worden vervaardigd door een buis met een gesloten punt in de grond te heien. Na het vullen van de buis met brokken ongebluste kalk wordt de buis getrokken, waarbij de kalk met een valgewicht wordt verdicht. Ervaring met deze methode is opgedaan in o.a. China en Japan.

Tenslotte is er een systeem waarbij de kalkkolommen worden geformeerd door een kalkmengsel in de ondergrond te injecteren via boorgaten (o.a. UK en USA).

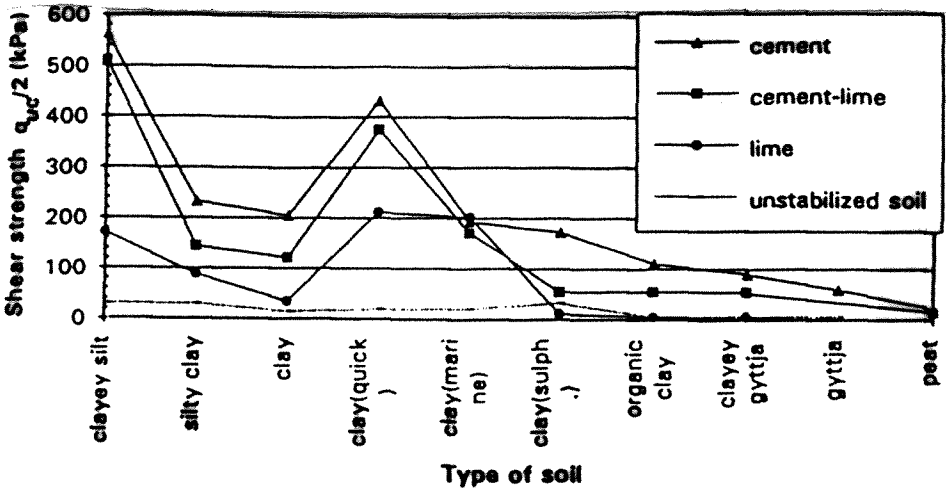


Figuur 3.16 Aanbrengen kalkkolom, Zweedse methode

De materialen die men bij de verschillende methoden gebruikt zijn vaak opgebouwd uit mengsels van CaO (fijngemalen ongebluste kalk), gebluste kalk, cement, gips, vliegas en bentoniet in verschillende verhoudingen. De samenstelling van de mengsels wordt vaak specifiek aan de grond, die men ter plekke aantreft, aangepast.

De werking van de kalk/cement kolommen berust op de binding van vrij water, waarbij vaak een aanzienlijke volumevergroting optreedt, samenklontering en reacties tussen klei en kalk. Voorwaarde voor het kunnen toepassen van kalk/cement kolommen is de aanwezigheid van water en een kleigehalte van ten minste 20%. Uit het met succes toepassen van deze kolommen in een havenbekken kan geconcludeerd worden dat het zoutgehalte van weinig invloed is.

De kolomdiameters, die men met deze methoden verkrijgt, variëren van 0.5 tot 1.8 meter. Bij het gebruik van ongebluste kalk is de waterdoorlatendheid toegenomen, terwijl bij het gebruik van cement de waterdoorlatendheid juist afneemt. Door het naast elkaar plaatsen van kolommen kan ondergronds een wand worden opgebouwd, waarvan de waterdichtheid sterk afhangt van de homogeniteit van de grond en de toegepaste nauwkeurigheid.



Figuur 3.17 Aanvangssterkte (na 14 dagen) versus grondsoort.

De te bereiken sterkte is sterk afhankelijk van de grondsoort en in mindere mate van het watergehalte; bij toenemend watergehalte daalt de sterkte.

3.6.2 Kosten kalk/cement kolommen

Doordat er in Nederland geen ervaring met deze methode is, zijn de kosten moeilijk in te schatten. Gebaseerd op buitenlandse ervaringen kan verwacht worden dat de methode net iets goedkoper is dan jetgrouten.

3.6.3 Conclusie kalk/cement kolommen

Voor wat de constructie van dwarsverbindingen betreft kan geconcludeerd worden dat het maken van kalk/cement kolommen weinig geschikt is. In Nederland zijn geen toepassingen van kalkkolommen bekend. De waterdichtheid van een enkele kolom is goed te beïnvloeden, het waterdicht maken van een wand, opgebouwd uit meerdere kolommen naast elkaar, is zeer moeilijk. Kalk/cement kolommen worden eigenlijk altijd vanaf het maaiveld in een slappe cohesieve laag aangelegd; dit beperkt de toepasbaarheid voor het maken van dwarsverbindingen sterk.

4 Constructie van dwarsverbindingen

4.1 Inleiding

Bij de constructie van dwarsverbindingen kan men gebruik maken van verschillende soorten grondverbetering, tunnellining, graafmethoden, etc. Daarnaast kan er gekozen worden voor het graven en verbeteren van grond vanaf het maaiveld of vanuit een geboorde tunnel. Opgemerkt moet worden dat natuurlijk niet alle methoden met elkaar te combineren vallen; bij het boren van een dwarsverbinding met een kleine TBM bestaat de lining uit stalen of betonnen segmenten en wordt er vanuit de tunnel gestart met boren.

Naast al eerder gebruikte technieken wordt er ook aandacht besteed aan enkele nieuwe ideeën voor het maken van een dwarsverbinding vanuit een bestaande tunnel. Het op de bestaande manieren maken van een verbinding is namelijk op dit moment nog erg risicovol en kostbaar.

4.2 Beoordeling van constructiemethoden

Bij het literatuuronderzoek zijn een aantal punten naar voren gekomen die kunnen helpen bij het beoordelen van de verschillende constructiemethoden ten opzichte van elkaar. Zij geven de (Nederlandse) omstandigheden, waaronder de verbinding gebouwd moet worden.

- Grondgesteldheid en inzetbaarheid
  Elders in dit verslag staat wat men in de Nederlandse bodem kan aantreffen. Er moet rekening gehouden worden met een zand, klei en veen bodem met een hoge grondwaterstand. Ondersteuning van het graaffront of grondverbetering zal altijd nodig zijn.

- Vorm en ligging
  Het minimale profiel van vrije ruimte is 1.5 bij 2.1 m. Om ruimte te bieden voor branddeuren en andere voorzieningen bedraagt de buitendiameter bij een ronde doorsnede al gauw 3.5 m. Het niveau van de vloer van de dwarsverbinding moet gelijk zijn aan het niveau van het looppad in de tunnel. De onderkant van de dwarsverbinding komt daardoor circa 2 m hoger te liggen dan de onderkant van de tunnel.

- Invloed op maaiveld
  De mogelijkheden om vanaf het maaiveld bouwactiviteiten te ondernemen zijn vaak beperkt. De reden om voor een geboorde tunnel te kiezen is vaak gebaseerd op het ontbreken van bouwruimte op het maaiveld en de aanwezigheid van water of natuurgebieden.

- Boorproces
  Tijdens de constructie van de dwarsverbindingen mag de voortgang van de TBM niet belemmert worden. De beschikbare ruimte is hierdoor uitermate beperkt.

- Bouwveiligheid
  De veiligheid van de werkers mag niet in gevaar komen tijdens de bouw. De risico's op onderlopen of instorten dienen tijdens het werk beperkt te worden.

- Flexibiliteit
  Tijdens het boren van de hoofdtunnel moeten er aangepaste segmenten geplaatst worden, omdat de bouwmethoden van de dwarsverbindingen plaatselijk extra eisen stellen. Het plaatsen van segmenten kan in lengterichting tot grote verschillen leiden in de plaats van de openingen voor de dwarsverbindingen. Aangezien de verbinding toch goed moet aansluiten op de tunnel, moet de bouwmethode een bepaalde mate van flexibiliteit hebben om deze fout te compenseren.

- Bedrijfszekerheid
  Het bouwen ven de dwarsverbindingen gebeurt diep onder de grond en de handelingen die bij de verschillende bouwmethoden nodig zijn, zijn niet altijd controleerbaar. Het is dus van belang dat de gekozen methode bedrijfszeker is om kansen op fouten en ongevallen te minimaliseren. De bedrijfszekerheid kan vergroot worden door een beproefde methode te gebruiken.

- Kosten
  De kosten voor het bouwen van de dwarsverbindingen moeten zo laag mogelijk worden gehouden

4.3 Onderverdeling bouwmethoden

Bij de bestaande en nieuwe constructiemethoden, beschreven in paragraaf 4.4, staat men iedere keer voor de keuze van een aantal 'bouwaspecten'. Onderstaand worden deze aspecten, te weten: grondverbetering, locatie van ontgraven/bouwen, locatie grondverbetering en de bouwvolgorde, behandeld.

Grondverbetering
De grondverbeteringsmogelijkheden (vriezen, jetgrouten, injecteren en kalk/cement kolommen) staan beschreven in hoofdstuk 3.

Locatie van ontgraven/bouwen/grondverbetering
Wanneer er geen bezwaar is tegen bouwactiviteiten vanaf het maaiveld, kunnen er een groot aantal bestaande en beproefde constructiemethoden toegepast worden. Vanuit de tunnel kan ontgraven en gebouwd worden als er op het maaiveld geen bouwterrein aangelegd kan of mag worden. Grondverbetering kan vaak zowel vanaf het maaiveld (vertikaal) als vanuit de tunnel (horizontaal) worden toegepast. Combinatie van activiteiten vanaf het maaiveld (grondverbetering) en vanuit de tunnel (ontgraving) is een mogelijkheid die minder beslag op het maaiveld legt.

Bouwvolgorde
De verschillende bouwactiviteiten kunnen in de tijd in verschillende volgorden plaatsvinden. Het is niet noodzakelijk om eerst de hoofdtunnel te boren en dan pas de grond te verbeteren voor constructie van de dwarsverbindingen. De TBM kan zich een weg boren door ongewapend beton, indien deze niet te sterk is. De constructie van de dwarsverbinding kan zelfs in een enkel geval (caisson-variant) voor het boren van de tunnel plaatsvinden.

4.4 Constructie van dwarsverbindingen

4.4.1 Bestaande methoden

De bestaande methoden voor het maken van een dwarsverbinding kunnen onderverdeeld worden in bouwactiviteiten die plaatsvinden vanaf het maaiveld en vanuit de tunnels. Beide soorten activiteiten kunnen verder onderverdeeld worden in specifieke methoden en constructies.

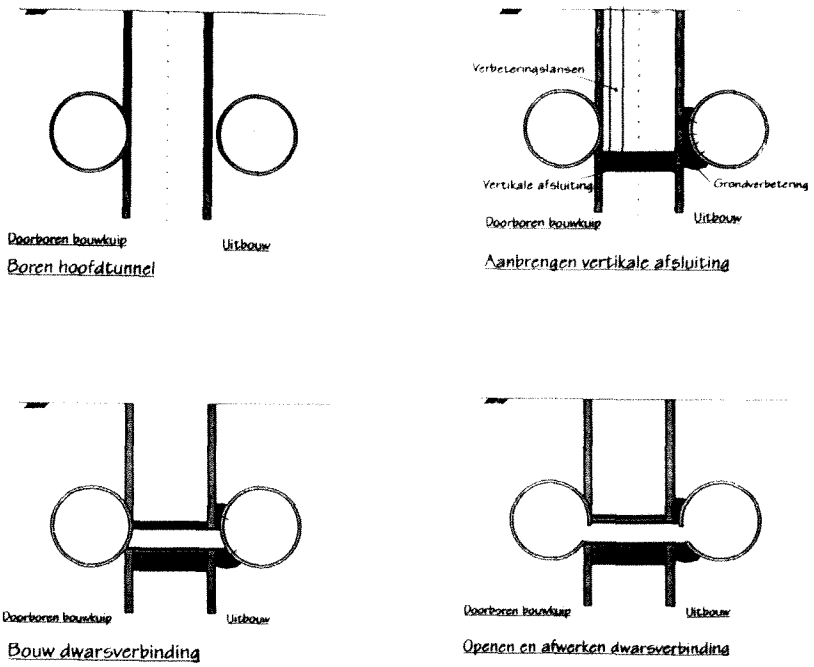
4.4.1.1 Vanaf het maaiveld

Bouwkuip

Wanneer het toegestaan en mogelijk is om op het maaiveld een bouwterrein in te richten, kan de dwarsverbinding in een bouwkuip gebouwd worden. Om normaal te kunnen werken moet de kuip zowel grond- als waterkerend zijn. Voor het maken van een bouwkuip zijn verschillende mogelijkheden t.a.v. de wanden, vloer en hulpmiddelen voorhanden. Dam-, diep- en combiwanden kunnen gecombineerd worden met een waterdichte vloer. Het waterdicht krijgen van de vloer kan bereikt worden door het storten van onderwaterbeton, een natuurlijk afsluitende laag en een injectielaag (grout). De wanden van de kuip dienen gesteund te worden met behulp van stempels of ankers.

Het is mogelijk om de bouwkuip eerst aan te leggen en vervolgens gedeeltelijk met een TBM te doorboren of de bouwkuip vlak naast een geboorde tunnel aan te leggen. In het laatste geval zal er een waterdichte verbinding tussen de kuip en tunnel aangebracht moeten worden.

In de bouwkuip kan er alleen vanaf het maaiveld een vloer tussen de wanden aangebracht worden. Na het ontgraven van de kuip is de aansluiting (door middel van grondverbetering) met een tunnel, die niet door de wand heen is geboord, te maken vanuit de kuip of de tunnel zelf. Na de constructie van de dwarsverbinding kan de grond weer worden aangebracht tot maaiveld niveau.



Figuur 4.1 Bouwkuip.

Opgemerkt moet worden dat door de grote diepteligging van de tunnel de kosten van de bouwput hoog zullen zijn en dat door de tijdelijke functie van de kuip er een hoop werk voor een kleine verbinding wordt gedaan. Het werken vanaf het maaiveld zorgt er echter wel voor dat in het geval van problemen, bij bijvoorbeeld de waterdichtheid van de aansluiting, er beter ingegrepen kan worden.

Caisson

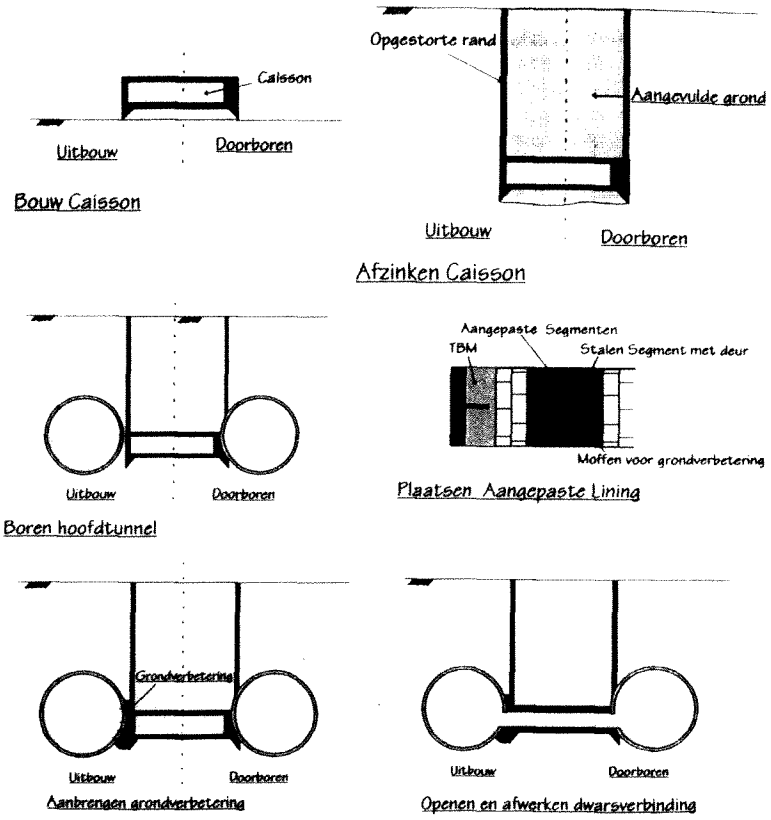
De dwarsverbinding wordt gemaakt in de vorm van een doos die voorzien is van een snijrand. Door onder verhoogde luchtdruk onder de doos te ontgraven kan de doos op de juiste diepte gebracht worden zonder wateroverlast. Tijdens het zakken wordt op het caisson een rand aangebracht waarbinnen de grond weer aangevuld wordt; hierdoor wordt de grond rondom minder verstoord. Smering van de zijkanten met bentoniet

maakt het zakken makkelijker. Na het eventueel aanbrengen van grondverbetering kan uitbouwen plaatsvinden en de dwarsverbinding verder afgebouwd worden.

Het is mogelijk om eerst het caisson aan te leggen en vervolgens gedeeltelijk met een TBM te doorboren of het caisson vlak naast een geboorde tunnel aan te leggen. In het laatste geval zal er, net als bij een bouwkuip, een waterdichte verbinding tussen caisson en tunnel aangebracht moeten worden.

Het plaatsen van een caisson of het maken van een kuip nabij een geboorde tunnel zorgt voor verstoring van de grond en eventuele veranderingen in de spanningen in de tunnellining. Het doorboren van een caisson kan daarentegen voor verdraaien, kantelen of verplaatsen zorgen.

Bij dwarsverbindingen op grote diepte kan het aanwezig zijn van mensen bij het ontgraven van de grond problemen opleveren en zal er naar andere mechanische ontgravingsmethoden uitgeweken moeten worden.



Figuur 4.2 Caisson.

4.4.1.2 Vanuit de tunnel

Het bouwen van dwarsverbindingen vanuit de geboorde tunnels is in Nederlandse grond eigenlijk niet te doen zonder eerst grondverbetering toe te passen. De grond bezit niet genoeg sterkte en is bovendien verzadigd met water. Eerder in dit verslag is geschreven over de mogelijkheden die beschikbaar zijn voor het verbeteren van de grond.

Het grote probleem bij het maken van de verbindingen is enerzijds de waterdichtheid en sterkte van het grondmassief en anderzijds de manier waarop deze door de tunnellining moet worden aangelegd. Door het maken van allerlei openingen in de gesegmenteerde lining verzwakt men deze plaatselijk.

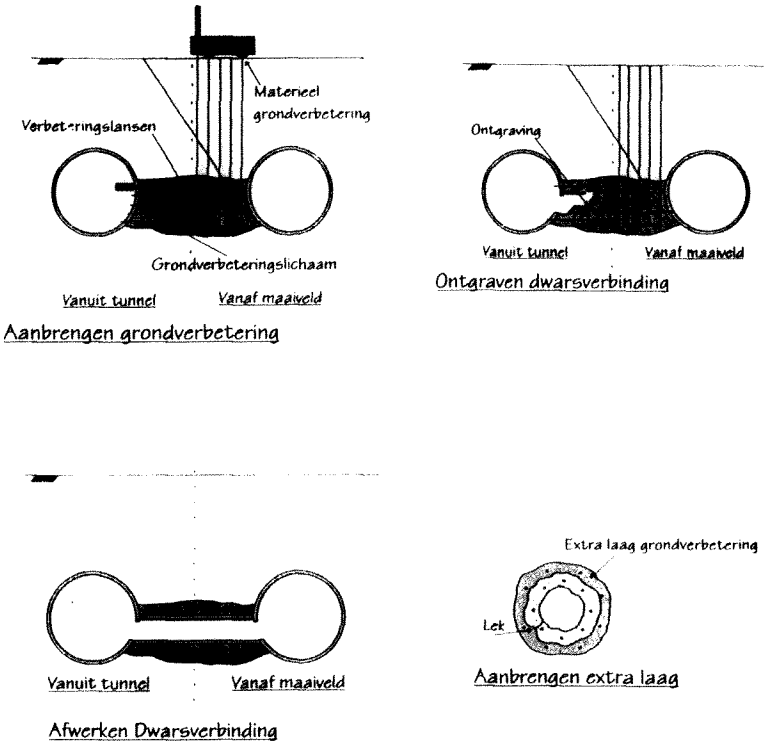
Het aanbrengen van de grondverbetering kan vanuit de tunnel of vanaf het maaiveld plaatsvinden. Daarnaast kan men vanaf het maaiveld de verbetering voor de passage van de TBM aanbrengen of direct aansluitend naast de tunnellining.

In dit stuk wordt achtereenvolgens aandacht besteed aan het graven met een open front, het persen van dwarsverbindingen, het boren met een kleine TBM en de buizenmethode.

Open front

Na de grondverbetering hoeft de grond niet de vereiste eindsterkte en waterdichtheid te hebben. Het moet echter in ieder geval voldoende zijn om met de NATM zonder wateroverlast te kunnen ontgraven. De NATM

kan het graaffront tijdelijk ondersteunen, waarna de definitieve lining aangebracht wordt. NATM is afhankelijk van grond met enige standtijd, in dit geval verkregen door de grondverbetering. Door tijdens het gefaseerd ontgraven steeds een nieuw deel van de definitieve lining een stukje verder aan te brengen is het mogelijk zonder ondersteuning in de vorm van een schild te ontgraven. In dit geval bestaat de lining dus uit meerdere lagen.



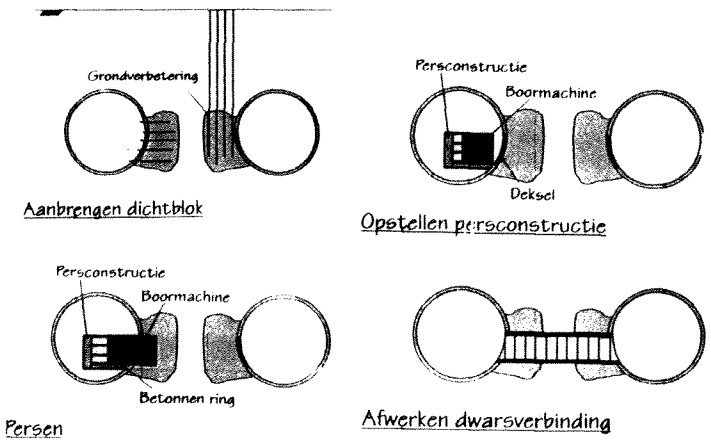
Figuur 4.3 Open front ontgraving.

Indien niet voor het vriezen wordt gekozen als grondverbeteringstechniek is het raadzaam om extra voorzieningen in de tunnelwand aan te brengen, zodat een extra laag grondverbetering aangebracht kan worden als er nog een lek zit.

Opgemerkt moet worden dat de NATM een risicovolle constructiemethode is. Er hebben zich in het verleden veel problemen en instortingen voorgedaan, doordat er zich onregelmatigheden in de grond bevonden of door plaatselijk andere grondeigenschappen. Daarnaast is door het toepassen van grondverbetering én de NATM deze constructie methode kostbaar bij het bouwen van lange tunnels.

Het is mogelijk een open front zonder grondverbetering toe te passen door onder luchtdruk te werken. Er ontstaan echter de nodige problemen, waaronder gevaar voor blow-out en het moeten gebruiken van een druksluis met duikers, die deze methode niet makkelijk bruikbaar maken.

Persen van dwarsverbindingen



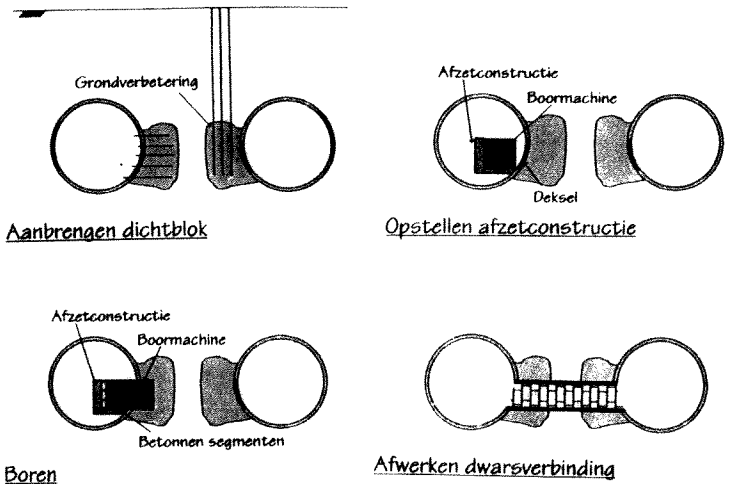
Figuur 4.4 Persen van dwarsverbinding.

In de wand van de hoofdtunnel moet een speciaal element worden aangebracht, groot genoeg om de geperste ringen door te laten. Grondverbetering kan zowel vanuit de tunnel als vanaf het maaiveld worden aangebracht. De vriestechniek is in dit geval minder geschikt omdat de lansen daarin achterblijven. De grond hoeft slechts over een korte lengte verbeterd te worden (dichtblok) omdat de ringen onderling waterdicht zijn. De persconstructie en de constructie die de afzetkrachten overbrengt mogen het boorproces van de TBM niet onderbreken, ondanks dat de krachten over een groot oppervlak overgebracht moeten worden. De boormachine aan de kop van de persbuis ontgraaft de grond en wordt door de persconstructie tot in het tweede dichtblok geperst. De methoden om het front stabiel te houden zijn het slurry-schild en EPB-schild.

Het trekken van de boormachine is ook mogelijk. Hierbij wordt een hogere nauwkeurigheid behaald, omdat de machine naar de juiste plek getrokken wordt. Een pilotboring voor het trekelement dient nauwkeurig uitgevoerd te worden. In beide gevallen kan de installatie opnieuw gebruikt worden voor andere dwarsverbindingen.

Hoewel er in Nederland ervaring bestaat met het persen van leidingen en tunnels van deze diameter zorgt de methode hier voor extra problemen. De voornaamste problemen bij deze manier van construeren zijn het goed op de grond overbrengen van de perskrachten en de ruimte die door de installatie wordt ingenomen. Er komen erg hoge krachten op een gesegmenteerde tunnellining te staan. De verplaatsingen en vervormingen van segmenten zorgen daardoor waarschijnlijk voor o.a. lekkages.

TBM



Figuur 4.5 TBM.

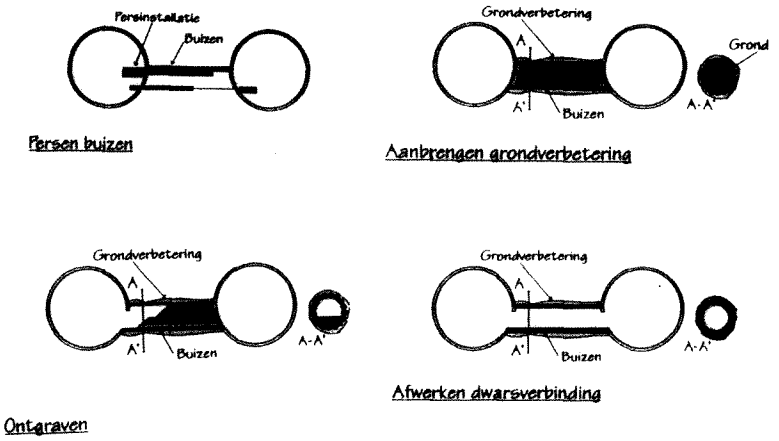
Het gebruik van een TBM, in plaats van een persinstallatie, verschilt weinig. De vijzels zitten in dit geval direct achter de boorkop en niet bij de afzetconstructie. Daarnaast bestaat de lining van de dwarsverbinding uit gesegmenteerde ringen, terwijl de ringen bij de persconstructie uit één stuk gemaakt zijn. Nadeel is dat de ringen in een erg kleine ruimte opgebouwd moeten worden.

Buizenmethode

Het idee achter de buizenmethode is het creëren van een ronde stalen lining, door buiselementen in een ronde vorm te persen. De buiselementen zijn eventueel onderling verbonden door vooraf aangebrachte sloten.

Bij het boren van de tunnel dienen in de lining speciale segmenten geplaatst te worden. Enerzijds moet er een opening met de grootte van het profiel van vrije ruimte gemaakt kunnen worden en anderzijds moet het mogelijk zijn om de buizen, met eventueel een boorkop, door de lining heen te kunnen steken in een achterliggende ondergrond waarin geen grondverbetering is toegepast. De buizen dienen in een boog geplaatst te worden door een boor- of persmachine.

De buizen worden door middel van vooraf aangebrachte sloten met elkaar verbonden. Om de totale afstand naar de andere tunnel te kunnen overbruggen moeten de buizen deelbaar kunnen zijn. De buizen blijven achter in de grond en worden met beton gevuld, ter versteviging van de lining. Het aanbrengen van grondverbetering rond de buizen is noodzakelijk omdat de sloten niet gegarandeerd waterdicht zijn. Het aanbrengen van die verbetering kan eventueel vanuit de buizen gebeuren. Na het openen en ontgraven van de dwarsverbinding kan deze afgewerkt worden.



Figuur 4.6 Fasering buizenmethode.

Door het trekken van de buizen kan een grotere nauwkeurigheid verkregen worden, maar maakt het boren van een trekelement noodzakelijk. Voor de grondverbeteringsmethode heeft de vriestechniek de voorkeur vanwege de mogelijkheid om door te vriezen bij een lekkage.

4.4.2 Nieuwe methoden

Er bestaan een tweetal nieuwe constructiemethoden, te weten de ringmethode en groutboog met horizontaal meer-fasen jet-grouten methode, voor het maken van dwarsverbindingen vanuit de tunnels. De ideeën voor deze nieuwe technieken zijn gedeeltelijk tijdens afstudeerstages ontstaan, ze zijn nog nooit in de praktijk getoetst of uitgevoerd. Dat de nieuwe technieken zich allemaal richten op het construeren van dwarsverbindingen vanuit de tunnels geeft aan dat de bestaande technieken, toegepast vanaf het maaiveld, voldoende ontwikkeld en beproefd zijn. Vooral door het niet toestaan of mogelijk zijn van bouwactiviteiten vanaf het maaiveld en door het onbetrouwbaar en duur zijn van de grondverbeteringstechnieken is men op zoek naar nieuwe constructie-methoden, die men kan toepassen vanuit de tunnels.

Ringmethode

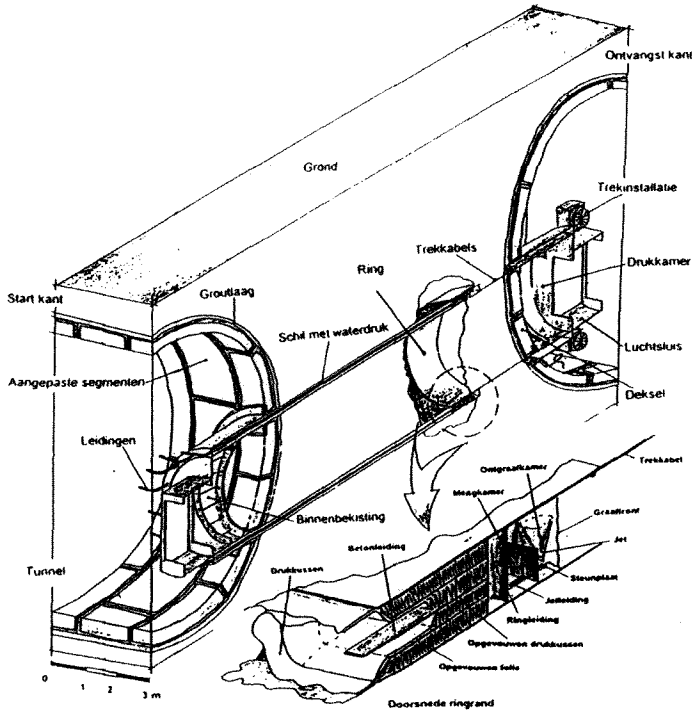
De ringmethode is, volgens de bedenker, een nieuwe, veilige en goedkope methode, ontwikkeld voor het bouwen van dwarsverbindingen vanuit een geboorde tunnel. Door met behulp van een ring een lining in de grond aan te brengen, is het mogelijk om op een snelle manier, zonder grondverbetering, de dwarsverbinding te bouwen. De ringmethode als geheel is nog nooit toegepast in de praktijk en vele onderdelen zijn nog niet definitief uitgewerkt [49].

Het doel van de methode is het in de grond creëren van een lining die, zonder verdere maatregelen, veilig te ontgraven en af te werken is. Hierdoor kan op een snelle en voor de werkers veilige manier een dwarsverbinding gebouwd worden. Dit gebeurt door een ring, met een diameter van ongeveer 3.6 m, een dikte van 20 cm en een lengte van 75 cm, over bijvoorbeeld een lengte van 10 m door de grond te trekken. Aan de voorkant van de ring wordt grond ontgraven. De ruimte die hierdoor achter de ring ontstaat wordt opgevuld met een steunvloeistof tussen twee folielagen. Deze schil houdt het gecreëerde gat open tijdens het trekken van de ring. Nadat de steunvloeistof vervangen is door beton kan de grond binnen de schil veilig worden verwijderd.

Voor deze methode moeten een aantal stappen worden ondernomen, opdat de dwarsverbinding zonder problemen gebouwd kan worden.

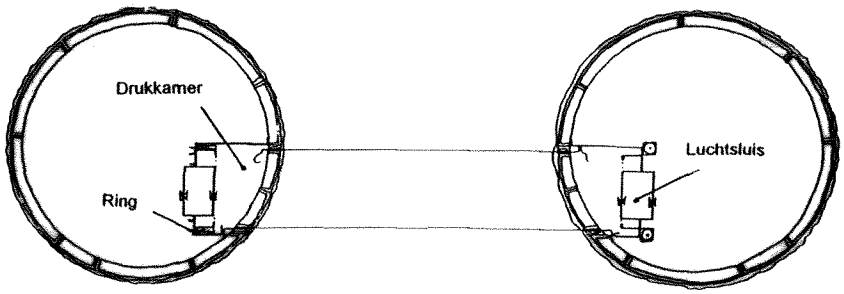
- Plaatsen speciale segmenten
  Tijdens het bouwen van de hoofdtunnels worden rond de plaats van de toekomstige dwarsverbindingen in 5 ringen speciale stalen segmenten aangebracht. De krachten worden hierdoor beter opgevangen en de rand is rond de omtrek van de dwarsverbinding beter te verwijderen.
- Aanbrengen trekkabels
  Vanuit de ontvangstbuis worden kabels naar de andere buis gebracht. Door eerst te boren en vervolgens de kabels terug te trekken kunnen de kabels worden aangebracht. Moffen in de lining van de dwarsverbinding zorgen ervoor dat het water buiten blijft.

- Aanbrengen ring en drukkamers
  In beide tunnels wordt een drukkamer geplaatst, die door middel van bouten aan de tunnel wordt vastgezet. De ring is buiten de tunnel in de drukkamer geplaatst en wordt samen met de kamer aan de startkant bevestigd. Aan de ontvangstkant zit op de drukkamer een trekinstallatie. De drukkamers worden onder luchtdruk gezet, zodat de tunnelwand zonder wateroverlast over de volle omtrek van de dwarsverbinding geopend kan worden.



Figuur 4.7 De ringmethode.

- Openen rand
  In beide hoofdtunnels kan nu de wand geopend worden. Rond de omtrek van de dwarsverbinding wordt een cirkelvormige opening in de wand van de hoofdtunnel gemaakt met een dikte van 22 cm. Tijdens het openen van deze rand wordt in de drukkamer een bekisting aangebracht die de drukkamer met de deksel verbindt, zodat het trekproces kan worden gestart en de deksel binnenin de ring op de juiste plaats blijft. Tegelijkertijd wordt de groutlaag buiten de tunnel verwijderd en de ring aan de trekkabels gekoppeld. Aangezien de leidingen al vooraf aan de drukkamer en de ring zijn bevestigd, kan begonnen worden met trekken, zodra de druk achter de ring tussen de folielagen opgebouwd is.



Figuur 4.8 Aanbrengen ring en drukkamers.

- Trekken van de ring
  Tijdens het trekken wordt aan de voorkant van de ring met behulp van hydro-jets de grond ontgraven en via leidingen afgevoerd. Achter de ring ontstaat hierdoor een ruimte. Deze ruimte wordt opengehouden met behulp van twee folielagen met daartussen een steunvloeistof. Het folie dat opgevouwen zit in de ring wordt tijdens het trekken in de grond ontvouwen, waarna de steunvloeistof vanuit de drukkamer de schil ingeperst kan worden. De aan- en afvoer van de benodigde vloeistoffen vindt plaats door leidingen die achter de ring aan getrokken worden en van buiten de drukkamer doorgevoerd worden. Onderin de schil bevinden zich langwerpige drukkussens die de moot grond binnenin ondersteunen.

- Vervangen van steunvloeistof door beton
  Zodra de ring aan de overkant is, kan begonnen worden met het vervangen van de steunvloeistof door beton. Door eerst de drukkussens te vullen en vervolgens de ruimte hiertussen, wordt de moot grond op de juiste plek gehouden. Het beton wordt gestort tijdens het terugtrekken van betonleidingen die met de ring meegevoerd zijn.

- Losmaken drukkamers
  Om vervorming van de hoofdbuizen na het verwijderen van de drukkamers tegen te gaan, wordt er rond het gat in de lining van de hoofdbuis een verstijving aangebracht. Vervolgens wordt de binnenbekisting verwijderd en de lining van de dwarsverbinding wordt doorgesneden.

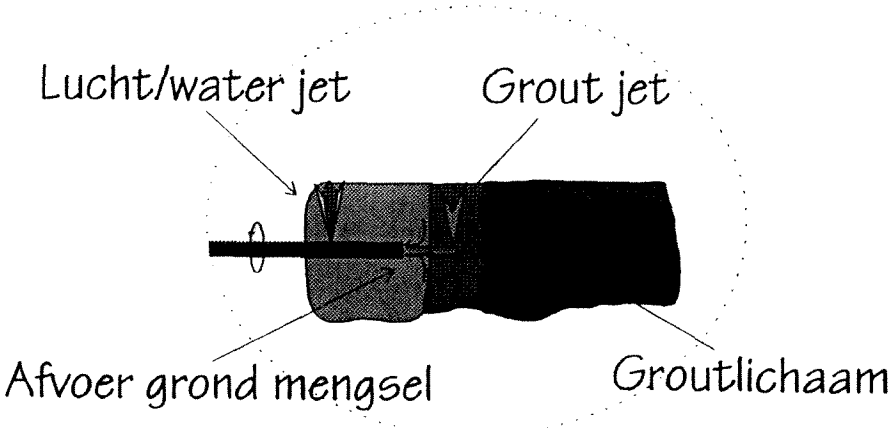
- Uitgraven en afwerken dwarsverbinding
  De drukkamers worden met een deel van de schil afgevoerd en kunnen schoon- en klaargemaakt worden voor de volgende dwarsverbinding. De dwarsverbinding wordt aan de tunnel gekoppeld. De deksel kan vervolgens worden verwijderd. Het water binnen de moot grond moet eerst worden weggepompt, zodat er geen wateroverlast ontstaat. Tijdens het uitgraven van de tunnel wordt een tweede lining geplaatst. Door het gefaseerd uitgraven en plaatsen van de lining wordt de schil direct ondersteund. Zodra de tweede lining volledig in de tunnel is aangebracht kan de tunnel worden afgewerkt.

Groutboog met horizontaal meer-fasen jet-grouten

Het maken van een groutboog is vergelijkbaar met het maken van een verbeterd grondlichaam (d.m.v. de buizenmethode), maar door het gebruik van een meer-fasen jet-grout systeem is de groutboog beter.

Onder horizontaal meer-fasen jet-grouten wordt verstaan: het horizontaal toepassen van 2- en 3- fasen jet-grouten. In tegenstelling tot het 1-fase systeem wordt er bij een meer-fasen systeem grond ontgraven, waarbij er een retourstroom langs de buis ontstaat, waarin de grond afgevoerd wordt. Uit het onderzoek naar grondverbetering is naar voren gekomen, dat bij het gebruik van een meer-fasen systeem een grotere sterkte en een grotere invloedsdiameter bereikt kan worden.

Het controleren van de retourstroom is dus van belang bij het horizontaal jet-grouten met een 2- of 3-fasen systeem. Dit is mogelijk door voor de afvoer van het grond/water mengsel een extra buis te gebruiken, die om de bestaande buis van de groutinjectie valt.

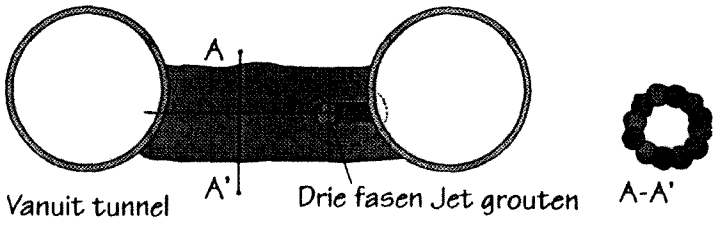


Figuur 4.9 Horizontaal 3-fasen jet-grouten.

De druk van het mengsel is hoog, waardoor het vrij eenvoudig is om dit af te voeren via de buis, door middel van een pomp. Om het draaien van de jet-buis mogelijk te maken zonder dat deze gaat lekken, moet er een speciale constructie rond de buis worden geplaatst die het water keert. Om een waterkerend lichaam te maken kan er bentoniet aan de grout worden toegevoegd, die de waterdichtheid van het groutlichaam verhoogt.

De fasering valt grofweg in drieën uiteen: de plaatsing van een aangepaste lining in de hoofdtunnel, het aanbrengen van groutlichamen en het ontgraven en afwerken van de dwarsverbinding.

Er zal een aangepaste lining geplaatst moeten worden, zodat de buizen voor het jet-grouten door de wand gestoken kunnen worden en er een gat in de lining gemaakt kan worden, ter grootte van het vereiste profiel van vrije ruimte. Het plaatsingsverschil van de aangepaste lining kan voor een deel worden opgenomen door de buizen scheef aan te brengen en voor een deel door de binnendoorsnede van het gemaakte lichaam.



Figuur 4.10 Aanbrengen van de groutlichamen.

Voor het aanbrengen van de groutlichamen worden de buizen in de grond geboord of gespoeld. Vervolgens wordt al trekkend aan de buizen het groutlichaam gevormd. Door dit proces over de gewenste omtrek te herhalen, kan een boog worden verkregen die waterdicht en voldoende sterk is om te ontgraven. De invloedsdiameter kan beïnvloed worden door de treksnelheid en de druk van de jets. De aansluiting van het lichaam op de hoofdtunnel is heel belangrijk. Door het vergroten van de invloedsdiameter bij de tunnel is het mogelijk een goede aansluiting te maken. Door het doorboren van de groutboog kan de aansluiting aan een kant van de dwarsverbinding worden gemaakt door de groutlaag die rond de hoofdtunnel gevormd wordt.

Door een overdruk binnenin het groutlichaam aan te brengen, of water af te tappen, kan worden gecontroleerd of het lichaam waterdicht is. Als dat het geval is kan de deur weggehaald worden. Het lichaam kan ontgraven worden onder normale atmosferische omstandigheden. De kolommen nemen de sterkte van de verbinding voor hun rekening, zodat er geen extra lining nodig is

Opgemerkt moet worden dat de afvoer van de grond bij het meer-fasen systeem zonder problemen moet verlopen. Indien dit verstoord wordt door een verstopping, gaat de retourstroom niet meer gecontroleerd en is de vorming van het groutlichaam niet meer te controleren.

4.4.3 Conclusie nieuwe methoden

Ringmethode

De ringmethode kan gezien worden als een interessante constructiemethode, maar is vanwege de nodige praktische problemen, niet uitgewerkte aspecten en complexe werkwijze, niet geschikt om direct gebruikt te worden. Onder andere het gebruik van folies, het aanbrengen van de trekelementen en het meetrekken van verschillende leidingen zorgt ervoor dat de methode als een complexe gezien kan worden.

Groutboog met horizontaal meer-fasen jet-grouten

De methode van het maken van een groutboog met horizontale meer-fasen jet-grouten kan gezien worden als een praktisch uitvoerbare methode. Het gebruik van een jetgrout techniek is voor wat de waterdichtheid betreft een riskante methode; deze groutboog met horizontaal meer-fasen jet-grouten methode heeft echter een betere kans op een sluitend en waterdicht groutlichaam. Lekken in het lichaam blijven moeilijk op te sporen en te repareren. De aanpassingen in het groutproces zijn echter goed te realiseren.

Inhoudsopgave

SAMENVATTING **67**

1 INLEIDING **68**

2 GRONDVERBETERINGSTECHNIEKEN **69**

2.1 GEOTECHNISCHE CRITERIA 69
2.1.1 Grondsoort *69*
2.1.2 Grondgelaagdheid *69*
2.1.3 Korrelverdeling *69*
2.1.4 Grondstabiliteit en sterkte *69*
2.1.5 Gronddruk/dekking *70*
2.1.6 Grondwaterstroming *70*
2.1.7 Watergehalte (min.) *70*
2.1.8 Waterdruk *71*
2.1.9 Draagkracht van ondergrond *71*
2.1.10 Waterafsluitende lagen *71*
2.1.11 Zoutgehalte *71*
2.1.12 Obstakels in de ondergrond *71*
2.1.13 Toxisch karakter injectiestoffen *72*
2.2 UITVOERINGSTECHNISCHE CRITERIA 73
2.2.1 Toepasbaarheid verticaal *73*
2.2.2 Toepasbaarheid horizontaal *73*
2.2.3 Ruimtegebruik, apparatuur, etc. *73*
2.2.4 Constructietijd *73*
2.2.5 Fasering van grondverbeteringen *73*
2.2.6 Overlast door trillingen en geluid *74*
2.2.7 Flexibiliteit *74*
2.2.8 Nauwkeurigheid bij grondverbetering *74*
2.2.9 Calamiteiten en obstakels *74*
2.2.10 Bouwveiligheid *74*
2.2.11 Doorboorbaarheid van grondlichaam *74*
2.2.12 Belasting op hoofdtunnel *75*
2.2.13 Liningaanpassing hoofdtunnel *75*
2.2.14 Invloed op lining dwv *75*
2.2.15 Aansluiting tunnel/grondlichaam *75*
2.2.16 Doorlatendheid verbeterd lichaam *76*
2.2.17 Verstoring van omliggende grond *76*
2.2.18 Maaiveld zettingen/stijgingen *76*
2.2.19 Grondstabiliteit en sterkte *76*
2.3 VORM EN LIGGING 77
2.3.1 Diepte van dwarsverbinding *77*
2.3.2 Diameter dwarsverbinding *77*
2.3.3 Lengte dwarsverbinding *77*
2.3.4 H.o.h. afstand dwarsverbinding *77*
2.4 ALGEMEEN 78
2.5 CONCLUSIES T.A.V. GRONDVERBETERINGSTECHNIEKEN 79
2.5.1 Vriezen *79*
2.5.2 Jetgrouten *79*
2.5.3 Injecteren *79*
2.5.4 Kalk/cement kolommen *79*

3 CONSTRUCTIEMETHODEN **80**

3.1 GEOTECHNISCHE CRITERIA 80
3.1.1 Grondsoort *80*
3.1.2 Grondgelaagdheid *80*
3.1.3 Waterafsluitende lagen *80*
3.1.4 Grondstabiliteit en sterkte *80*
3.1.5 Gronddruk/dekking *80*
3.1.6 Waterdruk *80*

3.1.7 Grondwaterstroming ... 80
3.1.8 Obstakels in de ondergrond ... 81
3.2 UITVOERINGSTECHNISCHE CRITERIA ... 82
3.2.1 Vriezen ... 82
3.2.2 Jetgrouten ... 82
3.2.3 Injecteren van grout en chem. opl. ... 82
3.2.4 Kalk/cement kolommen ... 82
3.2.5 Overlast door trillingen en geluid ... 82
3.2.6 Ruimtegebruik, apparatuur, etc. ... 82
3.2.7 Hergebruik apparatuur ... 82
3.2.8 Geschiktheid serie werk ... 82
3.2.9 Constructietijd ... 82
3.2.10 Fasering van constructiemethoden ... 82
3.2.11 Flexibiliteit ... 82
3.2.12 Calamiteiten ... 82
3.2.13 Bouwveiligheid ... 82
3.2.14 Doorboring constructie/verbetering ... 83
3.2.15 Grondverbetering, overbruggingsstuk ... 83
3.2.16 Verstoring van omliggende grond ... 83
3.2.17 Grondstabiliteit en sterkte ... 83
3.2.18 Belasting op hoofdtunnel ... 83
3.2.19 Liningaanpassing hoofdtunnel ... 83
3.2.20 Invloed op lining (opbouw) dwv ... 83
3.3 VORM EN LIGGING ... 84
3.3.1 Diepte van dwarsverbinding ... 84
3.3.2 Diameter dwarsverbinding/graaffront ... 84
3.3.3 Lengte dwarsverbinding ... 84
3.4 ALGEMEEN ... 85
3.5 CONCLUSIES T.A.V. CONSTRUCTIEMETHODEN ... 86
3.5.1 Constructiemethode vanaf maaiveld versus vanuit tunnel ... 86
3.5.2 Bouwkuip versus caisson ... 86
3.5.3 Constructiemethoden vanuit een tunnel onderling ... 86

4 UITGEVOERDE PROJECTEN ... 87

4.1 INLEIDING ... 87
4.2 DE KANAALTUNNEL ... 87
4.2.1 Geotechnische criteria ... 87
4.2.2 Uitvoeringstechnische criteria ... 87
4.2.3 Vorm en ligging ... 87
4.2.4 Algemeen ... 88
4.2.5 Conclusie Kanaaltunnel ... 88
4.3 SPOORTUNNEL ONDER DE STOREBÆLT ... 89
4.3.1 Geotechnische criteria ... 89
4.3.2 Uitvoeringstechnische criteria ... 89
4.3.3 Vorm en ligging ... 90
4.3.4 Algemeen ... 90
4.3.5 Conclusie Spoortunnel onder de Storebælt ... 90
4.4 DE WESTERSCHELDETUNNEL ... 91
4.4.1 Geotechnische criteria ... 91
4.4.2 Uitvoeringstechnische criteria ... 91
4.4.3 Vorm en ligging ... 91
4.4.4 Algemeen ... 92
4.4.5 Conclusie Westerscheldetunnel ... 92
4.5 BOTLEKSPOORTUNNEL ... 93
4.5.1 Geotechnische criteria ... 93
4.5.2 Uitvoeringstechnische criteria ... 94
4.5.3 Vorm en ligging ... 94
4.5.4 Algemeen ... 94
4.5.5 Conclusie Botlekspoortunnel ... 94
4.6 4. RÖHRE ELBTUNNEL ... 95
4.6.1 Geotechnische criteria ... 95
4.6.2 Uitvoeringstechnische criteria ... 95

4.6.3 Vorm en ligging 95
4.6.4 Algemeen 95
4.6.5 Conclusie 4. Röhre Elbtunnel 95
4.7 CONCLUSIES T.A.V. UITGEVOERDE PROJECTEN 96

5 DOMINANTE CRITERIA 97

5.1 GEOTECHNISCHE CRITERIA 97
5.1.1 Grondsoort 97
5.1.2 Grondstabiliteit en sterkte 97
5.1.3 Grondgelaagdheid 97
5.1.4 Waterdruk 97
5.1.5 Grondwaterstroming/doorlatendheid 97
5.1.6 Obstakels in de ondergrond 97
5.2 UITVOERINGSTECHNISCHE CRITERIA 98
5.2.1 Gebruik van m.v. 98
5.2.2 Ruimtegebruik, apparatuur, etc. 98
5.2.3 Aantal dwarsverbindingen 98
5.2.4 Flexibiliteit 98
5.2.5 Aansluiting op tunnel 98
5.2.6 Grondstabiliteit en sterkte 98
5.3 SCHEMA 99

Samenvatting

Om tot de meest geschikte grondverbeteringstechniek en constructiemethode te komen voor de dwarsverbindingen van de HSL-Zuid boortunnel, is het ten eerste nodig om al de verschillende technieken en methoden, verzameld en beschreven in de literatuurstudie, onderling te vergelijken.

Het verslag bestaat uit vijf hoofdstukken; onderstaand staan de inhoud en resultaten beschreven.

In hoofdstuk 1, de inleiding, wordt de indeling van het afstudeerwerk in de volgende delen kort beschreven: de inhoud van de Literatuurstudie dwarsverbindingen, criteria t.a.v. grondverbeteringstechnieken en constructiemethoden, de toetsing van de HSL-Zuid boortunnel en de risico beschouwing dwarsverbindingen HSL-Zuid.

De grondverbeteringstechnieken, vriezen, jetgrouten, injecteren van grout en chemische oplossingen en kalk/cement kolommen, worden in hoofdstuk 2 onderling beoordeeld op verschillende criteria, op te delen in geotechnische en uitvoeringstechnische criteria, vorm en ligging van de dwarsverbinding en algemene criteria. Aan de hand van deze onderlinge beoordeling kunnen enkele conclusies getrokken worden.

Hoofdstuk 3 is te vergelijken met hoofdstuk 2, alleen worden de verschillende constructiemethoden hier onderling vergeleken op een aantal criteria. Wederom bestaat de volgorde uit geotechnische criteria, gevolgd door uitvoeringstechnische, vorm en ligging en algemene criteria. Conclusies worden getrokken t.a.v. de methoden vanaf het maaiveld versus vanuit de tunnel, de bouwkuip en het caisson onderling en de methoden onderling die vanuit een tunnel toepasbaar zijn.

De uitgevoerde (en nog uit te voeren) projecten uit de literatuurstudie komen aan bod in hoofdstuk 4. Na op dezelfde punten beoordeeld te zijn als in hoofdstuk 2 en 3, kan de lijst met belangrijke criteria teruggebracht worden tot een kleiner aantal (zie bijlage 3).

De criteria die belangrijk zijn voor de keuze tussen de verschillende grondverbeteringstechnieken en constructiemethoden kunnen in aantal teruggebracht worden tot een 12-tal criteria. Deze staan in hoofdstuk 5 onderverdeeld in geotechnische en uitvoeringstechnische criteria. Alle informatie uit de voorgaande hoofdstukken kan samen met deze dominante criteria in een schema ondergebracht worden. Het schema geeft aan welke vragen gesteld moeten worden, welke keuzen gemaakt moeten worden en wanneer welke criteria bepalend zijn om tot de beste techniek en methode te komen voor het verbeteren van de grond en het construeren van de dwarsverbinding.

1 Inleiding

Om tot de meest geschikte grondverbeteringstechniek en constructiemethode te komen voor de dwarsverbindingen van de HSL-Zuid boortunnel, is het ten eerste nodig om al deze verschillende technieken en methoden onderling te vergelijken.

In de volgende hoofdstukken worden de grond- verbeteringstechnieken en constructiemethoden onderling en ten opzichte van elkaar aan de hand van criteria getoetst. Er kunnen na deze onderlinge vergelijking enkele conclusies getrokken worden, ten aanzien van wat wel en wat niet mogelijk is, waar er problemen optreden, etc. (Hoofdstukken 2 en 3)

De criteria waaraan men zowel de technieken als de methoden kan toetsen zijn teveel om een goed overzicht te kunnen aanhouden. Door naar de vijf soorten dwarsverbindingen in de tunnels uit de literatuurstudie te kijken en daar de meest belangrijke criteria uit te halen, is het aantal criteria terug te brengen tot een werkbaar aantal. (Hoofdstuk 4)

Bij de 'dominante' criteria is voor zover mogelijk geprobeerd om deze om te zetten in duidelijk (meetbare en werkbare) begrippen. Deze criteria en begrippen komen bij het schema, waarmee tot een geschikte keuze t.a.v. grondverbeteringstechniek en constructiemethode kan worden gekomen, terug en helpen bij het nemen van verschillende keuzen. (Hoofdstuk 5)

Opgemerkt dient te worden dat pas tot de meest geschikte oplossing kan worden gekomen, wanneer de randvoorwaarden en uitgangspunten van een specifiek project bekend zijn. Zij zijn namelijk samen met de criteria, die hierboven staan beschreven, bepalend voor de weging (waardering) van die criteria en dus de uiteindelijke keuze. Dit is de reden dat hier niet al geprobeerd wordt om (met bijvoorbeeld via een multi criteria evaluatie) tot één optimaal dwarsverbinding ontwerp te komen.

2 Grondverbeteringstechnieken

Een score kan van ++ tot - - variëren. Een ++ score houdt in dat het criterium nagenoeg geen invloed heeft op de techniek of methode en dus geen problemen zal geven; de techniek of methode zal dan beter toepasbaar zijn. Wanneer een techniek of methode bij een toetsingscriterium een - - scoort, kan verwacht worden dat de techniek of methode bijzonder afhankelijk is van het desbetreffende criteria en waarschijnlijk moeilijkheden en/of problemen zal veroorzaken.

2.1 Geotechnische criteria

2.1.1 Grondsoort

Bij het verbeteren van grond d.m.v. vriezen is de grondsoort op nagenoeg het hele proces van invloed. Tijdens het bevriezen van het aanwezige grondwater is de grondsoort bepalend voor de vriessnelheid en gedurende het graafproces voor de sterkte en stabiliteit van het ijsmassief.

Het jetgroutproces is door het versnijden, het (gedeeltelijk) afvoeren van de grond en het kunnen injecteren van een verhardende specie afhankelijk van de grondsoort. Door het al dan niet gedeeltelijk afvoeren, of geheel afvoeren van grond is deze techniek minder afhankelijk van de grondsoort dan de overige.

Injectie van grout zorgt voor een herstructurering van de ondergrond door het veroorzaken van scheuren of het verdringen van grond en is daardoor in mindere mate van de grondsoort afhankelijk. Bij het injecteren van chemische oplossingen blijft de oorspronkelijke korrelstructuur ongewijzigd en worden alleen de poriën gevuld met een verhardende injectievloeistof. Bij deze laatste manier van injecteren is de grondsoort uiteraard wel van belang.

Bij het construeren van kalk/cement kolommen wordt de ondergrond (eigenlijk alleen toegepast bij cohesieve gronden) gemengd met kalk en/of cement. De grondsoort is in belangrijke mate bepalend voor het te gebruiken kalk en/of cement mengsel en de te bereiken kolomsterkte. (Kleigehalte van minimaal 20% vereist)

2.1.2 Grondgelaagdheid

Een gelaagde grondopbouw is sterk van invloed op de uiteindelijke vorm en het vriesproces. Door verschillen in de watergehalten, korrelgrootten, etc. kan een grillig gevormd vrieslichaam ontstaan.

Het (gedeeltelijk) afvoeren van grond bij het jetgroutproces zorgt voor een menging van de ondergrond en een vermindering van het gelaagdheid van de ondergrond.

Bij het injecteren van grout en chemische oplossingen onder hoge druk zullen de vloeistoffen de weg van de minste weerstand volgen. De scheidingsvlakken tussen de verschillende grondlagen en eventuele zwakkere lagen kunnen als 'lekweg' dienen en zorgen voor een onregelmatig gevormd grondlichaam .

Mengbladen zorgen bij het aanbrengen van de kalk/cement kolommen voor een goede menging van de ondergrond. Door het aanpassen van het kalk/cement mengsel en het gebruik van overlappende mixers kan de invloed van verschillende grondlagen verder teruggebracht worden.

2.1.3 Korrelverdeling

De toepasbaarheid van het vriezen berust op het aanwezig zijn van water tussen de grondkorrels. Het bevriezen van het grondwater wordt sterk bemoeilijkt door het aanwezig zijn van capillairen, fijn materiaal tussen de grovere korrels, etc. Een hoge pakkingsgraad en een brede spreiding in de korrelverdeling zorgen voor een minder sterk en stabiel vrieslichaam.

Het mengproces (versnijden van de grond) en het (gedeeltelijk) afvoeren van de grond bij het jetgroutproces zorgen ervoor dat de korrelverdeling, pakkingsgraad, poriënvolume, capillairen, etc. minder belangrijk zijn.

De herstructurering van de ondergrond door het veroorzaken van scheuren of het verdringen van grond bij de injectie van grout wordt niet belemmerd door de korrelverdeling, poriënvolume, etc. Injectie van chemische oplossingen is daarentegen alleen mogelijk bij voldoende grondwater in de poriën.

Het aanbrengen van kalk/cement kolommen is op dit punt vergelijkbaar met het jetgroutproces.

2.1.4 Grondstabiliteit en sterkte

De grondstabiliteit en sterkte is voor het verbeteren van de grond d.m.v. de vriestechniek nagenoeg niet van invloed. Bij cohesieve gronden kan er door het uitzetten van de grond, als gevolg van het niet wegstromen

van grondwater voor het ijsfront uit, een extra spanning ontstaan. In gronden met een hoge pakkingsgraad en/of 'cohesief karakter' moet met deze spanningen rekening worden gehouden.

Bij het jetgroutproces wordt de grond versneden. In dicht gepakte en sterke grondlagen is de uiteindelijk bereikte kolomdiameter sterk afhankelijk van de oorspronkelijke grondsterkte. Wanneer er weinig grond wordt afgevoerd kan net als bij de vriestechniek een extra spanning in de grond worden gebracht door het onder hoge druk injecteren van grout. Rekening moet gehouden worden met eventuele maaiveldrijzing, indien het grout niet (gedeeltelijk) kan wegstromen door de hoge pakkingsgraad.

Bij het injecteren van grout in dicht gepakte en sterke grondlagen moet men net als bij het jetgroutproces rekening houden met eventuele maaiveldrijzingen.

Het injecteren van een kalk- en/of cementmengsel moet onder voldoende druk gebeuren. Door het niet onder druk houden van het injectiemengsel kan, bij het trekken van de buizen en mengbladen, plaatselijk een instabiele situatie ontstaan.

2.1.5 Gronddruk/dekking

Op het vriesproces is de gronddruk/dekking weinig van invloed, afgezien van een minder constante omgevingstemperatuur bij een ondiep gelegen grondlichaam t.o.v. een diep gelegen grondlichaam.

Langs de injectielans kan bij het jetgroutproces een lekweg ontstaan naar het maaiveld. Monitoring en aanpassing aan de diepte van de drukken in de lucht-, water- en groutstralen zijn noodzakelijk.

Een geringe gronddekking kan bij het onder hoge druk injecteren van grout resulteren in een lekweg naar het maaiveld.

Op het maken van kalk/cement kolommen is de gronddruk/dekking weinig van invloed, mede omdat deze eigelijk altijd vanaf het maaiveld worden aangelegd.

2.1.6 Grondwaterstroming

Het vriesproces is bijzonder afhankelijk van de grondwaterstroming. Er wordt gesteld dat, bij een (kwel) stroming van meer dan 2 meter per dag, het niet meer mogelijk is om de grond te bevriezen, zonder het nemen van grondwater reducerende maatregelen. Grondwaterstroming kan daarnaast zorgen voor een onregelmatig gevormd vrieslichaam en in geval van scheuren in het vrieslichaam kan er plaatselijk een lekweg optreden waar door de stroming het ijsfront zich niet meer kan sluiten. Bij slecht doorlatende grond kan er, door het niet afstromen van water voor het ijsfront uit, een aanzienlijke volumevergroting optreden.

De mate van grondwaterstroming is op het jetgroutproces weinig van invloed. Het geïnjecteerde grout moet uiteraard wel kunnen uitharden zonder weggespoeld te worden.

Bij het toepassen van langzaam uithardende chemische oplossingen moet er een voldoende lage grondwaterstroming zijn, opdat de oplossingen niet verplaatsen vóór het uitharden.

De mate van grondwaterstroming is, net als bij het jetgroutproces, op het construeren van kalk/cement kolommen weinig van invloed.

2.1.7 Watergehalte (min.)

In de literatuur wordt voor de minimale hoeveelheid water in de ondergrond een percentage van 8% genoemd. Aangezien het vrieslichaam zijn sterkte en stabiliteit haalt uit de binding van het bevroren water en de korrels is het niet mogelijk om onder die 8% grondwater bijvoorbeeld met een open front te ontgraven.

De hoeveelheid water die van nature aanwezig is in de grond is bij het jetgroutproces niet bijzonder van invloed omdat, door het veranderen van de watercement-factor (WC), het groutmengsel aan te passen valt. Het watergehalte is in die zin een belangrijk gegeven, dat het voor aanvang van het proces goed bekend moet zijn.

De mengselsamenstelling bij het injecteren van grout kan net als bij het jetgrouten aangepast worden. De werking van de nodige chemische stoffen berust echter vaak op de aanwezigheid van water en is daardoor dus wel afhankelijk van het watergehalte.

De werking van kalk/cement kolommen berust vaak op de binding van vrij water, samenklontering en reacties tussen water, klei en kalk. De werking kan in beperkte mate gestuurd worden door het toevoegen van o.a. cement, gips, vliegas en bentoniet.

2.1.8 Waterdruk

De aanwezige waterdruk is op het vriesproces weinig van invloed.

De drukken van de lucht-, water- en groutstralen zijn direct afhankelijk van de waterdruk ter plekke van de openingen.

De drukken bij het injecteren van zowel grout als chemische oplossingen hangen direct af van de waterdruk ter plekke van de injectieopening.

De heersende waterdruk aan het einde van de buis met mengblad is bij het construeren van kalk/cement kolommen van belang indien er, bijvoorbeeld met behulp van luchtdruk, kalk in de grond wordt gebracht.

2.1.9 Draagkracht van ondergrond

De grondsamenstelling van onbevroren en bevroren grond verschilt weinig; de draagkracht van de grond is daardoor voor deze grondverbeteringstechniek weinig van belang.

Vervangen van grond door een grond-groutmengsel zorgt voor een verandering van volumieke massa. Draagkracht van de grond moet voldoende zijn om het grond-groutmengsel te dragen.

Injectie van chemische oplossingen zorgt voor zeer kleine veranderingen van de volumieke massa, aangezien alleen de poriën gevuld worden. Injectie van grout (verdringing van grond) zorgt daarentegen wel voor een verandering in de volumieke massa en moet door de ondergrond gedragen kunnen worden.

Het construeren van kalk/cement kolommen is vergelijkbaar met het jetgroutproces, voor wat betreft dit criteria.

2.1.10 Waterafsluitende lagen

In waterafsluitende lagen gaat de ontwikkeling van het vrieslichaam langzamer en kan er door het niet kunnen afstromen van vrij water een verschillende (t.o.v. de aansluitende grondlagen) volumevergroting optreden.

Door het versnijden en (gedeeltelijk) afvoeren van de losgesneden grond (de grondeigenschappen worden sterk veranderd) is het waterafsluitende karakter van de oorspronkelijke ondergrond slechts weinig van invloed op het jetgroutproces.

Injectie van grout, eigenlijk het verdringen van grond, wordt niet beïnvloed door het waterafsluitende karakter van de ondergrond. Injectie van chemische oplossingen in de poriën tussen de grondkorrels is echter niet mogelijk in waterafsluitende lagen.

Cohesieve en waterafsluitende grondlagen zijn met name geschikt voor het vervaardigen van kalk/cement kolommen door de optredende reacties.

2.1.11 Zoutgehalte

Het zoutgehalte is op het vriesproces van uitermate groot belang. Het aanwezig zijn van zout (en ook capillairen) is de oorzaak van de aanwezigheid van vrij water onder het vriespunt. Het vrije water resulteert uiteindelijk in een lagere draagkracht van het grondlichaam. In grond met een bepaald zoutgehalte kan bovendien nog een extra verschijnsel optreden. Bij het bevriezen van het grondwater kan afhankelijk van de grondsoort het zout worden uitgedreven. Hierdoor ontstaat ijs met een relatief laag zoutgehalte, terwijl het overgebleven water een steeds hoger zoutgehalte krijgt. Dit hogere zoutgehalte zorgt op zijn beurt weer voor een steeds lastiger te bevriezen hoeveelheid water door het dalende vriespunt.

Net als bij de waterafsluitende lagen is, door het grotendeels vervangen van de grond door een jetgroutlichaam, het zoutgehalte van weinig invloed op het proces.

Voor het uithardingsproces van geïnjecteerd grout is, door de verdringing van de grond, het zoutgehalte niet belangrijk. Het werkgebied, van het injecteren van chemische oplossingen, wordt echter wel sterk verkleind door de aanwezigheid van zout, via de optredende chemische processen.

Uit het met succes toepassen van kalk/cement kolommen in een havenbekken kan geconcludeerd worden dat het zoutgehalte van weinig invloed is op de optredende reacties en het constructieproces.

2.1.12 Obstakels in de ondergrond

Paalfunderingen, leidingen, scheuren, blindgangers, stenen, insluitsels van (kleine) grondpakketten, etc. kunnen in het vrieslichaam opgenomen worden, zolang de temperatuur aan de andere kant van het obstakel voldoende laag is om het grondwater te bevriezen.

Het versnijden en (gedeeltelijk) afvoeren van grond met allerlei onregelmatigheden is sterk afhankelijk van het soort onregelmatigheden. Gesteld kan worden dat er bij paalfunderingen, stenen, leidingen, etc. bijna onoverkoombare problemen optreden.

In tegenstelling tot het vriezen is het bij het injecteren van chemische oplossingen vaak niet mogelijk om achter obstakels te komen met de injectievloeistof. Het verdringen van de grond bij injectie van grout is enigszins mogelijk bij obstakels met een kleine afmeting. De lichamen zijn in dit geval vaak grillig van vorm.

Bij het mengen van de grond, bij het maken van kalk/cement kolommen, kunnen kleine obstakels 'meegemengd' worden. Paalfunderingen, leidingen, grote stenen, etc. maken deze manier van grondverbetering echter zo goed als onmogelijk.

2.1.13 Toxisch karakter injectiestoffen

Bij het vriesproces is dit criterium niet van toepassing.

Het geïnjecteerde grout is ten aanzien van het milieu nagenoeg niet schadelijk.

Het toepassen van stoffen als polymeren, harsen, bitumen, etc. kan zeer schadelijk zijn voor het milieu als deze, voordat ze geheel zijn uitgehard, door de grondwaterstroming worden meegevoerd.

Niet de kalk en het cement zijn in dit geval schadelijk, als wel de toevoegingen. Vliegas, gips en bentoniet worden meegemengd in het in te brengen mengsel.

2.2 Uitvoeringstechnische criteria

2.2.1 Toepasbaarheid verticaal

Onnauwkeurigheden bij het plaatsen van de vrieslansen zijn bijvoorbeeld door het verlengen van de vriesduur op te vangen. Het sluiten van het vrieslichaam is daardoor in mindere mate afhankelijk van de plaatsingsnauwkeurigheid.

Bij het jetgrouten op grotere diepte is door de onnauwkeurigheid bij het plaatsen van de lansen een steeds grotere overlapping van de kolommen nodig om een sluitend lichaam te krijgen.

Injectie van grout en chemische oplossingen moet bij een toenemende diepte met een steeds kleinere h.o.h. afstand. Het sluitend krijgen van het injectielichaam, is door het kunnen variëren van de drukken en de injectietijd, nog steeds mogelijk.

Kalk/cement kolommen worden, net als bij het jetgrouten, bij grotere diepten steeds dichter naast elkaar aangebracht. Er wordt als het ware een kolom in een kolom gemaakt, met een steeds groter materiaalverlies.

2.2.2 Toepasbaarheid horizontaal

Het vriesproces is horizontaal goed uitvoerbaar. Aanpassingen aan de koudedrager en apparatuur zijn niet nodig.

Het voornaamste probleem bij het horizontaal jetgrouten is de retourstroom, zowel grout als grond, welke door de diepte onder een grote druk kan staan. Daarnaast moet er in de tunnel een voorziening zijn voor het opvangen van het grond/grout mengsel.

Door de hoge injectiedrukken (en het ontbreken van de hydrostatische drukverdeling) kan een retourstroom langs de injectielans op gang komen.

De graafapparatuur moet horizontaal in stelling worden gebracht en er moet rekening gehouden worden met het opvangen en transporteren van de grond die vrij komt.

2.2.3 Ruimtegebruik, apparatuur, etc.

De installaties bij het vriesproces bestaan uit de persinstallatie voor de lansen en de koelinstallatie of opslag van vloeibaar stikstof. In een tunnel kan dezelfde installatie, afhankelijk van de h.o.h. afstand, voor meerdere dwarsverbindingen ingezet worden en moet de persinstallatie geschikt zijn voor het gebruik van deelbare lansen. Door het ruimtegebruik in de tunnel en het eventueel gebruik maken van een spoor kunnen er logistieke problemen ontstaan bij het boorproces van de hoofdtunnel.

Het jetgroutproces en het injectieproces is vergelijkbaar met het vriesproces. Er dient een menginstallatie, i.p.v. een koel- of opslaginstallatie, aanwezig te zijn en op de lansen moet een voorziening aanwezig zijn die een retourstroom kan verhinderen.

Voor het construeren van kalk/cement kolommen, m.b.v. een avegaar of mengblad, is het nodig dat de installatie naast het persen ook een roterende beweging kan maken.

2.2.4 Constructietijd

De tijd die nodig is om een vrieslichaam te maken is sterk afhankelijk van de te gebruiken koudedrager. Een vrieslichaam gemaakt met behulp van stikstof kan zijn uiteindelijke grootte bereiken in 2 tot 5 dagen, bij een zoutoplossing als koudedrager kan dit al snel 4 tot 8 weken duren.

Het jetgroutproces, injecteren van grout en chemische oplossingen en het maken van kalk/cement kolommen zijn, voor wat betreft de constructietijd, sterk afhankelijk van de diepte en de grondsoort. Vergeleken met het vriezen kan gesteld worden dat er minder tijd voor nodig is. Bij het maken van verschillende verbeteringen vlak naast elkaar (overlappend) moet er een bepaalde verharding zijn opgetreden, voordat de naastliggende verbetering uitgevoerd kan worden.

2.2.5 Fasering van grondverbeteringen

Een vrieslichaam kan alleen in stand worden gehouden door na de ontwikkeling van het lichaam de apparatuur aansluitend door te laten werken totdat het lichaam niet meer nodig is. Veelal betekent dit dat er tot het einde van het graafproces gevroren moet worden. De benodigde energie voor het in stand houden is lager dan nodig is voor de ontwikkeling van het lichaam.

Bij het jetgroutproces, injecteren van grout en chemische oplossingen en het maken van kalk/cement kolommen zijn er meer mogelijkheden m.b.t. de fasering. Aanbrengen van de grondverbetering kan geruime tijd voor het ontgraven van de dwarsverbinding. Bepaalde chemische oplossingen kunnen bij een grote grondwaterstroming na verloop van tijd uitgespoeld worden.

2.2.6 Overlast door trillingen en geluid

Het aanbrengen van vrieslansen door middel van spoelboren reduceert overlast door trillingen en geluid. Het rondpompen en/of het laten verdampen in de grond van de koudedrager gebeurt zeer geluids- en trillingsarm.

Jetgrouten en het injecteren van grout kunnen, door de hoge drukken die worden gebruikt, de nodige trillingen in de grond veroorzaken.

Het maken van kalk/cement kolommen gaat door de roterende beweging van de avegaar gepaard met veel trillingen en geluid.

2.2.7 Flexibiliteit

Aanbrengen van vrieslansen en het vriezen zelf is door de geringe grondverstoring flexibel. Er dient altijd rekening gehouden te worden met een volume vergroting van de grond.

Jetgrouten en het injecteren van grout zijn door de hoge drukken en de optredende wijzigingen in de grondstructuur minder flexibel toepasbaar dan het vriesproces. Maaiveldrijzingen en retourstromen kunnen optreden bij het injecteren op geringe diepte.

Het werken met mixers, mengbladen en avegaren is weinig flexibel door de diameters , die variëren van 0.5 tot 1.8 meter.

2.2.8 Nauwkeurigheid bij grondverbetering

De nauwkeurigheid bij het aanbrengen van de grondverbetering is bij het vriezen voornamelijk afhankelijk van de grondwaterstroming. Het vrieslichaam is gemiddeld kleiner ter plaatse van een grote grondwaterstroming en de vorm strekt zich uit in de richting van de stroming.

De mate van nauwkeurigheid van het plaatsen van de lansen en avegaar zijn bepalend bij het jetgroutproces, injecteren van grout en chemische oplossingen en het maken van kalk/cement kolommen. Daarnaast kunnen de injectiemiddelen op een andere locatie uitharden doordat de vloeistoffen zich langs bijvoorbeeld een breukvlak verplaatsen.

2.2.9 Calamiteiten en obstakels

Er kunnen zich onverwachte situaties voordoen bij het ontgraven in een vrieslichaam. Te denken valt aan een graaffrontinstabiliteit (instorting en grondwateruitstroming) en ingesloten obstakels. Het plaatselijk, op kleine schaal, verder vriezen is o.a. door de benodigde tijd geen goed alternatief.

Het oplossen van calamiteiten en obstakels door het gebruik van het jetgroutproces is minder geschikt door het eerst versnijden van de bestaande grondstructuur.

Het injecteren is wat betreft dit criterium een goede oplossing. Door het zeer plaatselijk en gericht injecteren van zowel grout als chemische oplossingen kan de grondstabiliteit worden hersteld en de grondwaterstroming worden gereduceerd.

Het verhelpen van grondinstabiliteiten en grondwaterstromingen is door het aanbrengen van kalk/cement kolommen niet mogelijk o.a. doordat de reacties, die voor de stabiliteit en waterdichtheid zorgen, enige tijd duren.

2.2.10 Bouwveiligheid

Het is moeilijk om iets te zeggen over de veiligheid van de verschillende grondverbeteringstechnieken. Bij de drie technieken die materialen en vloeistoffen injecteren gebeurt dit onder hoge drukken, met alle bijbehorende gevaren. De vriestechniek maakt gebruik van (extreem) koude vloeistoffen, die bij een lekkage voor andere maar niet minder gevaarlijke situaties zorgen.

2.2.11 Doorboorbaarheid van grondlichaam

De doorboorbaarheid van een bevroren grondmassief is sterk afhankelijk van de grondsterkte, die op zijn beurt weer sterk afhankelijk is van de temperatuur. Afgezien van de sterkte is het doorboren van een bevroren grondmassief bij voorbaat al geen optie, gezien de aanwezige en benodigde vrieslansen.

De sterkte van een jetgroutmassief en een met grout geïnjecteerd grondlichaam wordt voornamelijk bepaald door het cementgehalte. De sterkte van de lichamen zijn zodanig aan te passen dat ze goed doorboorbaar zijn.

Injectie van chemische oplossingen zorgt voor een betere stabiliteit en waterdichtheid en in mindere mate voor een vergroting van de sterkte. Doorboren met een TBM zorgt dan ook niet voor problemen.

De doorboorbaarheid van kalk/cement kolommen ligt enigszins tussen die van grout en chemische oplossingen in.

2.2.12 Belasting op hoofdtunnel

De overgang van water naar ijs geeft een volumevergroting van ongeveer 10%. Aangezien alleen het water (en niet de korrels) uitzet, moet met een kleinere uitzetting rekening gehouden worden. Literatuuronderzoek wijst uit dat zowel in radiale als in de lengterichting (gezien in de richting waarin de vrieslans wordt ingebracht) de volumevergroting werkzaam is.

Drukken die kunnen oplopen tot 60 Mpa, treden op bij het jetgrouten en het injecteren van grout. Door het aanbrengen van extra grondspanningen kan verwacht worden dat de hoofdtunnel belast wordt.

Bij het injecteren van chemische oplossingen worden drukken tot 7 Mpa toegepast, aangezien men de oorspronkelijke korrelstructuur ongewijzigd wil laten. De belasting is in dit geval minder dan bij het jetgrouten.

Grotendeels onbekend is de luchtdruk die men bij het maken van kolommen gebruikt. Waarschijnlijk ligt deze in de buurt van de druk bij het injecteren van chemische oplossingen. Belangrijker is echter de volumevergroting die daarna optreedt, bij de binding van vrij water.

2.2.13 Liningaanpassing hoofdtunnel

Het vriezen, jetgrouten en injecteren gebeurt met min of meer dezelfde soort lansdiameters (orde diameter boorgaten in tunnellining is 100 à 150 mm). Het creëren van doorboorbare plaatsen (i.v.m. wapening en segmentranden) en het waterdicht maken van de boorgaten (moffen) is vanwege de kleine diameter goed mogelijk.

Het maken van kalk/cement kolommen vanuit een tunnel is wat dit punt betreft zo goed als onmogelijk. Het maken van meerdere openingen naast elkaar met een grote diameter zorgt voor onoverkoombare problemen; de openingen kunnen niet (waterdicht) in de tunnellining gemaakt worden en de krachtswerking in de hoofdtunnellining wordt bijzonder moeilijk.

2.2.14 Invloed op lining dwv

Het bevroren grondmassief zal zijn waterdichtheid verliezen na beëindiging van het vriesproces. Het is noodzakelijk om naast de betonnen of stalen lining een vliesconstructie toe te passen, indien de lining niet of onvoldoende waterdicht is. Het vriezen heeft geen invloed op het plaatsen van de lining; zowel segmenten als spuitbeton kunnen direct tegen de bevroren wand aangebracht worden.

Een waterdicht grondmassief is met het jetgroutproces moeilijk te maken. Obstakels in de grond en onnauwkeurigheid bij het jetgrouten zorgen voor holtes en scheuren, waardoor grondwaterstroming mogelijk is. De toe te passen lining zal zelf of door middel van een vliesconstructie waterdicht moeten zijn. Het vergrouten van het grondlichaam zorgt voor een aanzienlijke toename in strekte en stabiliteit. De toenamen in sterkte en stabiliteit worden niet altijd in de ontwerpberekeningen meegenomen, door onzekerheden over grondcondities en uitvoering .

Het injecteren zorgt voor een vermindering van de doorlatendheid van de grond en een toename van de schuifweerstand. De duur van de werking van de geïnjecteerde stoffen is echter sterk afhankelijk van de gebruikte stoffen. Het gunstige effect van de grondverbetering kan echter door alle bij het proces horende onzekerheden niet in de ontwerpberekeningen worden meegenomen. Een waterdichte en voldoende sterke lining zal daarom ook bij deze soort grondverbetering op de oorspronkelijke grondomstandigheden worden berekend (of na het toepassen van hoge veiligheidsfactoren).

De constructie en dimensionering van de lining bij het toepassen van kalk/cement kolommen is vergelijkbaar met het jetgroutproces.

2.2.15 Aansluiting tunnel/grondlichaam

Een vrieslichaam kan, zowel bij het vriezen vanaf maaiveld als vanuit een tunnel, zeer goed aansluiten op een al aanwezige tunnel. Het vrieslichaam groeit bij het voldoende lang doorvriezen tot aan de buitenkant van de tunnel door en is daardoor waterdicht.

Het jetgroutproces en het injecteren van grout en chemische oplossingen is mogelijk vanaf het maaiveld en vanuit de tunnel. Er kan door het beperkte aantal injectieopeningen en door grondonregelmatigheden een niet goed aansluitend grondmassief worden verkregen; grondwaterstroming kan optreden tussen de hoofdtunnellining en het massief. Bij het toepassen van bovenstaande technieken vanaf maaiveld is de kans op lekkages door de onnauwkeurigheden bij het inbrengen van de lansen en de geometrie van de tunnel behoorlijk groot.

Door het gebruik van avegaren en mengbladen is het nodig om een zekere afstand tot een bestaande tunnel te houden. Het kalk/cement mengsel beweegt zich niet door de grond heen, een goede waterdichte aansluiting zal er niet ontstaan.

2.2.16 Doorlatendheid verbeterd lichaam

De doorlatendheid van een bevroren grondmassief is nagenoeg nihil.

De doorlatendheid na het jetgroutproces en het injecteren van grout en chemische oplossingen wordt bepaald door de grondomstandigheden (obstakels, scheuren, grondpakketjes, etc.) en de werkomstandigheden (aantal injectieopeningen, nauwkeurigheid, monitoring, etc.). Een goede aansluiting tussen de verschillende jetgroutkolommen en geïnjecteerde lichamen is belangrijker dan de doorlatendheid van de kolommen en geïnjecteerde lichamen zelf.

De doorlatendheid van een kalk/cement kolom is vergelijkbaar met een jetgroutkolom. De doorlatendheid van een massief, opgebouwd uit meerdere kolommen, is echter een stuk hoger.

2.2.17 Verstoring van omliggende grond

Bij het vriesproces zorgt de uitzetting, door het overgaan van water naar ijs, bij cohesieve gronden voor een extra spanning in de grond. Het is mogelijk dat er na het bevriezen en ontdooien zich in de grond een definitieve verandering van de sterkte eigenschappen heeft voorgedaan. De gevolgen van verweking (verbreken van verbindingen in de klei en ontstaan microscheuren) zijn grotendeels nog onbekend. Door het uitdrijven van zout, zal het grondwater rond het vrieslichaam tijdelijk een hoger zoutgehalte hebben.

Bij het injecteren en jetgrouten worden, door de hoge drukken, extra spanning in de grond aangebracht. Rond het verbeterde grondlichaam zal de grond een hoge pakkingsgraad hebben.

Bij een niet nauwkeurige uitvoering en monitoring bij het maken van kolommen van kalk en cement (o.a. het ontgraven van meer grond dan het injecteren van vervangende materialen) bestaat het gevaar voor het ontspannen en zetten van de grond direct naast de verbetering.

2.2.18 Maaiveld zettingen/stijgingen

Door het vriezen kan een (tijdelijke) maaiveldstijging optreden. Eventueel treedt er een zetting op na het ontdooien (verweking) van de grond.

Maaiveldstijgingen als gevolg van het jetgrouten zijn kleiner dan bij het injecteren van grout en chemische oplossingen. De retourstroom langs de lans zorgt voor de afvoer van grond en vermindering van extra grondspanningen.

Bij een goede monitoring van het geïnjecteerde kalk en cement kunnen de kolommen met een geringe maaiveldverandering aangebracht worden.

2.2.19 Grondstabiliteit en sterkte

Onderstaand staan, voor zover bekend, waarden voor de sterkte van de verbeterde grond. De stabiliteit, schuifsterkte, is veelal niet bekend, of varieert teveel met verschillende parameters.

De sterkte van een bevroren grondlichaam is afhankelijk van de temperatuur, grondsoort, watergehalte, etc. Het bereik loopt van 2 tot meer dan 60 Mpa.

De sterkte van de jetgroutkolom is voornamelijk afhankelijk van de watercementfactor. Het bereik loopt van 0.5 tot meer dan 10 Mpa.

De sterkte van een geïnjecteerd massief is bij het gebruik van bijvoorbeeld microfijn cement maximaal 5 Mpa en ligt bij waterglas tussen de 2 en 7Mpa.

Sterkte bij de kalk/cement kolommen wordt bepaald door het watergehalte en korrelgrootte van de ondergrond. Het bereik loopt van10 tot 200 Kpa.

2.3 Vorm en ligging

Bij deze vier criteria (diepte, diameter, lengte en h.o.h. afstand van de dwarsverbinding) worden de grondverbeteringstechnieken onderling vergeleken bij steeds grotere diepte, diameter, lengte en h.o.h. afstand.

2.3.1 Diepte van dwarsverbinding

Het vriesproces is afhankelijk van de diepte, waarop de dwarsverbinding wordt aangelegd, door de grotere plaatsingsafwijking van de vrieslansen. Het directe gevolg daarvan zou een niet gesloten vrieslichaam of langere benodigde vriestijden kunnen zijn.

Het jetgroutproces is op groter diepte, net als het vriezen, door de plaatsingsafwijking van de injectielansen onnauwkeuriger. Daarnaast zijn de benodigde drukken groter en is, bij het horizontaal toepassen van deze techniek, er meer kans op een oncontroleerbare retourstroom.

Het injecteren van zowel grout als chemische oplossingen is bij dit criterium vergelijkbaar met het jetgrouten.

Door de plaatsingsonnauwkeurigheid van de lansen moeten de kolommen met een kleinere h.o.h. afstand worden aangelegd. Als gevolg van de kleinere h.o.h. afstand wordt er eigenlijk iedere keer 'een kolom in een kolom' gemaakt en heeft men te maken met een groot materiaalverlies.

2.3.2 Diameter dwarsverbinding

Bij een grotere diameter en dus ook een grotere omtrek kan er bij het vriezen onderscheid gemaakt worden tussen het inzetten van meer lansen (en dus ook meer openingen in de tunnellining) en het langer laten doorvriezen, zodat de lichamen elkaar overlappen. Beide oplossingen maken het vriezen echter minder geschikt bij het toepassen bij grotere diameters.

Het jetgroutproces is enigszins vergelijkbaar met het vriezen. Bij het horizontaal toepassen kan er niet gemakkelijk een grotere diameter van de groutkolom verkregen worden, zonder problemen te krijgen met een ongewenste retourstroom.

Voornaamste problemen bij het injecteren van een groter grondlichaam komen door het vaker moeten aanbrengen van de lansen en/of het onder hogere druk moeten injecteren. Bij het gebruik van hogere drukken bestaat gevaar voor maaiveld stijgingen en lekwegen , bijvoorbeeld langs de lansen.

Kalk/cement kolommen (eigenlijk alleen maar toepasbaar vanaf het maaiveld) kunnen ondanks problemen, zoals beschreven bij 2.3.1, naast elkaar en over een grotere diepte worden aangebracht, zodat een lichaam ontstaat, waarin een grotere diameter dwarsverbinding aangelegd kan worden.

2.3.3 Lengte dwarsverbinding

Het temperatuursverloop en de ontwikkeling van een vrieslichaam langs een lans is niet gelijkmatig (zie de literatuurstudie). Aangezien er bij langere dwarsverbindingen ook langere lansen worden gebruikt moet er meer met dit verschijnsel rekening gehouden worden (eventueel vriezen vanuit de twee tunnels).

Het jetgroutproces heeft bij een langere lans minder kans op een ongewenste retourstroom (verder van de injectieopening af) en kunnen er hogere drukken toegepast worden. (De hogere drukken mogen uiteraard geen effect hebben op de tegenoverliggende tunnel.)

Het injecteren en het maken van kalk/cement kolommen is vergelijkbaar met het jetgroutproces en 2.3.2.

2.3.4 H.o.h. afstand dwarsverbinding

Bij een grote h.o.h. afstand van de dwarsverbindingen is het gebruik van één vriesinstallatie voor meerdere locaties niet meer mogelijk. Aangezien deze installaties gedurende een langere tijd nodig zijn, resulteert dit in hoge kosten voor wat betreft het materieel.

Het materieel dat nodig is voor het jetgrouten en injecteren van diverse materialen kan, door de benodigde tijd voor het installeren en injecteren, redelijk snel op verschillende locaties worden ingezet. De h.o.h afstand is daadoor bij deze processen minder belangrijk.

De benodigde tijd voor het aanbrengen van een kalk/cement kolom is relatief kort, vergeleken met de tijd die nodig is voor het installeren van de apparatuur.

2.4 Algemeen

De punten, waarop de verschillende grondverbeteringstechnieken hier ten opzichte van elkaar beoordeeld worden, laten zich moeilijk beschrijven. Ze zijn grotendeels gebaseerd op bovenstaande criteria.

Bij het punt risico's wordt de kans op het niet verkrijgen van een voldoende sterk, stabiel en waterdicht grondlichaam bedoeld.

De beoordeling van de technieken op de kosten is hier nog niet mogelijk, omdat deze zeer sterk afhangen van het project en de uiteindelijk toe te passen manier van grondverbetering. Pas wanneer alle randvoorwaarden, grondcondities, de verbetering en de constructiemethode bekend zijn kan er een zinnige beoordeling plaatsvinden. Er kan wel grof gesteld worden dat het vriezen duurder is dan het jetgrouten en injecteren, welke beiden qua kosten weer vergelijkbaar zijn. (Er wordt hier echter dan alleen naar de techniek zelf gekeken en niet naar de maatregelen die genomen moeten worden bij het jetgrouten en injecteren, tegen bijvoorbeeld het gevaar voor lekkages.)

2.5 Conclusies t.a.v. grondverbeteringstechnieken

De beoordelingen zijn weergegeven in bijlage 1.

2.5.1 Vriezen

Het vriesproces is sterk afhankelijk van de grondsoort en dan speciaal van verschillende grondlagen. De mate waarin het vrieslichaam kan ontstaan wordt bepaald door de grondwaterstroming, het minimale watergehalte en het zoutgehalte.

De technische uitvoerbaarheid wordt op weinig punten belemmerd, wanneer er direct na het vriezen wordt ontgraven en het vrieslichaam niet doorboord hoeft te worden. De nauwkeurigheid van de grondverbetering wordt sterk bepaald door o.a. de grondwaterstroming. Naar de belasting op een tunnellining van een vrieslichaam dient nog onderzoek gedaan te worden.

Het vrieslichaam bestaat tijdelijk, het draagt niet bij aan de uiteindelijke constructie van de dwarsverbinding.

2.5.2 Jetgrouten

Voornaamste nadeel van het jetgrouten t.a.v. de grond, waarin deze wordt toegepast, is de aanwezigheid van obstakels in de ondergrond.

Het jetgroutproces maakt gebruik van hoge drukken en is daarom minder geschikt om te worden toegepast in de directe nabijheid van constructies. Horizontaal jetgrouten op diepte verergert het probleem met de optredende drukken sterk.

Het versnijden van grond en het gedeeltelijk afvoeren geeft een beter resultaat, t.a.v. de waterdichtheid, hoeveelheid insluitsels, etc., dan het injecteren van grout en chemische oplossingen.

2.5.3 Injecteren

Het injecteren van verschillende stoffen staat of valt bij de grondsoort, opbouw, samenstelling, aanwezigheid van obstakels. Aanpassing van de te injecteren stof kan voorgaande problemen slechts gedeeltelijk verhelpen.

De met het injectieproces gepaard gaande drukken dienen bestaande constructies en het maaiveld niet aan te tasten.

Voornaamste nadeel van het injecteren is dat grote risico's en onzekerheden zijn over de vorm, waterdichtheid en sterkte van het verbeterde lichaam.

2.5.4 Kalk/cement kolommen

Aanpassing van het mengsel dat samen met de ondergrond de kolommen gaat vormen, zorgt voor een voldoende groot toepassingsgebied voor Nederlandse gronden.

De benodigde apparatuur en het effect op direct naastgelegen constructies zorgen ervoor dat deze grondverbeteringstechniek niet horizontaal toepasbaar is vanuit een tunnel. De waterdichtheid van een lichaam dat is opgebouwd uit kolommen, is sterk afhankelijk van de nauwkeurigheid bij het aanbrengen en de diepte.

Er bestaat in Nederland nagenoeg geen ervaring met deze manier van grondverbetering.

3 Constructiemethoden

De constructiemethoden waarmee men een dwarsverbinding kan maken zijn op te delen in bouwmethoden, toepasbaar vanaf het maaiveld en vanuit de tunnel. Naast verschillende bestaande methoden zijn hier ook twee nieuwe methoden, te weten de ringmethode en de groutboog met horizontaal meer-fasen jet-grouten, opgenomen.

Door de zeer grote verschillen in bouwwijze, tussen de methoden die vanaf het maaiveld en vanuit de tunnel kunnen worden toegepast, is het bijzonder moeilijk om deze te opzichte van elkaar te kunnen beoordelen. Er dient dan ook meer aandacht geschonken te worden aan de onderlinge beoordelingen van beide soorten methoden.

De beslissing om al dan niet op het maaiveld een bouwplaats in te richten dient vaak in een vroeg stadium genomen worden. Bij deze beslissing spelen de beschikbare ruimte en de overlast voor de omgeving (geluid, trillingen, aantasting van milieu, etc.) een rol.

In tegenstelling tot de beschrijving van de grondverbeteringstechnieken wordt hier niet per criterium kort uiteengezet waarom de ene methode hoger of lager scoort dan de andere. Om een lange opsomming van alle voor- en nadelen van iedere methode te vermijden, staan hieronder per criterium slechts de belangrijkste punten genoemd.

3.1 Geotechnische criteria

3.1.1 Grondsoort

Vooral het ontgraven met een open front en de buizenmethode zijn afhankelijk van de grondsoort ter plekke van de uiteindelijke dwarsverbinding, vanwege de benodigde standtijd, én het kunnen injecteren van grout in de poriën.

3.1.2 Grondgelaagdheid

De aanwezigheid van meerdere grondlagen met verschillende pakkingsgraad, korrelgrootte, waterdoorlatendheid, etc. is vooral bij een methode die gebruik maakt van injectie belangrijk. Bij het maken van een groutboog is de grondgelaagdheid minder van belang, aangezien de grond versneden en voor een groot deel afgevoerd wordt.

3.1.3 Waterafsluitende lagen

Waterafsluitende lagen kunnen bij methoden die o.a. grout in de grond brengen voor problemen zorgen. Door het optreden van een lekweg kan een onregelmatig gevormd (waterdoorlatend) lichaam het resultaat zijn.

3.1.4 Grondstabiliteit en sterkte

Grondstabiliteit en sterkte (voor een eventuele grondverbetering) zijn van belang bij de ontgravingsmethoden die niet een volledig of gedeeltelijk graaffront hebben.

3.1.5 Gronddruk/dekking

Bij ontgravingsmethoden, vanuit een tunnel, kan bij een geringe gronddruk/dekking een lekweg naar of stijging van het maaiveld ontstaan.

3.1.6 Waterdruk

Een hoge waterdruk zorgt bij het plaatsen van een caisson voor een hoge luchtdruk in de werkkamer, bij het graven met een open front voor gevaar voor overstroming, en bij de ringmethode voor een hoge druk tussen de vliezen, die de ontgraven ruimte achter de ring open moeten houden.

3.1.7 Grondwaterstroming

De grondwaterstroming door de verbeterde grond is vooral bij het graafproces met een open front van belang en in iets mindere mate bij de buizenmethode, aangezien de grondwaterstroming en de doorlatendheid bepalend zijn voor het ontstaan van het verbeterde lichaam.

3.1.8 Obstakels in de ondergrond

Obstakels in de ondergrond vormen voornamelijk voor de constructiemethoden vanuit een tunnel een probleem gezien de beperkte werkruimte. Wanneer men de dwarsverbinding perst, gebruik maakt van een TBM of de ringmethode toepast is er haast geen mogelijkheid om het obstakel te verwijderen.

3.2 Uitvoeringstechnische criteria

3.2.1 Vriezen

(1) betekent dat het hier niet van toepassing is.
(2) betekent dat hier verwezen wordt naar de grondverbeteringstechnieken.

3.2.2 Jetgrouten

Zie 1. Vriezen.

3.2.3 Injecteren van grout en chem. opl.

Zie 1. Vriezen.

3.2.4 Kalk/cement kolommen

Zie 1. Vriezen.

3.2.5 Overlast door trillingen en geluid

Indien de uitbouw van de dwarsverbinding vanuit de tunnel zelf gebeurt, is er nagenoeg geen overlast door trillingen en geluid. Geringe overlast door trillingen door het persen en boren met een kleine TBM kan optreden als men deze technieken op een geringe diepte toepast.

3.2.6 Ruimtegebruik, apparatuur, etc.

De technieken vanaf het maaiveld en vanuit de tunnel moeten hier los van elkaar worden beoordeeld. In een tunnel nemen vooral de persinstallatie, het afzetframe van een TBM en de druksluis van de ringmethode veel ruimte in beslag en hebben hierdoor veel invloed op het boorproces van de hoofdtunnel.

3.2.7 Hergebruik apparatuur

Bij de buizenmethode worden de buizen in de grond achtergelaten en vormen uiteindelijk een onderdeel van de constructie.

3.2.8 Geschiktheid serie werk

Caissons zijn, afhankelijk van de grootte, in serie te produceren en te vervoeren. Het persen en toepassen van een TBM zijn bij het maken van meerdere dwarsverbindingen geschikter, dan het ontgraven met een open front. Er kan gebruik gemaakt worden van steeds dezelfde ringen, segmenten en afzetframe.

3.2.9 Constructietijd

Het maken van een bouwkuip en het moeten toepassen van een grondverbetering zorgt bij de bouwkuip- en de open front methode waarschijnlijk, voor een langere constructietijd.

3.2.10 Fasering van constructiemethoden

Bij bepaalde constructiemethoden zijn, o.a. door beperkte grondverbetering, weinig verschillende constructiefasen te onderscheiden. Bij de constructie van meerdere dwarsverbindingen, met bijvoorbeeld een enkele persinstallatie, leidt dit tot een langere totale bouwtijd.

3.2.11 Flexibiliteit

De constructiemethoden die gebruik maken van caissons, ringen en segmenten zijn minder flexibel te noemen; lokale aanpassingen zijn door het gebruik van geprefabriceerde onderdelen moeilijk te maken.

3.2.12 Calamiteiten

Bepaalde constructiemethoden zijn, wanneer er calamiteiten optreden, gevoeliger voor de directe gevolgen. Bij de ringmethode is bijvoorbeeld, bij het niet goed vullen met grout van de ruimte tussen de vliezen, het ontgraven en bereiken van de verzwakte plek zeer moeilijk of niet mogelijk.

3.2.13 Bouwveiligheid

Methoden kunnen door het gevaar voor instortingen, overstromingen, werken onder hoge luchtdruk, etc. minder veilig worden genoemd.

3.2.14 Doorboring constructie/verbetering

Het doorboren van een gedeelte van de dwarsverbinding en/of de grondverbetering met een TBM kan leiden tot een reductie van uit te voeren grondverbetering en een betere aansluiting op de hoofdtunnel. Doorboring van gewapend beton, ringen, segmenten en injectielansen is niet mogelijk.

3.2.15 Grondverbetering, overbruggingsstuk

Het overbruggingsstuk tussen de hoofdtunnel en het caisson kan alleen via grondverbetering vanuit de tunnel worden gemaakt. Bij alle methoden, die vanuit de tunnel toegepast kunnen worden, dient het overbruggingsstuk, door over korte afstand de grond te verbeteren, waterdicht te worden gemaakt. Bij het graven met een open front kan de verbetering veelal met al aanwezige apparatuur worden aangebracht.

3.2.16 Verstoring van omliggende grond

De verstoring van de omliggende grond, inclusief de maaiveldzettingen/stijgingen, is bij werkzaamheden vanaf het maaiveld aanzienlijk groter dan bij werkzaamheden vanuit de tunnel. Maaiveldzettingen en stijgingen zijn sterk afhankelijk van de drukken van injectievloeistoffen, gronddekking, ontspanning, etc. Onbekend zijn de maaiveldveranderingen bij de nieuwe constructiemethoden.

3.2.17 Grondstabiliteit en sterkte

De grondstabiliteit en sterkte van de (verbeterde) ondergrond is vooral bij een open graaffront en de ringmethode van belang, aangezien het front kan instorten en de ruimte tussen de twee vliezen (gevuld met een vloeistof onder druk) dichtgedrukt kan worden.

3.2.18 Belasting op hoofdtunnel

Een belasting op de hoofdtunnellining kan veroorzaakt worden door hoge vloeistofdrukken en afzet- en/of trekkrachten bij bijvoorbeeld de perstechniek, het gebruik van een TBM en de ringmethode.

3.2.19 Liningaanpassing hoofdtunnel

De aanpassingen in de lining van de hoofdtunnel kunnen bestaan uit moffen en doorboorbare plaatsen, het opnemen van uitneembare delen, het gebruik van een druksluis tijdens constructie, het aanbrengen van waterdichte deuren, etc. Bij het bouwen van een dwarsverbinding in een bouwkuip, na het passeren van de TBM, is het opnemen van aanpassingen in de lining minmaal.

3.2.20 Invloed op lining (opbouw) dwv

De verschillende constructiemethoden dragen op verschillende manieren bij aan het ontwerp van de lining van de dwarsverbinding. Het caisson, de geperste ringen en de lining die de TBM achterlaat kunnen zo ontworpen en aangebracht worden, dat ze voor de uiteindelijke situatie voldoende sterk en stijf zijn. Na het ontgraven met een open front dient er nog een laag van de lining aangebracht te worden, die samen met de grondverbetering de definitieve lining vormt.

3.3 Vorm en ligging

Bij deze vier criteria worden de constructiemethoden onderling vergeleken bij steeds grotere diepte, diameter en lengte.

3.3.1 Diepte van dwarsverbinding

Bij toenemende diepte treden bij het plaatsen van een caisson met name problemen op met de plaatsingsnauwkeurigheid van het relatief lange en smalle element. Aangezien er bij het construeren van een groutboog gebruik gemaakt wordt van het jetgroutproces, moet er op grotere diepte rekening gehouden worden met een sterke retourstroom.

3.3.2 Diameter dwarsverbinding/graaffront

Bij een toenemende diameter van de dwarsverbinding (en dus ook het graaffront) neemt het gevaar voor calamiteiten toe bij het ontgraven met een open front. Het stabiel houden van het graaffront, door bijvoorbeeld het front te steunen met tijdelijke beplating of NATM technieken, wordt steeds moeilijker.

Bij de buizen- en groutboogmethode moet de grond boven een steeds grotere ruimte gesteund worden; de diameters en sterkten van de aangebrachte groutlichamen dienen groter te zijn.

Een grotere diameter zorgt bij de ringmethode voor een toename in trekkrachten, nodig voor het voorttrekken van de ring, en een grotere grondmoot binnen de vliezen. Het ondersteunen van die grondmoot en het openhouden van de ruimte, zodat die later met grout gevuld kan worden, wordt steeds belangrijker en moeilijker.

3.3.3 Lengte dwarsverbinding

Een grote lengte/breedte verhouding van een caisson geeft problemen bij het nauwkeurig positioneren tijdens het plaatsen, en m.b.t. de stijfheid en sterkte die het element zelf dient te bezitten. Het graven met een kleine TBM geeft waarschijnlijk een kleinere belasting op de hoofdtunnellining dan de perstechniek, door het ontbreken van (een deel van) de wrijving tussen de omliggende grond en de lining van de dwarsverbinding.

3.4 Algemeen

Zie ook de tekst bij 2.4 Algemeen.

Ervaring met de ringmethode en de groutboog met horizontaal meer-fasen jet-grouten ontbreekt.

Onder het punt risico's wordt hier op een zeer grove manier gesteld wat de risico's zijn ten aanzien van het construeren van de totale dwarsverbinding met een eventuele grondverbetering.

Bij het punt veiligheid wordt (in tegenstelling tot de bouwveiligheid, onder punt 13 van 3.2 Uitvoeringstechnische criteria, voornamelijk de veiligheid bedoeld die de grondverbeteringstechniek de dwarsverbinding (op de lange termijn) biedt. Gedacht kan worden aan bijvoorbeeld de stabiliteit van de lining en grondverbetering na een brand.

3.5 Conclusies t.a.v. constructiemethoden

De beoordelingen zijn weergegeven in bijlage 2.

3.5.1 Constructiemethode vanaf maaiveld versus vanuit tunnel

Indien het mogelijk en zinvol is om de constructie vanaf het maaiveld aan te leggen, verdient deze de voorkeur boven het construeren vanuit een tunnel. Redenen hiervoor zijn o.a. het beter kunnen beheersen van risico's, ervaring met deze methoden, etc. Een toenemende diepte, van de aan te leggen dwarsverbindingen, is de voornaamste reden om te besluiten om de constructie via een uitbraak vanuit een bestaande tunnel aan te leggen.

3.5.2 Bouwkuip versus caisson

Een bouwkuip biedt voordelen als het gaat om verschillende soorten dwarsverbindingen, het construeren van de overbrugging tussen tunnel en verbinding, het kunnen ingrijpen in het geval van calamiteiten, veiligheid, etc.

3.5.3 Constructiemethoden vanuit een tunnel onderling

De 6 methoden zijn eigenlijk onderling te verdelen in 2 bestaande methoden (open front en buizenmethode) waar ervaring mee is opgedaan, 2 sterk vergelijkbare bestaande methoden (persen en TBM) waar tot nog toe geen ervaring mee is opgedaan bij het toepassen vanuit een tunnel en 2 nieuwe ideeën (ringmethode en groutboog) die nog nooit toegepast zijn.

Het construeren met een open front en de buizenmethode zijn beide zeer sterk afhankelijk van de grondomstandigheden. Indien deze (voldoende) goed zijn of aan te passen zijn, heeft men met deze methoden minder uitvoeringstechnische problemen. Beide methoden kenmerken zich door een grote flexibiliteit en het inzetten van eenvoudig gereedschap.

Het persen van een dwarsverbinding is grotendeels vergelijkbaar met een TBM. De methoden vereisen de nodige apparatuur, ruimte en aanpassingen aan de lining. Daarnaast is de belasting, die op de lining wordt uitgeoefend, een punt dat nader onderzocht dient te worden.

De 2 nieuwe constructiemethoden zijn beiden nog niet volledig technisch uitgewerkt. De ringmethode is wat de benodigde apparatuur, ruimte en aanpassingen aan de lining betreft, vergelijkbaar met het persen en boren met een kleine TBM. Het maken van een groutboog met horizontaal meer-fasen jet-grouten is vergelijkbaar met de buizenmethode. Deze methode zou door het jetgrouten, i.p.v. injecteren, een beter verbeterd grondlichaam geven. De problemen, veroorzaakt door hoge drukken en optredende retourstroom dienen onderzocht te worden.

4 Uitgevoerde projecten

4.1 Inleiding

Dit hoofdstuk behandelt de reeds uitgevoerde projecten, waarbij dwarsverbindingen zijn aangelegd. Achtereenvolgens komen de Kanaaltunnel, de spoortunnel onder de Storebælt, de Westerschelde- tunnel, de Botlekspoortunnel en de 4. Röhre Elbtunnel aan bod.

De lokale grondcondities en andere randvoorwaarden zijn voor elk project zeer verschillend en komen tot uiting in de gebruikte (en te gebruiken) grondverbeteringstechnieken en constructiemethoden. Getracht wordt om die criteria er uit te halen die het meest bepalend waren voor de manier waarop de grond verbeterd is en de methode waarmee de dwarsverbinding geconstrueerd is.

4.2 De Kanaaltunnel

4.2.1 Geotechnische criteria

Het grootste deel van de Kanaaltunnel is aangelegd in één grondlaag, die bestaat uit een mengsel van klei, kalk en mergel. Het tracé en de diepteligging is zo gekozen dat de tunnel de Lower-Chalk laag volgt; er is nagenoeg overal in dezelfde grondcondities geboord. Het watergehalte van deze laag is ongeveer 11% en de gemiddelde druksterkte varieert tussen de 2 en 10 MPa. De waterdichtheid ligt rond de $2.5x10^{-7}$ m/sec (voornamelijk vanwege de 25% klei) en de ongedraineerde schuifsterkte bedraagt 2 tot ongeveer 3.5 MPa. De Lower-Chalk laag beschikt over een extreme uniformiteit, geringe plasticiteit en geringe mate van verstoring. Verstoringen in de grond, scheuren die met water waren gevuld, kwam men tegen bij het begin en einde van de tunnel en dan met name aan de Franse kant.

Het diepste punt van de tunnel ligt op circa 125 meter onder het wateroppervlak van het Kanaal. De bovenliggende Middle-Chalk laag is echter zo waterdicht dat er geen rekening gehouden hoefde te worden met de waterdruk en waterinstroming. De gronddekking (t.p.v. het Kanaal) bovenop de tunnel varieert van 20 tot 70 meter.

4.2.2 Uitvoeringstechnische criteria

Een eventuele grondverbetering zou bij het deel van de Kanaaltunnel onder het Kanaal door de diepteligging altijd vanuit de tunnel moeten gebeuren. Grondverbetering is, voor een ongesteunde ontgraving, door de hoge ongedraineerde schuifsterkte niet nodig geweest. Het plaatselijk verbeteren van grond, door injectie van grout, bleek bij scheuren en andere verstoringen wel nodig om de waterinstroming voldoende te reduceren.

Ten aanzien van de verschillende grondverbeteringstechnieken kan gesteld worden dat het minimale watergehalte het vriesproces mogelijk maakt, maar dat door de lage waarde het proces wel geruime tijd zou duren. Jetgrouten en het construeren van kalk/cement kolommen is door de hoge sterkte van de grond geen optie geweest. Injectie van grout is toegepast en reduceerde de waterinstroming voldoende om ontgraving met een open front mogelijk te maken.

De dwarsverbindingen zijn vanuit de hoofdtunnels met een open front en handgereedschap ontgraven, na het verwijderen van een speciaal deel in de lining van de hoofdtunnel. De dwarsverbindingen zijn gemaakt tijdens het boorproces van de hoofdtunnels. Apparatuur voor het verbeteren van grond nam weinig ruimte in, er diende echter altijd een enkel spoor beschikbaar te zijn voor de aan- en afvoer van materialen en grond.

Door het relatief eenvoudige gereedschap en het werken in ploegendiensten (met ploegen die telkens het zelfde werk deden) was de constructiemethode goed geschikt om het hoge aantal verbindingen (130 dwarsverbindingen en 150 drukkanalen) in korte tijd te maken.

Het werken met een open front ontgraving maakte het mogelijk om direct en flexibel op de plaatselijke grondomstandigheden te reageren. Door de hoge sterkte en stabiliteit van de grond was het niet nodig om veel aanpassingen te maken aan de liningen van hoofdtunnel en dwarsverbindingen.

4.2.3 Vorm en ligging

De aparte vorm en lengte van voornamelijk de piston relief ducts leverde geen problemen op, door de flexibiliteit die het ontgraven met een open front biedt. Indien plaatselijk de stabiliteit over de hoogte van de ontgraving niet voldoende was, kon de grond extra gesteund worden door het aanbrengen van shotcrete.

4.2.4 Algemeen

Het ontwerp en de constructie van de dwarsverbindingen kenmerkt zich door de snelle constructietijd, geschiktheid tot 'serie werk' en het plaatselijk verhelpen met grondverbetering indien er een vergroot risico voor waterinstroming dreigde.

4.2.5 Conclusie Kanaaltunnel

Bij de Kanaaltunnel kan gesteld worden dat voor de grondverbeteringstechnieken met name de volgende criteria bepalend zijn geweest:
- Grondsoort
- Grondwaterstroming/doorlatendheid

Voor de constructiemethode zijn met name de volgende criteria bepalend geweest:
- Ruimtegebruik, apparatuur, etc.
- Hergebruik apparatuur
- Geschiktheid serie werk
- Constructietijd
- Flexibiliteit

4.3 Spoortunnel onder de Storebælt

4.3.1 Geotechnische criteria

De grond kan geologisch onderverdeeld worden in drie typen: glaciale tills, Upper Palaeocene Marl en Tertiary Lower Palaeocene Danian Limestone.

De glaciale tills bestaan voornamelijk uit slecht doorlatende klei met lagen leem, slib, zand en opgesloten smeltwater. Daarnaast worden er in deze lagen ook granieten keien gevonden met een diameter tot wel 3 m. De glaciale afzettingen zijn compact en dicht door de preconsolidatie als gevolg van de bovenliggende gletsjers. De tills kunnen worden onderverdeeld in twee soorten, te weten de Upper en Lower Till.

De Upper Till is qua samenstelling redelijk uniform op een paar geïsoleerde zand afzettingen na (minder dan 1% van de totale massa). De ongedraineerde schuifsterkte varieert van ongeveer 100 tot 700 Kpa. De Lower Till is minder homogeen; zand en grind afzettingen komen vaker voor (tot wel 20% van de totale massa). De ongedraineerde schuifsterkte varieert tussen de 200 en 700 Kpa. De samenstelling van de tills is ongeveer 40% zand, 40% slib en 20% klei, terwijl de permeabiliteit tussen de 10^{-5} en 10^{-7}m/s ligt.

De Upper Palaeocene Marl bestaat uit een redelijk zwak mergelachtig gesteente, met een druksterkte tussen de 2 en 20 Mpa. Door veel scheurvorming is de permeabiliteit vergelijkbaar met die van de Lower Till. (Een indicatie van de ongedraineerde schuifsterkte is 300 tot 600 Kpa.)

De dwarsverbindingen tussen de tunnels bevinden zich in de glaciale tills (12 stuks), de Upper Palaeocene Marl (16 stuks) en in de overgangszone tussen deze twee lagen (1 stuks).

De gronddekking bovenop de tunnel varieert van circa 12 tot meer dan 40 meter. Op het diepste punt in het kanaal heerst een waterdruk tot wel 7 bar. In de tills treft men een natuurlijk aanwezige watergehalte aan van 8 tot 13%.

Het mergelachtig gesteente is als gevolg van de scheuren waterdragend. Het glaciale till, dat boven het mergelachtig gesteente ligt, heeft over het algemeen een lage permeabiliteit, en verhindert daardoor infiltratie van water uit de Storebælt naar het mergelachtige gesteente.

4.3.2 *Uitvoeringstechnische criteria*

In totaal zijn er 31 dwarsverbindingen gemaakt; 29 vanuit de tunnel en 2 vanaf maaiveld met de cut en cover techniek. Vanuit de tunnel zijn er verschillende grondverbeteringstechnieken en constructiemethoden toegepast.

Er is bij dit project gebruik gemaakt van de volgende grondverbeteringstechnieken; Contact Grouting, Dewatering, Tube-a-Manchette Grouting en bevriezing. De voornaamste doelen van de grondverbeteringen waren het verlagen van de grondwaterspanning en het stabiliseren van de grond.

In 1992 werd het project Moses, een grootschalig ontwateringprogramma, geïntroduceerd met als doel om ten eerste de waterdruk in de poriën te reduceren tot 3 bar of minder om het mogelijk te maken voor mensen om de werkkamer van de TBM te betreden en ten tweede om de grondstabiliteit te verbeteren zodat er niet (of minder) vanuit de tunnel aan lokale ontwatering gewerkt diende te worden.

Er is zowel met de NATM als met de SGI-methode (beide met open front) ontgraven. Het toepassen van NATM was mogelijk omdat in het grootste gedeelte van de glaciale tills de grond voldoende sterk en stijf was om zonder ondersteuning te kunnen worden ontgraven. Een voorwaarde voor het ontgraven zonder ondersteuning was wel dat de waterspanningen teruggebracht dienden te worden d.m.v. het ontwateringprogramma. De ontgraving gebeurde met bestaande mijnbouwtechnieken, waarbij hout of spuitbeton als tijdelijke ondersteuning gebruikt werd.

Voor de overgang tussen tunnel en dwarsverbinding en voor de rest van de tunnel is gebruik gemaakt van shotcrete. Om dit mogelijk te maken werd de waterspanning kunstmatig laag gehouden door het ontwateringprogramma. Voor de dieper gelegen dwarsverbindingen, waar een waterdruk heerst tot 7 bar, was dit echter niet voldoende en is besloten om het bemalen te combineren met grouten. Door het gebruik van bijzonder fijn cement kon de waterdruk voldoende omlaag gebracht worden.

Door het hergebruik van materialen zijn meerdere dwarsverbindingen met dezelfde apparatuur ontgraven. De benodigde ruimte voor het ontgraven was minimaal, zelfs de vriesinstallatie kon worden 'weggewerkt' tegen de zijkant van de tunnel, tussen twee dwarsverbindingen in.

Door het toepassen van verschillende soorten grondverbetering zijn er de nodige aanpassingen geweest in de lining van de hoofdtunnel. Het toepassen van allerlei soorten lansen in steeds weer andere configuraties zorgde voor problemen met de openingen in de segmenten.

4.3.3 Vorm en ligging

De diepte van de Storebælt spoortunnel en de waterdruk die daarmee samengaat zijn zeer bepalend geweest voor de toegepaste grondverbeteringen en constructiemethoden. De dwarsverbindingen hebben, vergeleken met andere projecten, een grote inwendige diameter.

4.3.4 Algemeen

Door de combinatie van slappe grond en hoge waterdrukken heeft men voor dit project veel en nogal ingrijpende middelen moeten toepassen om het graven met een open front inzetbaar te kunnen maken. De voordelen van een openfrontontgraving worden op deze manier voor een deel weer teniet gedaan.

4.3.5 Conclusie Spoortunnel onder de Storebælt

Bij de spoortunnel onder de Storebaelt kan gesteld worden dat voor de grondverbeteringstechnieken met name de volgende criteria bepalend zijn geweest:
- Grondsoort
- Grondstabiliteit en sterkte
- Waterdruk
- Grondwaterstroming/doorlatendheid
- Waterafsluitende lagen

Voor de constructiemethode zijn met name de volgende criteria bepalend geweest:
- Grondverbetering vanaf m.v.
- Geschiktheid serie werk
- Liningaanpassing hoofdtunnel

Bij de vorm en ligging van de dwarsverbinding zijn van invloed geweest:
- Diameter dwarsverbinding/graaffront

4.4 De Westerscheldetunnel

4.4.1 Geotechnische criteria

De grond waar de tunnel doorheen geboord gaat worden varieert van zeer instabiele, zandige grond tot zeer vaste overgeconsolideerde klei, de Boomse kleilaag genaamd. De Boomse kleilaag onder de Westerschelde kan in geotechnische zin niet als een homogeen lichaam worden beschouwd. De klei is globaal in twee lagen te verdelen. De bovenste laag is zwak siltig, waarbij het kleigehalte circa 60% bedraagt. De onderste laag bevat zeer dunne laagjes matig tot sterk siltig en plaatselijk sterk siltige tot kleiige zandlaagjes (tot 1.8 m dikte), waarbij het kleigehalte verloopt tot 40%. Door de opgetreden geulerosie ontbreekt op sommige plaatsen de bovenste laag.

De Boomse klei is zeer ondoorlatend, de k-waarde bedraagt voor de bovenste laag circa 0.01 à 0.23×10^{-9} en voor de onderste laag circa 0.15 à 3.1×10^{-9}. Het zoutgehalte naar de top en de basis neemt van 5000 (in de lagen in het geplande tunneltracé) tot meer dan 20.000 mg CL/L toe, welke overeenkomt met de zoutconcentratie van het water in de Westerschelde. In de kleilaag is het watergehalte circa 25% en de plasticiteitsgrens 22%. De waarde van de ongedraineerde schuifsterkte ligt tussen de 80 en 200 Kpa. De waterdrukken op het diepste punt van de tunnel bedragen maximaal 6.5 bar. Naast de enorme waterdruk spelen de getijden en de wisselende geologische condities een belangrijke rol.

Boven de kleilaag komen zandlagen voor die soms zeer vast en op sommige plaatsen glauconiet-houdend zijn. Glauconiet is een mineraal dat enigszins op mica lijkt. Dit zand wijkt enigszins af van de normale kwartsiethoudende zanden. De sondeerwaarden zijn zeer hoog, circa 30 à 50 Mpa en overschrijden op enkele plaatsen de waarde van 80 Mpa. Het glauconietgehalte bedraagt circa 30%, terwijl ook enige cementatie voorkomt, waardoor waarschijnlijk de extreem hoge sondeerwaarden worden veroorzaakt.

Onder de kleilaag komen over het gehele tracé de zanden van Berg voor: een grof, licht-glauconiethoudend (ongeveer 6%) zand. Deze zanden staan in verbinding met de bovenliggende zanden, zodat er een hydrostatische druk heerst. De doorlatendheid bedraagt circa 0.7 à 2.2×10^{-4} m/s.

De gronddekking bovenop de tunnel varieert van 12 tot 36 meter. Er moeten in de Boomse kleilaag en in het zand boven en onder deze kleilaag dwarsverbindingen worden aangelegd.

4.4.2 Uitvoeringstechnische criteria

In totaal moeten er 25 dwarsverbindingen, tijdens het boren van de hoofdtunnels, worden geconstrueerd. De ontgraving zal met een open front gebeuren, na eerst de grond te hebben bevroren met een natriumsulfiet oplossing.

Zeer dicht achter de TBM wordt in de tunnel een grondlichaam met een kabelkanaal aangebracht. Op de plaats waar een dwarsverbinding moet worden gebouwd wordt een werkruimte gecreëerd. De tunneldoorsnede wordt voor de helft voor de aan- en afvoer naar de TBM gebruikt; overige ruimte is beschikbaar voor de constructie van de dwarsverbindingen.

Het vriezen en ontgraven gebeurt niet vanaf dezelfde kant. Het achterliggende idee hiervan is dat als er onregelmatigheden in het vrieslichaam zullen zitten, deze bij het einde van de vrieslansen zitten. Eventuele problemen zullen bij het ontgraven dan ook direct in het begin optreden, waar men er nog goed bij kan. Bijkomend voordeel is het kunnen spreiden van de ontgravings- en bevriezingsapparatuur over beide tunnels.

In de hoofdtunnellining wordt t.p.v. de dwarsverbinding door de erector van de TBM één stalen segment geplaatst. Uit dit stalen segment van 2 bij 5 m wordt een deur verwijderd van 1.5 bij 2.1 m. Dit element heeft de minimaal toegestane doorsnede, zodat de verzwakking van de tunnellining minimaal is. Door deze opening zal de ontgraving plaatsvinden.

Tegen de ontgraven wand wordt eerst een laag shotcrete van circa 30 cm aangebracht voor een tijdelijke ondersteuning. Deze laag is nodig omdat er geen volledige zekerheid is over de waterdichtheid. Uiteindelijk wordt er tegen de laag shotcrete een, ter plaatse gestorte, gewapende betonwand van 40 cm dik aangebracht.

Voor de afweging tussen onder luchtdruk ontgraven, grouten, vriezen en persen wordt verwezen naar de literatuurstudie.

4.4.3 Vorm en ligging

De diepte waarop sommige dwarsverbindingen zullen worden aangelegd en de daarmee samengaande drukken zijn zeer bepalend voor de toe te passen grondverbeteringstechnieken. Bij de Westerscheldetunnel

is de diepte meer van belang dan bij de Storebælt tunnel, aangezien het onttrekken van water geen vergelijkbaar waterdrukverlagend effect heeft.

4.4.4 Algemeen

De vriestechniek, die voor dit project gekozen is, heeft (gemiddeld) het laagste risicoprofiel bij de aan te treffen grondcondities. De niet te reduceren waterdrukken, de hoge kans op een waterdicht grondmassief en de mogelijkheid om door te vriezen bij niet gehele waterdichtheid, maken deze kostbare methode voor dit project tot de meest geschikte.

4.4.5 Conclusie Westerscheldetunnel

Bij de Westerscheldetunnel kan gesteld worden dat voor de grondverbeteringstechnieken met name de volgende criteria bepalend zijn geweest:
- Grondsoort
- Grondstabiliteit en sterkte
- Waterdruk
- Bevriezen van grond, onder te verdelen in zoutgehalte en grondwaterstroming/doorlatendheid
- Grondgelaagdheid

Voor de constructiemethode zijn met name de volgende criteria bepalend geweest:
- Ruimtegebruik, apparatuur, etc.
- Geschiktheid serie werk
- Constructietijd

Bij de vorm en ligging van de dwarsverbinding zijn van invloed geweest:
- Diepte van dwarsverbinding

4.5 Botlekspoortunnel

4.5.1 Geotechnische criteria

De grondlagen worden ingedeeld in 3 geologische eenheden. Vanaf het maaiveld zijn dit:
- Kunstmatig aangebrachte grond ter ophoging van het maaiveld. De totale dikte van deze laag bedraagt circa 5 m.
- De holocene grondlagen, tot een diepte van circa N.A.P. -18 m.
- De pleistocene grondlagen, beneden circa N.A.P. -18 m.

De Botlekspoortunnel boort men voor het grootste deel door het raakvlak tussen de holocene en pleistocene grondlagen.

De holocene grondlagen bestaan hoofdzakelijk uit klei en kleiïg zand behorende tot de Westland Formatie. Beneden de kunstmatig aangebrachte grondlagen (circa N.A.P. –1.0 m) wordt allereerst klei, afgewisseld met enkele zandlaagjes aangetroffen. Deze grondlagen behoren tot de Afzettingen van Tiel. Vanaf km 414.05 tot aan de ontvangstschacht komt tussen circa N.A.P. –5.0 m en N.A.P. –10.0 m een veenlaag voor met een dikte tot 4.0 m. Deze veenlaag wordt gerekend tot het Hollandveen.

Plaatselijk is het veen sterk kleiïg en kan een deel van het pakket veen worden afgewisseld door een sterk humeuze klei behorende tot de afzettingen van Gorkum. Beneden het veen komt een tot circa 10.0 m dikke laag klei voor, plaatselijk afgewisseld met zandlagen (Afzettingen van Gorkum).
Op grote delen langs het tracé zijn deze slappe lagen doorsneden door oude getijdengeulen. Dergelijke oude getijdengeulen zijn doorgaans opgevuld met een sterk gelaagd pakket bestaande uit dunne zand- en kleilaagjes. Hierdoor kunnen over een korte afstand grote verschillen in de eigenschappen van de grond bestaan.

Aan de westzijde van de Oude Maas bestaat het Holoceen zelfs hoofdzakelijk uit fijn zand, afgewisseld met dunne kleilaagjes. Op grote delen van het tracé komt aan de onderzijde van het Holoceen een 0.3 m tot 1.0 m dikke laag Basisveen voor. Aan de oostzijde zijn in de holocene grondlagen wateroverspanningen geconstateerd die waarschijnlijk worden veroorzaakt door de terreinophogingen uit de 50-er jaren. Het holocene pakket is nog aan zettingen onderhevig.

De bovenzijde van het Pleistoceen bevindt zich op de meeste plaatsen op een diepte van circa N.A.P. -18 m. Het bovenste gedeelte van het Pleistoceen wordt gevormd door de Formatie van Kreftenheye. Aan de bovenzijde van deze formatie komt op de meeste plaatsen een zandige leemlaag of zandige zware kleilaag van 0.3 m tot 1.0 meter voor. Gezien de samenstelling en de geringe dikte is deze laag, op basis van het verrichtte grondonderzoek, vaak moeilijk te onderscheiden van het Basisveen.

Op een diepte van gemiddeld N.A.P. –18.5 m begint een 6.0 m tot 12.0 meter dik pakket matig grof tot grof, zwak tot matig grindig zand. Deze zanden zijn afgezet door zogenaamde vlechtende rivieren, de voorlopers van de huidige Maas en de Rijn. Plaatselijk komen in het zand sterk grindige lagen voor met een dikte tot 0.70 m.

Ten oosten van km 413.4 komt op een diepte van circa N.A.P. -24 m een 4.0 m tot 6.0 m dik pakket overgeconsolideerde klei en compact veen voor. Deze, door de grote rivieren, afgezette lagen behoren tot de Formatie van Kedichem. De onderzijde van deze klei helt licht richting het oosten. Ten westen van km 413.1 is de bovenkant van de Formatie van Kedichem geërodeerd, de dikte van de overge-consolideerde klei neemt hierdoor af. Op km 413.2 is nog circa 2.0 m klei aanwezig, op km 413.4 is dit nog slechts 0.3 m.

Ten oosten van de Oude Maas zijn in de holocene kleilagen waterspanningen gemeten die tot 30 Kpa hoger zijn dan die van de berekende spanningen op basis van de gelijktijdig gemeten freatische standen.

In de holocene grondlagen zijn chloridegehaltes gemeten van 68 tot 1000 mg/l. In het pleistocene zand dient rekening te worden gehouden met chloridegehaltes van gemiddeld 800 mg/l, incidenteel komen hogere concentraties voor tot 1500 mg/l.

De ongedraineerde schuifsterkten die men kan verwachten in de holocene en pleistocene grondlagen variëren van 25 tot 60 Kpa.

Obstakels in het tracé van de Botlekspoortunnel kunnen problemen geven. Te denken valt aan blindgangers uit de Tweede Wereldoorlog, kabels en kabelgoten, achtergelaten en omvergevaren dukdalven, materiaal in oude boorgaten, bronnen en peilbuizen.

K-waarden lopen in het holocene zand van 10^{-4} tot 10^{-8} m/s en in het pleistocene zand van 10^{-3} tot 10^{-4} m/s. Een eenduidige waarde voor het watergehalte (varieert van 30 tot 400%) is vanwege de sterke grondgelaagdheid niet te geven.

4.5.2 Uitvoeringstechnische criteria

Tussen de beide tunnelbuizen moeten in totaal drie dwarsverbindingen komen, h.o.h. 600 m. De lengte van de verbindingen ligt tussen de 8 en 9 m.

De dwarsverbindingen zullen worden gemaakt door vanaf het maaiveld met diepwanden een bouwkuip te creëren, voordat de TBM de locatie passeert. De TBM boort op een zeer kleine afstand langs de bouwkuip heen. Na het beëindigen van het boorproces van de hoofdtunnel kan vanuit de kuip doorgebroken worden naar de tunnel door het toepassen van grondverbetering. Waarschijnlijk wordt er met de vriestechniek of de grouttechniek gewerkt.

In de tunnellining worden in drie ringen speciale stalen elementen aangebracht, waarin een opening van 2.0 bij 2.0 m kan worden gemaakt.

4.5.3 Vorm en ligging

Het construeren van de dwarsverbinding in een open bouwkuip heeft tot gevolg dat de dwarsdoorsnede (waarschijnlijk) vierkant is. De bouwkuip kan, door het ontbreken van een waterdichte grondlaag, met een onderwaterbetonvloer waterdicht worden gemaakt, waarna deze een onderdeel vormt van de verbinding.

4.5.4 Algemeen

Door bij het construeren van de dwarsverbindingen voor de bouwkuip te kiezen, kiest men ook voor een constructiemethode waar al een hoop ervaring mee is opgedaan en waarbij men relatief weinig risico's neemt. De grondverbetering voor het overbruggingsstuk kan vanuit de kuip aangebracht worden; men kan op deze manier snel ingrijpen in het geval van calamiteiten.

4.5.5 Conclusie Botlekspoortunnel

Bij de Botlekspoortunnel kan gesteld worden dat voor de grondverbeteringstechnieken met name de volgende criteria bepalend zijn geweest:
- Grondsoort
- Grondgelaagdheid
- Obstakels in de ondergrond

Voor de constructiemethode zijn met name de volgende criteria bepalend geweest:
- Aanleg dwv vanaf m.v.
- Grondverbetering, overbruggingsstuk
- Grondstabiliteit en sterkte

4.6 4. Röhre Elbtunnel

4.6.1 Geotechnische criteria

De ondergrond, waar de 4. Röhre Elbtunnel in komt te liggen, kan als bijzonder heterogeen worden omschreven. Er bevinden zich zandlenzen, mergel, gecementeerd silt, glaciale afzettingen, mica silt, scheuren gevuld met water, stenen en keien tot wel 2 meter diameter in de bodem. Waarden voor schuifsterkten, doorlatendheid, etc. zijn nagenoeg niet te geven door de enorme spreiding.

Bij het boren met het Mixschild is men grondlagen van harde mergelformaties tot slappe kleilagen, die voor de nodige verklevingen zorgden, tegengekomen. De bodemformaties zijn grilliger, onregelmatiger en moeilijker doorboorbaar dan van te voren werd verwacht. Daarnaast zorgen de hoge grondwaterstand en de getijbeweging van de Elbe voor extra moeilijke grondcondities.

Het diepste punt van de tunnel ligt op een diepte van circa 42 m onder de waterspiegel, met als gevolg dat er drukken tot 5.0 bar kunnen optreden.

4.6.2 Uitvoeringstechnische criteria

De drie dwarsverbindingen, h.o.h. 1100 m en een binnendiameter van 3.5 m, zijn tussen de 12.6 en 70 m lang en verbinden de geboorde tunnel met de bestaande tunnel. De verbindingen worden aangelegd na het gereedkomen van de geboorde tunnel met behulp van de buisperstechniek, welke vergelijkbaar is met de buizenmethode.

Ter plaatse van de uitbraak is, voordat de hoofdbuis is aangelegd, vanaf het maaiveld een HDI-lichaam van circa 5 meter breed aangelegd. Door het wegnemen van de stalen segmenten kan de buis-perstechniek worden gestart. Er wordt bij het persen tegen de lining afgezet.

Bij het construeren van de dwarsverbindingen is de optredende waterdruk van minder belang, aangezien ze niet op het diepste punt worden aangelegd, maar meer naar het begin en einde van de tunnel.

4.6.3 Vorm en ligging

Voornaamste punt van belang is, voor wat de vorm en ligging betreft, de lengte van de dwarsverbindingen. De langste verbinding moet daarnaast ook een hoogteverschil van meer dan 8 m overkomen.

4.6.4 Algemeen

Met de constructie van de dwarsverbindingen bij dit project is nog niet begonnen. Opmerkelijk is de keuze van de constructiemethode, gezien de grondomstandigheden. Kennelijk verwacht men dat de stabiliteit van de grond en de instroom van water voldoende onder controle zijn te houden.

4.6.5 Conclusie 4. Röhre Elbtunnel

Bij de 4. Röhre Elbtunnel kan gesteld worden dat voor de grondverbeteringstechnieken met name de volgende criteria bepalend zijn geweest:
- Grondsoort
- Grondgelaagdheid
- Grondstabiliteit en sterkte
- Grondwaterstroming/doorlatendheid
- Obstakels in de ondergrond

Voor de constructiemethode zijn met name de volgende criteria bepalend geweest:
- Grondverbetering vanaf m.v.
- Flexibiliteit
- Doorboring constructie/verbetering
- Grondverbetering, overbruggingsstuk
- Grondstabiliteit en sterkte

Bij de vorm en ligging van de dwarsverbinding zijn van invloed geweest:
- Lengte dwarsverbinding

4.7 Conclusies t.a.v. uitgevoerde projecten

De resultaten zijn weergegeven in bijlage 3. Het aantal en de verschillende soorten criteria zijn (ook na selectie op aantal keren van voorkomen) nog steeds niet overzichtelijk en goed werkbaar. Daarnaast kunnen verschillende criteria samen genomen worden tot één enkele. In hoofdstuk 5 staat naast voorgaande ook vermeld waar in het schema (bijlage 4) de criteria van belang zijn.

5 Dominante criteria

Bij het bepalen van de beste grondverbeteringstechniek en constructiemethode zijn er een groot aantal criteria die een belangrijke en minder belangrijke rol spelen. Om tot de keuze van een enkele soort grondverbetering en constructiewijze te komen is het belangrijk om 'hoofd- en bijzaken' te onderscheiden.

In dit hoofdstuk is geprobeerd om die criteria eruit te halen, die werkelijk bepalend zijn voor de soort grondverbeteringstechniek en constructiemethode. Bij een nadere uitwerking van de techniek en methode komen uiteindelijk ook een groot aantal andere criteria aan bod, die echter niet direct bepalend zijn geweest voor de keuze van de soort techniek en methode.

De criteria zijn onderverdeeld in geotechnische en uitvoeringstechnische; de 'Vorm en ligging-criteria' zijn in de voorgaande twee onder te brengen. (De diepte van de dwarsverbinding bij o.a. de waterdruk, de diameter bij o.a. de aansluiting op tunnel en de lengte bij flexibiliteit.)

In het schema (bijlage 4) is weergegeven welke mogelijkheden er zijn voor het maken van een dwarsverbinding en het verbeteren van de ondergrond, zowel vanaf het maaiveld als vanuit een tunnel. Daarnaast is aangegeven welke criteria van belang zijn bij het nemen van diverse keuzen.

5.1 Geotechnische criteria

In bijlage 3 staan een 8-tal criteria. Wanneer deze nader bekeken worden, blijkt dat er verschillende samen genomen kunnen worden.

Met grondgelaagdheid en de aanwezigheid van waterafsluitende lagen wordt in principe hetzelfde bedoeld, een laag met een lage doorlatendheid kan waterafsluitend worden genoemd.

Het criterium 'zoutgehalte' is eigenlijk alleen van belang als de vriestechniek wordt toegepast en dient niet opgenomen te worden in een lijst met algemeen geldende criteria.

5.1.1 Grondsoort

Met het criterium grondsoort wordt o.a. de korrelgrootten, verdeling, pakkingsgraad, etc. bedoeld. Dit criterium is direct van invloed op het kunnen toepassen van een soort grondverbeteringstechniek.

5.1.2 Grondstabiliteit en sterkte

Een goede maat voor dit criterium is de ongedraineerde schuifsterkte. Samen met de verticale grondspanning (afhankelijk van diepte en volumieke massa's van de grond) is de overload factor te bepalen. Voor een ongesteunde ontgraving is een overload factor van 1 tot 2 nodig, tussen de 2 en 5 dient alleen het tunnelgat ondersteund te worden en boven de 5 is een volledige ondersteuning (inclusief graaffront) noodzakelijk.

5.1.3 Grondgelaagdheid

Bij dit criterium zijn de onderlinge verschillen tussen de grondlagen belangrijk. Verschillen kunnen optreden in de korrelgrootten, (schuif)sterkten, waterdoorlatendheden, etc. Verschillende grondcondities kunnen uiteindelijk verschillende grondverbeteringstechnieken en constructiemethoden tot gevolg hebben.

5.1.4 Waterdruk

De waterdruk t.p.v. het graaffront is o.a. van invloed op de mate van waterinstroming in de tunnel (bij bijvoorbeeld een open front).

5.1.5 Grondwaterstroming/doorlatendheid

De grondwaterstroming/doorlatendheid is voor een groot deel afhankelijk van de heersende waterdruk. Toch wordt dit criterium hier gescheiden gehouden van de waterdruk, omdat de grondwaterstroming en doorlatendheid zeer belangrijk zijn bij de soorten grondverbetering (voornamelijk de vriestechniek).

5.1.6 Obstakels in de ondergrond

Onder obstakels in de ondergrond kunnen alle inhomogeniteiten worden verstaan, van bommen en dukdalven tot grondinsluitsels en holten die gevuld zijn met water. Obstakels kunnen problemen geven bij zowel grondverbeteringstechnieken als constructiemethoden.

5.2 Uitvoeringstechnische criteria

Van de 11 criteria in bijlage 3 kunnen de eerste twee, grondverbetering en aanleg dwarsverbinding, samengenomen worden tot het kunnen gebruiken van het maaiveld, oftewel: 'Gebruik van m.v.'

Hergebruik apparatuur (welke vaak minder belangrijk is), geschiktheid serie werk en constructietijd zijn samen te nemen onder: 'Aantal dwarsverbindingen'.

'Aansluiting op tunnel' omvat de constructie tussen de tunnel en dwarsverbinding, de lokale grondverbetering (inclusief de eventuele doorboorbaarheid daarvan) en de aanpassingen aan de hoofdtunnellining.

5.2.1 Gebruik van m.v.

Een van de eerste (zo niet de eerste) vraag die gesteld moeten worden is of het maaiveld gebruikt kan worden voor het verbeteren van de grond en/of het construeren van een dwarsverbinding.

5.2.2 Ruimtegebruik, apparatuur, etc.

Het ruimtegebruik in de tunnel dient (als dat nodig is) voldoende over te laten voor het kunnen verbeteren van grond en/of construeren van de dwarsverbinding. Wanneer het maken van de dwarsverbinding en het boren van de hoofdtunnel tegelijkertijd plaatsvindt, heeft dit gevolgen voor het ruimtegebruik in de tunnel, de veiligheid, logistiek, etc.

5.2.3 Aantal dwarsverbindingen

De constructietijd per dwarsverbinding wordt steeds belangrijker naarmate er meerdere gemaakt moeten worden. Materieel dat snel ontgraaft en in korte tijd op een andere locatie in te zetten is, verdient bij een groot aantal dwarsverbindingen de voorkeur.

5.2.4 Flexibiliteit

De lengte van de dwarsverbinding, eventuele hellingen, niet parallel liggen en versprongen zijn van segmentringen van de twee hoofdtunnels, etc. maken allen een constructie die flexibel kan zijn noodzakelijk.

5.2.5 Aansluiting op tunnel

De aansluiting tussen hoofdtunnel en dwarsverbinding wordt vaak aangelegd door eerst de grond te verbeteren via openingen in de lining, een element weg te halen en deze dan verder uit te bouwen. De aansluitingsconstructie moet aan verschillende eisen voldoen, waarvan o.a. waterdicht zijn en kunnen opnemen en doorgeven van krachten de belangrijkste zijn.

5.2.6 Grondstabiliteit en sterkte

De 'grondstabiliteit en sterkte' is niet alleen sterk van invloed op het al dan niet verbeteren van de grond en de soort verbetering, maar ook bij opbouw van en de soort lining van de dwarsverbinding. Bij de verschillende constructiemethoden worden vaak ook verschillende soorten liningen geplaatst, die allemaal voldoende sterk, stijf en waterdicht dienen te zijn.

5.3 Schema

Alle informatie die hiervoor beschreven staat, is meegenomen in het samenstellen van het schema. Er is een selectie gemaakt van de meest realistische en haalbare technieken, methoden en combinaties.

Het schema start linksboven met een tweetal vragen. De methoden zijn opgesplitst in drie delen, te weten de constructies die volledig vanaf het maaiveld worden gebouwd, constructies die vanuit de tunnel worden gebouwd met grondverbetering vanaf het maaiveld en de constructies die volledig vanuit een bestaande tunnel worden aangelegd.

Er is een onderscheid gemaakt tussen lokale grondverbetering die nodig is om het overbruggingsstuk, tussen de tunnel en verbinding, te kunnen aanleggen en de grondverbetering die nodig is voor de dwarsverbinding zelf.

Bij de keuzen, die op diverse plaatsen gemaakt moeten worden, is hieronder aangegeven welke criteria o.a. van belang zijn.

Bij (1):
Bij de vraag of het zinvol en mogelijk is om de dwarsverbinding vanaf maaiveld te construeren is o.a. de diepte van de tunnel van belang. Bij een grote diepte is het d.m.v. een bouwkuip of caisson aanleggen van de dwarsverbinding niet meer haalbaar.

Bescherming van de natuur en het milieu, overlast door trillingen en geluid, etc. kunnen de redenen zijn van het niet mogen gebruiken van het maaiveld om een bouwplaats in te richten.

Bij (2):
De keuze tussen een bouwkuip en een caisson wordt bepaald door de grondopbouw en samenstelling (aanwezigheid van afsluitende lagen), het aantal dwarsverbindingen (caissons laten zich bij bepaalde afmetingen prefabriceren), de vorm van de dwarsverbinding, de diepte (onder verhoogde luchtdruk ontgraven bij een caisson), etc.

Bij (3):
Bij de keuze of er het beste voor lokaal vriezen of injecteren kan worden gekozen is de grondsoort (korrelgrootten, poriënvolume, etc.), grondstabiliteit en sterkte, grondgelaagdheid, grondwaterstroming/doorlatendheid en constructietijd van belang.

Bij (4):
Alleen een grondverbetering vanaf het maaiveld aanbrengen geeft weliswaar minder overlast in de vorm van geluid en trillingen en aantasting van het milieu, een bouwplaats is echter nog steeds nodig. Daarnaast neemt de nauwkeurigheid van het aanbrengen van de verbetering af met een toenemende diepte.

Bij (5):
Het persen, gebruik van een TBM en de ringmethode is niet gebaat bij een grondverbetering vanaf maaiveld aangezien deze niet ingezet kan worden voor het creëren van de lokale verbetering t.p.v. de aansluiting op de hoofdtunnel. Bij de onderlinge afweging tussen een open front, de buizenmethode en een groutboog met horizontaal meer-fasen jet-grouten speelt voornamelijk de vraag of een open front stabiel genoeg is te krijgen en de waterinstroom dan niet te groot is. Bij de buizenmethode en de groutboog moet respectievelijk de grond te injecteren vallen en de retourstroom op te vangen zijn. Voor de lokale grondverbetering kan zowel het vriezen als het injecteren worden ingezet, zie verder (3).

Bij (6):
Een keuze tussen de vier grondverbeteringstechnieken is afhankelijk van bijzonder veel criteria. Naast de grondopbouw, grondsoort en nauwkeurigheid is de diepte van de toekomstige dwarsverbinding en de bijbehorende waterdruk van belang.

Bij (7):
Bij constructie én grondverbetering vanuit de tunnel, bestaat de eerste keuze uit het toepassen van een open front of een andere methode. Een open front heeft als voornaamste voordelen boven de andere methoden dat het een grote flexibiliteit bezit en dat er de nodige ervaring mee is opgedaan. Naast enkele andere voordelen (obstakels in de ondergrond zijn nagenoeg geen probleem) is het grootste nadeel dat er een stabiel en waterdicht front moet worden verkregen, over de volle lengte van de verbinding.

Bij (8):
De verbetering moet zoals gezegd over de volle lengte van de verbinding worden aangebracht. De keuze tussen het vriezen, jetgrouten en injecteren wordt bepaald door alle criteria die van 5.1.1 tot 5.2.6 worden genoemd.

Bij (9):
Het persen en gebruik van een TBM voor het maken van een verbinding verschilt onderling weinig. Voornaamste problemen liggen bij het verstoren van het boorproces van de hoofdtunnel door de ruimte die de apparatuur inneemt (ruimtegebruik, etc.). Dit wordt bovendien nog verergert door de constructie die de krachten overbrengt op de lining. Een lokale grondverbetering kan als een soort dichtblok dienst doen en de grond achter de relatief grote opening in de tunnellining stabiel en waterdicht houden. Deze twee methoden komen waarschijnlijk pas tot hun recht wanneer er in een bodem als de Nederlandse een zeer groot aantal verbindingen moet worden aangelegd.

De buizenmethode kan, van deze vijf methoden, als de constructiemethode worden gezien die het snelst technisch realiseerbaar is. Voornaamste problemen liggen hier bij het grote aantal aanpassingen aan de lining en eventuele obstakels in de ondergrond, met een niet waterdicht massief tot gevolg.

Voordat de ringmethode en de groutboog als techniek goed toegepast zullen kunnen worden, dient het nodige onderzocht te worden.

Bij (10):
Zie (3)

Inhoudsopgave

SAMENVATTING **103**

1 INLEIDING **104**

2 MAATGEVENDE DOORSNEDE **105**

3 HUIDIG GEBRUIK VAN MAAIVELD **106**

4 FUNCTIONELE EISEN VAN DWARSVERBINDING **107**

5 UITWERKING 'VANAF MAAIVELD' **108**

5.1 GROTE BOUWKUIP 110
5.1.1 Algemeen *110*
5.1.2 Fasering *110*
5.1.3 Afwegingen en keuzen *111*
5.2 KLEINE BOUWKUIP 113
5.2.1 Algemeen *113*
5.2.2 Fasering *113*
5.2.3 Afwegingen en keuzen *114*
5.3 DICHTBLOK TUSSEN DIEPWANDEN 115
5.3.1 Algemeen *115*
5.3.2 Fasering *115*
5.3.3 Afwegingen en keuzen *115*
5.4 GROOT CAISSON 116
5.4.1 Algemeen *116*
5.4.2 Fasering *117*
5.4.3 Afwegingen en keuzen *117*
5.5 KLEIN CAISSON 119
5.5.1 Algemeen *119*
5.5.2 Fasering *119*
5.5.3 Afwegingen en keuzen *119*
5.6 OPEN CAISSON METHODE 120
5.6.1 Algemeen *120*
5.6.2 Fasering *120*
5.6.3 Afwegingen en keuzen *121*

6 UITWERKING 'VANUIT TUNNEL' **122**

6.1 HAALBAARHEID VAN CONSTRUCTIEMETHODEN 123
6.1.1 Open front ontgraving *123*
6.1.2 Buizenmethode *123*
6.1.3 Perstechniek *123*
6.1.4 Kleine TBM *123*
6.1.5 Ringmethode *123*
6.1.6 Horizontaal jetgrouten *124*
6.2 OPEN FRONT ONTGRAVING 125
6.2.1 Algemeen *125*
6.2.2 Fasering *125*
6.2.3 Afwegingen en keuzen *126*
6.3 BUIZENMETHODE 127
6.3.1 Algemeen *127*
6.3.2 Fasering *127*
6.3.3 Afwegingen en keuzen *127*
6.4 PERSTECHNIEK 128
6.4.1 Algemeen *128*
6.4.2 Fasering *128*
6.4.3 Afwegingen en keuzen *128*
6.5 KLEINE TBM 130
6.5.1 Algemeen *130*
6.5.2 Fasering *130*

6.5.3 Afwegingen en keuzen 130
6.6 RINGMETHODE 131
6.6.1 Algemeen 131
6.6.2 Fasering 131
6.6.3 Afwegingen en keuzen 131
6.7 HORIZONTAAL JETGROUTEN 132
6.7.1 Algemeen 132
6.7.2 Fasering 132
6.7.3 Afwegingen en keuzen 132
7 RISICO- EN KOSTENBESCHOUWING 134
7.1 RISICO- EN KOSTENBESCHOUWING 'VANAF MAAIVELD' 134
7.2 RISICO- EN KOSTENBESCHOUWING 'VANUIT TUNNEL' 136
8 CONCLUSIES 138

Samenvatting

In dit deel van het verslag wordt het doorlopen van het keuzeschema, zoals dat in het deel 'Criteria voor grondverbeteringstechnieken en constructiemethoden' staat vermeld, voor de mogelijkheden van het construeren vanaf het maaiveld en vanuit de tunnels behandeld.

De constructiemethoden en grondverbeteringstechnieken worden toegepast op de maatgevende locatie t.a.v. de dwarsverbindingen, te weten km 27.735. De grondopbouw en bijbehorende spanningen staan vermeld in bijlage 5.

Het Tracébesluit en het Referentie Ontwerp geven diverse randvoorwaarden waaraan het construeren van een dwarsverbinding moet voldoen. Aan het gebruik van het maaiveld en de ondergrond zijn eisen verbonden t.a.v. toegestane zettingen, afsluiting van waterwegen, etc. Deze eisen en bepalingen zijn meegenomen bij het ontwerpen van mogelijke constructies.

Wanneer de mogelijkheid bestaat om het maaiveld voor de constructie van een dwarsverbinding te gebruiken, bestaat de eerste keuze uit het toepassen van een bouwkuip, een dichtblok of een caisson. Bij deze constructiemethoden kan de vriestechniek en de injectietechniek toegepast worden.

De bouwkuip, het dichtblok en het caisson zijn in een grote en kleine vorm uitgewerkt; een constructie waar de TBM doorheen boort en een constructie die tussen de geboorde tunnels komt te liggen. Daarnaast is voor de bouwkuip een droge en natte variant meegenomen; een kuip die na het aanbrengen van wanden en vloer leeggepompt wordt en een kuip die vol met water blijft staan.

Indien er geen gebruik van het maaiveld voor de constructie en verbetering van grond mag worden gemaakt, geeft het schema een keuze aan tussen een open front constructiemethode met grondverbetering vanuit de tunnels en het toepassen van danwel de perstechniek, een kleine TBM, de ringmethode, buizenmethode of een groutboog met horizontaal meer-fasen jetgrouten. De constructiemethoden met bijbehorende grondverbeteringstechnieken zijn allen uitgewerkt en mogelijke oplossingen zijn gegeven voor problemen, zoals in paragraaf 6.1 beschreven.

Na het onderling op risico's en bouwkosten beoordelen van bovenstaande constructiemethoden blijkt dat vanaf het maaiveld het toepassen van een dichtblok tussen diepwanden, de grote variant, en vanuit een tunnel het inzetten van een kleine TBM tot de meest geschikte constructiemethoden behoren voor het Referentie Ontwerp.

1 Inleiding

Het doel van deze afstudeerstudie is om tot de best toepasbare constructiemethode en grondverbeteringstechniek te komen, voor zowel de situatie dat het maaiveld voor de constructie gebruikt mag worden, als voor de situatie dat de constructie vanuit een geboorde tunnel dient te worden aangelegd. De beschikbare methoden en technieken worden op basis van risico's en kosten onderling beoordeeld.

Bij het doorlopen van het blokschema, voor de situatie dat de dwarsverbinding vanaf het maaiveld mag worden aangelegd en de situatie dat deze vanuit een geboorde tunnel aangelegd dient te worden, is het noodzakelijk om de juiste gegevens, van de boortunnel onder het Groene Hart, bij de hand te hebben. Het vorige verslag voorzag in die behoefte.

Het deelverslag 'Uitwerking en beoordeling van constructiemethoden' is het vervolg op het deelverslag dat het Referentie Ontwerp van de boortunnel onder het Groene Hart beschrijft. In dit verslag worden de mogelijke ontwerpen nader uitgewerkt en onderling beoordeeld.

In hoofdstuk 2 wordt de maatgevende doorsnede bepaald. Op deze doorsnede zijn de ontwerpen van toepassing.

Hoofdstuk 3 geeft het huidige gebruik van het maaiveld weer, van belang voor de constructies die van het maaiveld gebruik maken.

De functionele eisen van een dwarsverbinding staan vermeld in hoofdstuk 4

In de hoofdstukken 5 en 6 van dit deelverslag worden de mogelijke methoden en technieken per situatie op een rij gezet en uitgewerkt. Verschillende soorten bouwkuipen, caissons en grondverbeteringen komen aan bod.

De onderlinge beoordelingen op risico's en bouwkosten van mogelijke technieken in beide situaties, vanaf het maaiveld en vanuit de tunnels, staan beschreven in hoofdstuk 7.

Het achtste en laatste hoofdstuk geeft tenslotte de conclusies weer.

2 Maatgevende doorsnede

De geologische en geohydrologische omstandigheden veranderen sterk over het hele tracé. Wanneer echter uitgegaan wordt van de gegevens van het Referentie Ontwerp boortunnel HSL-Zuid kan een maatgevende doorsnede, met bijbehorende grondopbouw en (verticale grond- en water-) spanningen, bepaald worden.

De maatgevende doorsnede voor de dwarsverbindingen ligt net ten zuiden van vluchtschacht Achthoven, ter plaatse van dwarsverbinding 16, op km 27.735, om o.a. de volgende redenen:
- maximale diepte
- relatief 'zware' bovenliggende grondlagen
- maximale grondwaterstand (langs het tracé)

De grondopbouw in deze doorsnede is als volgt:

-	hoogte maaiveld	N.A.P. -1.00	m
-	maatgevend hoog water	N.A.P. -1.40	m
-	maatgevend laag water	N.A.P. -3.10	m
-	bovenkant van de tunnel	N.A.P. -21.75	m
-	bovenkant van de dwarsverbinding	N.A.P. -26.12	m
-	onderkant van de dwarsverbinding	N.A.P. -30.43	m
-	onderkant van de tunnel	N.A.P. -32.20	m

De maatgevende hoge en lage grondwaterstanden zijn de stijghoogten in het eerste (Pleistocene) watervoerende pakket; de goed doorlatende Formaties van Twente en van Urk.

In de berekeningen van de maatgevende (grond)waterstanden is rekening gehouden met een opstuwing in het watervoerende pakket door een blokkade van de grondwaterstroming, als gevolg van de aanleg van de tunnel. Deze opstuwing kan aan de bovenstroomse zijde van het noordelijke deel van het tracé, waar de grondwaterstroming vrijwel haaks op de tunnel staat, circa 0.15 m bedragen.

In bijlage 5 is een schematisering van de grondopbouw, de waterspanningen en de horizontale en verticale grondspanningen gegeven.

Grondsoort	Onderkant laag [m N.A.P.]	Laagdikte [m]	soortelijk gewicht $\gamma_{rep;\,nat}$ [kN/m^3]	$K_{0;\,nom}$ [-]
OB, klei	-3.75	2.75	15.50	0.50
12, klei	-4.50	0.75	14.50	0.66
14, zand	-8.55	4.05	19.60	0.50
14a, zand	-10.50	1.95	19.20	0.50
12, klei	-13.75	3.25	14.50	0.66
4a, veen	-15.00	1.25	11.00	0.74
22, zand	-27.00	12.00	19.90	0.50
34, zand			20.20	0.50

Tabel 3.1 Belangrijkste eigenschappen grondlagen bij km 27.735.

Er wordt geen rekening gehouden met overspannen water; aangenomen is dat ter plaatse van de maatgevende doorsnede sprake is van een hydrostatisch drukverloop. De gronddruk boven en naast de tunnel wordt bepaald door het soortelijk gewicht van de grond te vermenigvuldigen met de hoogte van de betreffende grondlaag. Voor het grondwater wordt gerekend met $\gamma_{w;\,rep}$ = 10 kN/m^3.

Boven de maatgevende grondwaterstand wordt gerekend met een droog soortelijk gewicht $\gamma_{droog;\,rep}$. Een uitzondering hierop vormen de kleilagen boven de grondwaterstand; de doorlatendheid van klei is te laag om in een periode van een lage waterstand voor ontwatering te zorgen. Daarom wordt voor klei ook met $\gamma_{rep;\,nat}$ gerekend. Onder de grondwaterstand wordt met een verzadigd soortelijk gewicht $\gamma_{rep;\,nat}$ gerekend; dit is onder het niveau N.A.P. -1.40 m.

De verticale korreldruk volgt uit de ter plaatse heersende gronddruk minus de heersende waterdruk. De horizontale korreldruk volgt uit de verticale korreldruk, door vermenigvuldiging met de ter plaatse geldende neutrale gronddrukcoëfficiënt K_0. Dit betreffen steeds nominale waarden, vastgesteld op basis van de gangbare berekeningsmethodiek voor boortunnels in zandlagen.

3 Huidig gebruik van maaiveld

Locaties dwarsverbindingen:	Grondsoort m.v.:	Obstakels:	Grondgebruik:
1. km 22.800	klei, siltig, humeus	aftakking 1e Tocht	polder
2. km 23.100	klei, siltig, humeus	aftakking 1e Tocht	polder
3. km 23.400	klei, siltig, humeus	aftakking 1e Tocht	polder
4. km 23.700	klei, siltig, humeus	aftakking 2e Tocht	polder
Bent, km 24.000			
5. km 24.300	veen	aftakking Padeschewetering	polder
6. km 24.600	veen	aftakking sloot	polder
7. km 24.900	veen	-	polder
8. km 25.200	veen	-	polder
9. km 25.500	veen	kruising sloten	polder
10. km 25.800	klei, siltig, humeus	aftakking sloot	polder
N11, km 25.935			
11. km 26.235	klei, siltig, humeus	aftakking sloot	polder
12. km 26.535	aangepast	wegen gemeente Rijnwoude	bebouwing
13. km 26.835	aangepast	zie (1)	bebouwing
14. km 27.135	aangepast	zie (2)	bebouwing
15. km 27.435	aangepast	bebouwing, sloten, leidingen	bebouwing
16. km 27.735	klei, siltig, humeus	aftakking sloot	polder
Achthoven, km 28.000			
17. km 28.300	klei, siltig, humeus	aftakking sloot	polder
18. km 28.600	klei, siltig, humeus	aftakkingen sloten	polder
19. km 28.900	klei, siltig, humeus	waterleiding (Ø 500 mm)	polder
20. km 29.200	klei, siltig, humeus	-	bouwzone
21. km 29.400	klei, siltig, humeus	direct gelegen naast de Does	bouwzone

(1) De locatie van de dwarsverbinding ligt direct naast een aan de bestemming te onttrekken bebouwing in Rijnwoude.

(2) De locatie van de dwarsverbinding ligt nagenoeg onder een aan de bestemming te onttrekken bebouwing en de Hoge Rijndijk in Rijnwoude.

4 Functionele eisen van dwarsverbinding

De dwarsverbindingen dienen aan de volgende eisen te voldoen:

- PVR van 2400 mm breed en 2300 mm hoog.
- Ruimte benodigd voor overdrukventilatoren, luchtkanaal, kabelgoot, wandkasten met ruimte voor telecommunicatie en energievoorziening, etc.
- Brandwerende schuifdeuren aan beide kanten van de dwarsverbinding in de spoortunnels.

De technische levensduur en waterdichtheidseisen waaraan de lining en de overgangsconstructies naar de spoortunnel moeten voldoen, staan vermeld in het Referentie Ontwerp boortunnel HSL-Zuid.

Indien bovenstaande installaties en het PVR ondergebracht worden in een cirkelvormige doorsnede, dient de binnenkant van de lining een diameter van 4.0 m te bezitten.

5 Uitwerking 'vanaf maaiveld'

In dit hoofdstuk staan de verschillende ontwerpen uitgewerkt, die mogelijk zijn, wanneer de constructie van de dwarsverbindingen vanaf het maaiveld zou mogen worden uitgevoerd. De ontwerpen hebben allen betrekking op de maatgevende doorsnede, ter hoogte van km 27.735, zoals deze beschreven is in hoofdstuk 2.

Wanneer voor de 21 te maken dwarsverbindingen het schema wordt doorlopen, met de mogelijkheid tot het construeren vanaf maaiveld, bestaat de eerste keuze uit construeren in bouwkuipen of via het afzinken van caissons. Bij het maken van een dwarsverbinding in een bouwkuip of met een caisson, zijn een aantal zaken van belang, die niet of in mindere mate spelen wanneer de verbinding vanuit de geboorde tunnels wordt aangelegd: (naast de punten, genoemd in 'Criteria voor grondverbeteringstechnieken en constructie-methoden' en 'Referentie Ontwerp, boortunnel HSL-Zuid'.

Ontgraven van grond
De grondkolom boven de uiteindelijke verbinding wordt in een bouwkuip en bij het afzinken van een caisson volledig verwijderd en weer aangevuld. De verstoring van de grondopbouw is volledig; de ontgraven grond moet tijdelijk opgeslagen worden en zal na het terugstorten een grondkolom vormen van 'homogene' samenstelling en een andere doorlatendheid.

Het opslaan van grond kan waarschijnlijk, bij het grootste aantal dwarsverbindingen, niet direct naast de constructieplaats, gezien het ecologische karakter van de diverse polders. Transport van grond over aan te leggen werkwegen geeft echter o.a. geluid- en trillingoverlast.

De kans dat er verontreinigde grond aangetroffen wordt bij het ontgraven, wordt na het uitgevoerde onderzoek als klein ingeschat. Daarnaast wordt verwacht dat als er zich verontreinigde grond in het tracé bevindt, deze ten hoogste klasse 1verontreinigd is. Deze grond kan teruggestort worden (reinigen of vervangen is niet nodig) als de concentraties aan stoffen binnen bepaalde waarden vallen.

Vorming van wellen
Kwelwater in droogmakerijen is water uit de waterhoudende laag in de ondergrond dat naar de oppervlakte komt. Vaak is dit vanuit de diepte komende water enigszins zilt. Door wellen, de plaatsen waar dit zilte water omhoogkomt, is vaak de begaanbaarheid van het land moeilijk en stijgt het zoutgehalte van het oppervlaktewater. Een mogelijk gevolg is een daling van de landbouwopbrengst en aantasting van de aanwezige natuur.

Hoofdoorzaak voor de vorming van een wel is het ontstaan van scheuren of perforaties in de bovenste ondoorlatende grondlaag. Wanneer deze deklaag wordt aangetast of verwijderd, sluit deze de onderliggende waterhoudende laag minder goed af en neemt de hoeveelheid kwelwater toe. Deze situatie kan ontstaan bij:
- Het afgraven van deklagen; dit gebeurt bijvoorbeeld bij het graven van sloten.
- Vervorming van de ondergrond door ophoging of bemaling in diepere grondlagen.
- Het uitvoeren van grondonderzoek.
- Het aanbrengen van verticale drainage onder ophogingen.
- Het verwijderen van bemalingen.
- Het trekken van damwanden.

Bij de aanleg van de Hogesnelheidslijn worden maatregelen genomen om welvorming zoveel mogelijk tegen te gaan, te weten:
- Ophogingen vinden zo geleidelijk mogelijk plaats.
- Grote (spannings)bemalingen zullen niet voorkomen; bij de aanleg van constructies wordt gebruik gemaakt van bijvoorbeeld onderwaterbeton.
- Wellen die ondanks alle voorzorgen niet kunnen worden voorkomen, worden met een vulmiddel (bentoniet) gedicht; een volledige afsluiting wordt hiermee echter niet gegarandeerd.

Gebruik van maaiveld
Wanneer er van het maaiveld gebruik gemaakt moet worden voor de constructie van dwarsverbindingen, op de locaties die zijn aangegeven in het Referentie Ontwerp, krijgt men te maken met verschillende soorten zaken.

De (aftakkingen van) sloten, die op de locaties van de dwarsverbindingen liggen, zijn allen gelegen tussen weilanden in de polders. Een tijdelijke afsluiting van deze sloten heeft waarschijnlijk geen gevolgen voor de waterhuishouding van de polder, aangezien er voldoende andere sloten onderling met elkaar in contact staan.

Bouwen van de constructies ter plaatse van diverse wegen en bebouwing, die aan de bestemming wordt onttrokken, zorgt in Rijnwoude niet voor onoverkomelijke problemen, wat betreft trilling- en geluidsoverlast. Afsluiten en omleiden van de Hoge Rijndijk zal als zeer storend ervaren worden.

Ingegraven waterleidingen dienen tijdelijk afgesloten te worden of permanent te worden verlegd.

Ten alle tijden dient geprobeerd te worden om bouwwerkzaamheden zo ver mogelijk van waterwegen te houden. Bij de locaties van de dwarsverbindingen uit het Referentie Ontwerp komt de meest noordelijke verbinding echter vlak naast de Does te liggen. In het Tracébesluit en het Referentie Ontwerp zijn bepalingen opgenomen die speciaal van toepassing zijn op de Does.

De toplaag van de bodem heeft op verschillende locaties een verschillende samenstelling. Aan het maaiveld ligt meestal een laag van ongeveer een halve meter grond die door de mens is beïnvloed. Om de uit veen bestaande toplagen meer begaanbaar te maken, is op veel plaatsen klei of zand door het veen geploegd. Hierdoor is een wat kleiige, zandige veenlaag ontstaan. Net als bij een veen toplaag is het bij de andere soorten gronden ook nodig om de grond voldoende draagkracht te geven om ze geschikt te maken als bouwterrein of als aan- en afvoerwegen

De locaties van de dwarsverbindingen vallen niet binnen de gebieden waar speciale eisen met betrekking tot de zettingen gelden. De maximaal toelaatbare zetting is gesteld op 25 mm.

Stijghoogte boven maaiveld
In het zuidelijke deel van het tracé (toerit zuid tot circa km 24.05) staat de stijghoogte van het grondwater in het Pleistocene watervoerende pakket boven het maaiveld.

Zettingseisen
Ter plaatse van de bundel Hoge Rijndijk en Achthovenerweg (dwarsverbinding 14 en 15) geldt een maximaal toegestane zetting van 10 mm. Bij de overige dwarsverbindingen mag de maaiveldzakking 25 mm bedragen.

Aantasting van milieu
Aangezien voor de constructie van een dwarsverbinding een tijdelijke bouwplaats nodig is en er op het maaiveld niets permanent achterblijft, hoeft er geen compensatie van natuur- en landschapswaarden (via het Structuurschema Groene Ruimte) plaats te vinden.

Opleveringseisen
Ten aanzien van in de grond aangebrachte onderdelen van constructies is in het Programma van Eisen gesteld dat deze verwijderd dienen te worden tot 2.5 m onder het maaiveld.

In paragraaf 5.1 tot en met 5.3 worden verschillende soorten bouwkuipen en dichtblok- constructiemethode behandeld. Er is telkens een grote en een kleine variant uitgewerkt; een constructie waar de tunnels doorheen geboord worden en een constructie die tussen de twee tunnels ligt. Daarnaast wordt er een onderscheid gemaakt tussen een droge en natte variant; een kuip waarin in den droge gewerkt kan worden en een kuip die vol met water blijft staan.

De paragrafen 5.4 tot en met 5.6 gaan over mogelijke constructiemethode met behulp van caissons. Achtereenvolgens komen een groot en klein pneumatisch caisson en de open caisson methode aan bod. Van de open caisson methode is zowel een droge als een natte variant uitgewerkt.

5.1 Grote bouwkuip

5.1.1 Algemeen

Het doel bij het maken van een grote bouwkuip is een constructie te verkrijgen die de tunnel omvat en aangelegd wordt vanaf het maaiveld. Het omvatten van de tunnels is alleen zinvol en mogelijk als de TBM's door de constructie heen kunnen boren om zo van de constructie een dwarsverbinding te maken.

Om de constructie zo eenvoudig mogelijk te houden is bij dit ontwerp voor een rechthoekige vorm gekozen. Een niet rechthoekig, maar bijvoorbeeld rond gevormde constructie kan waarschijnlijk de grond- en waterdrukken op N.A.P. -30 m beter weerstaan. Daartegenover staat dat het aanleggen van zo een constructie op die diepte al snel zeer ingewikkeld wordt.

Bij een bouwkuip, die 30 m grond en water moet kunnen keren, wordt de keuze uit verschillende soorten wand- en bodemconstructies sterk beperkt. Aangezien de vloer en wanden, bij deze te keren grond- en waterdrukken, waarschijnlijk buiten gangbare en nog bruikbare afmetingen vallen is hier ook een droge en natte variant meegenomen.

In de droge variant wordt de kuip, na het plaatsen van wanden en vloer, plaatselijk droog gezet zodat de uiteindelijke dwarsverbinding in den droge gemaakt kan worden.

Bij de natte variant wordt afgezien van het droog zetten van de kuip (hetgeen dan eigenlijk niet meer een bouwkuip genoemd kan worden). Bij deze natte variant worden de drukken t.o.v. de droge variant sterk gereduceerd, wat de constructie slanker, eenvoudiger en beter uitvoerbaar maakt.

In bijlage 6 is de constructie weergegeven van de grote bouwkuip met zowel de droge als natte variant.

5.1.2 Fasering

De fasering is als volgt voor zowel de droge als natte variant:
- Aanleggen van de diepwanden 5, 6, 1, 4, 2, en 3 tot een diepte van circa N.A.P. –36 m. Tussen N.A.P. -20 m en N.A.P. -33.5 m zijn de diepwanden 1, 2, 3 en 4 en de middelste delen van 5 en 6 gewapend, de overige delen van wanden 5 en 6 zijn ongewapend. Tussen N.A.P. –20 m en het maaiveld zijn alle wanden als gewapende diepwanden uitgevoerd.
- Kolommen A en C: na elkaar tot N.A.P. –35 m ontgraven terwijl het grondwater erin blijft staan.
- Kolommen A en C: voorzien van vloer 7, gemaakt van met vezels versterkt onderwaterbeton.
- Kolom B: na het ontgraven en voorzien van een vloer van kolommen A en C treden op dit punt de eerste verschillen op tussen de droge en natte variant. Bij de droge variant wordt de putbodem uitgevoerd in gewapend onderwaterbeton met een verankering aan de wanden en bij de natte variant wordt de putbodem uitgevoerd in met vezels versterkt onderwaterbeton. In beide gevallen is de putbodem circa 1.5 m dik, de onderkant gelegen op N.A.P. –35 m.
- Kolommen A en C: tot een diepte van N.A.P. –20 m volstorten met een zeer lage sterkte beton.
- Kolommen A en C: tot een diepte van circa N.A.P.-18.5 m een dak van met vezels versterkt beton aanbrengen.

Splitsing tussen droge en natte variant:

Droge variant:
- Kolom B stapsgewijs leegpompen en voorzien van stempels.
- Kolommen A en C volstorten met grond, tot N.A.P. -3.5 m.
- TBM passage.
- Vanuit de schacht, eventueel na het toepassen van kleinschalige groutinjectie, doorbreken door de wanden 2, 3 en de tunnelliningen.
- Dwarsverbinding van een permanente lining voorzien en afwerken.
- Dwarsverbinding aanbrengen in kolom B, tussen vloer 7 en toekomstig dak 8.
- Resterend deel, tussen wanden 2, 3, 5 en 6, van dak 8 aanbrengen in gewapend beton, verankerd aan de diepwanden.
- Aanvullen van kolom B met grond, tot N.A.P. -3.5 m.

Natte variant:
- Vanaf het maaiveld kolom B tot een diepte van N.A.P.-20 m volstorten met een zeer lage sterkte beton.
- In kolom B, tot een diepte van circa N.A.P. -18.5 m, een dak van met vezels versterkt beton aanbrengen.
- Kolommen A, B en C volstorten met grond, tot N.A.P. -3.5 m.
- TBM passage.
- Vanuit de tunnels, eventueel na het toepassen van kleinschalige groutinjectie, doorbreken door de tunnelliningen, wanden 2 en 3 en de zeer lage sterkte beton.

- Dwarsverbinding van een permanente lining voorzien en afwerken.

Afwerking aan maaiveld, gelijk voor natte en droge variant:
- Tegen de buitenkant, van de buitenste diepwanden, damplanken inbrengen.
- Leegpompen van de kolommen A, B en C totdat het water op N.A.P.- 3.5 m staat.
- Verwijderen van de diepwanden tot N.A.P.-3.5 m.
- Aanvullen van grond tot aan het maaiveld, met de oorspronkelijke grond.
- Trekken van damplanken.

5.1.3 Afwegingen en keuzen

Wanden
De grote diepte van de tunnels en dwarsverbindingen en de bijbehorende drukken stellen hoge eisen aan de sterkte van de wanden van de bouwkuip. Bij de keuze tussen dam-, combi- en diepwanden zijn het de diepwanden die, t.o.v. de andere twee, enkele voordelen biedt.

De gewapende betonnen diepwanden kunnen als een onderdeel van de uiteindelijke constructie dienen en maken in dit geval passage van de TBM door de constructie, plaatselijk ongewapend uitgevoerd, mogelijk. De dikte van de diepwanden kan aangepast worden aan de drukken, die ter plaatse van de uiteindelijke dwarsverbinding verwacht worden, en maakt dit soort wanden samen met de uitvoeringstechnieken tot zeer grote diepte toepasbaar.

Het grootste probleem bij zowel de droge als natte variant is het stuk diepwand dat ongewapend blijft. Dit deel moet plaatselijk in staat zijn de horizontale korreldrukken te weerstaan, totdat de door de wanden omsloten ruimte volgestort wordt met lage sterkte beton.

De diepwanden moeten in een betonsoort (cement bentoniet) worden uitgevoerd, die doorboorbaar is voor de TBM. Dit en de opvullingen van zeer lage sterkte beton zorgt bij iedere passage van een kuip voor een grote belasting op de TBM en slijtage aan de tanden van het graafwiel.

Vloer en dak
De keuze van de toe te passen soort vloeren worden bepaald door o.a. het ontbreken van een waterafsluitende laag, het niet mogen uitvoeren van bemalingen, de grote diepte en waterdruk, etc. Door de toch al grote diepte van de kuip, is bij dit ontwerp geprobeerd om technieken te vermijden die op een nog grotere diepte toe te passen zijn. Hierbij valt te denken aan het gebruik van een gewichtsvloer van onderwaterbeton, injectie van grond om deze ondoorlatend te maken, gebruik van waterdichte vliezen, etc.

Bij de droge variant is de opwaartse druk van het water op te vangen met een gewapende onderwaterbeton vloer, als deze verankerd wordt aan de omringende diepwanden. Het bodemoppervlak van kolom B is relatief klein, zodat de constructie samen met de mantelwrijving verticaal in evenwicht is met de opwaartse kracht van het grondwater. (Eventueel kan de dikte van de wanden en de vloer aangepast worden, als het verticale evenwicht onvoldoende is.) Een belangrijk voordeel is dat op deze manier geen trekpalen op grote diepte aangebracht hoeven te worden. Het onder water aanbrengen van verankeringen zorgt echter weer voor de nodige uitvoeringstechnische problemen.

De dikte van de gewapende vloer, bij de droge variant, kan waarschijnlijk door de afmetingen van de kuip op plaat- en boogwerking worden bepaald. Het onder water en op grote diepte plaatsen van wapening gaat gepaard met de nodige onnauwkeurigheid, wat een dikkere vloer tot gevolg heeft. Bij dit ontwerp is uitgegaan van een 1.5 m dikke vloer. Indien na berekening blijkt dat de vloer onvoldoende sterk is, zal er een oplossing gezocht moeten worden in het toepassen van een dikkere en dieper gelegen vloer, met gevolgen voor de diepwanden, of in het toepassen van trekpalen.

De vloer- en dakdelen van de natte variant worden, door het laten staan van water in de bouwkuip, minimaal belast, zowel tijdens de aanlegfase als in de gebruiksfase. Op de vloeren in kolommen A, B en C staat namelijk de opwaartse waterdruk onder vloer 7 in evenwicht met de kolom water erboven. Het doorboren van het betonlichaam zal echter een belasting geven op de vloer en dakdelen, zodat een vorm van versterking toch nodig is.

Dwarsverbinding
De dwarsverbinding kan met een grote mate van vrijheid vormgegeven worden. De ruimte tussen wanden 2, 3, 5 en 6, vloer 7 en dak 8 is eventueel te gebruiken voor het onderbrengen van allerlei installaties, etc. Wanneer deze ruimte gebruikt wordt in het geval van de natte variant is het noodzakelijk om extra verstevigingen, nodig voor het ondersteunen van de kolom grond erboven, in dak 8 aan te brengen.

Afwerking aan maaiveld
De grondopbouw bestaat tot een diepte van N.A.P.-4.5 m uit klei. Wanneer er direct naast de diepwanden een rij damplanken in worden gebracht, zorgt de kleigrond ertussen voor een min of meer waterdichte afsluiting. Het is nu mogelijk om de eerste 2.5 meter van de kolommen droog te zetten en de diepwanden te

verwijderen. Na het verder tot maaiveld aanvullen van de oorspronkelijke grond hebben de damplanken geen nut meer en kunnen getrokken worden.

De afwerking is in bovenstaande geval en over de rest van het tracé zeer afhankelijk van de grondopbouw van de eerste 4 meter. Afhankelijk van de lokale omstandigheden kan er het beste naar een methode, voor het verwijderen van de bovenste 2.5 meter diepwand, worden gekeken.

Grondverbetering, aansluiting op de tunnels
De grondverbetering dient vanuit de schacht, danwel vanuit de tunnels aangebracht te worden. Aangezien de TBM door de lage sterkte beton heen boort kan er verwacht worden dat er enige lekkage langs de tunnellining optreedt, door de zo ontstane spleet. De grondverbetering in zowel de droge als de natte variant bestaat uit het opvullen van deze spleet, hetgeen het beste kan met lokale groutinjecties door respectievelijk de diepwand en de tunnellining.

5.2 Kleine bouwkuip

5.2.1 Algemeen

Het ontwerp en de constructiemethode van de kleine bouwkuip is voor een deel vergelijkbaar met de grote bouwkuip. De belangrijkste verschillen zijn de sterk vereenvoudigde constructie en fasering, het ontbreken van de doorboorbare delen van diepwanden en lage sterkte beton en de belangrijkere plaats die de grondverbetering inneemt.

Net als bij de grote bouwkuip is hier ook een droge en natte variant meegenomen. Bij de droge variant van de bouwkuip wordt de kuip, na het ontgraven van de grond, leeggepompt om de dwarsverbinding in den droge te maken. De kuip blijft bij de natte variant vol met water staan, hetgeen t.o.v. de droge variant een sneller haalbare constructie levert.

De ruimte in de kuip die gebruikt kan worden voor de constructie van de dwarsverbinding en de aan- en afvoer van mensen, materieel en materialen via de schacht is beperkt. Het ontwerp biedt echter een grote vrijheid t.a.v. het moment van aanleggen van de schacht in de planning van de gehele boortunnel (voor of na de passage van de TBM), de toe te passen grondverbeteringstechniek (grouten en vriezen), het vanuit de schacht of tunnel doen van de grondverbetering, etc.

In bijlage 7 is de constructie weergegeven van de kleine bouwkuip met zowel de droge als natte variant.

5.2.2 Fasering

De fasering is als volgt voor zowel de droge als natte variant:
- Aanleggen van de diepwanden 1, 2, 3 en 4 tot een diepte van circa N.A.P.-35 m. De diepwanden worden over de gehele hoogte als gewapende wanden uitgevoerd.
- De kolom grond binnen de wanden ontgraven tot circa N.A.P. -34 m ontgraven, terwijl het grondwater erin blijft staan.
- Droge variant: in de ontgraven kolom een vloer van gewapend onderwaterbeton aanbrengen, die verankerd is aan de gewapende diepwanden. Natte variant: in de ontgraven kolom een vloer van met vezels versterkt onderwaterbeton aanbrengen. In beide gevallen is de putbodem circa 1.5 m dik, de onderkant gelegen op N.A.P. -34 m.

Splitsing tussen droge en natte variant:

Droge variant:
- De ontgraven kolom stapsgewijs leegpompen en voorzien van stempels.
- Eventuele passage van TBM.
- Vanuit de schacht, na het toepassen van bevriezing van de grond, doorbreken door de wanden 3, 4 en de tunnelliningen.
- Dwarsverbinding van een permanente lining voorzien en afwerken.
- Dwarsverbinding aanbrengen in de ontgraven kolom, tussen vloer 5 en toekomstig dak 6.
- Resterend deel, tussen wanden 1, 2, 3 en 4, van dak 6 aanbrengen in gewapend beton, verankerd aan de diepwanden.
- Aanvullen van de ontgraven kolom met grond, tot N.A.P. -3.5 m.

Natte variant:
- Vanaf het maaiveld de kolom tot een diepte van N.A.P.-24 m volstorten met een zeer lage sterkte beton.
- Bovenop de zeer lage sterkte beton, tot een diepte van circa N.A.P.-22.5 m een dak van met vezels versterkt beton aanbrengen.
- De kolom volstorten met grond, tot N.A.P. -3.5 m.
- TBM passage.
- Vanuit de tunnels, na het toepassen van bevriezing van de grond, doorbreken door de tunnelliningen, wanden 3 en 4 en de zeer lage sterkte beton.
- Dwarsverbinding van een permanente lining voorzien en afwerken.

Afwerking aan maaiveld, gelijk voor natte en droge variant:
- Tegen de buitenkant, van de buitenste diepwanden, damplanken inbrengen.
- Leegpompen van de kolom totdat het water op N.A.P.- 3.5 m staat.
- Verwijderen van de diepwanden tot N.A.P.-3.5 m.
- Aanvullen van grond tot aan het maaiveld, met de oorspronkelijke grond.
- Trekken van damplanken.

5.2.3 Afwegingen en keuzen

Wanden
De wanden moeten bij de droge variant in staat zijn om ongestempeld de horizontale korreldruk te kunnen keren en gestempeld de horizontale korreldruk plus de waterdruk. Bij de natte variant moeten de ongestempelde diepwanden bestand zijn tegen de horizontale korreldrukken.

De redenen om hier voor diepwanden te kiezen zijn hetzelfde als bij de grote bouwkuip; een voordeel is dat in dit ontwerp geen ongewapende delen van diepwanden zijn opgenomen.

Vloer en dak
Net als bij de grote bouwkuip is dit ontwerp gebaseerd op het overdragen van de opwaartse krachten van het grondwater, tegen de onderkant van de vloer van de kuip, op de diepwanden. Deze krachten moeten via een verankering tussen de gewapende vloer en wanden worden overgedragen, zodat het gewicht van de hele constructie en de wrijving tussen de wanden en de grond benut wordt voor het verticale evenwicht.

Voor opmerkingen over de dikte van de vloer wordt verwezen naar 5.1.3, Afwegingen en keuzen, Vloer en dak.

Dwarsverbinding
Zie 5.1.3, Afwegingen en keuzen, Dwarsverbinding.

Afwerking aan maaiveld
Zie 5.1.3, Afwegingen en keuzen, Afwerking aan maaiveld.

Grondverbetering, aansluiting op de tunnels
De grondverbetering die voor het maken van de dwarsverbinding nodig is zou eventueel vanaf het maaiveld kunnen worden aangebracht. Te denken valt aan het toepassen van injectie van grout, direct naast de kuip, voor of na de passage van de TBM. Een waterdichte aansluiting van het verbeterde lichaam op zowel de kuip als de tunnellining zal dan waarschijnlijk niet ontstaan.

Het ligt meer voor de hand om vanuit de kuip, bij de droge variant, of vanuit de tunnel, bij de natte variant, te grouten of te vriezen. De grondverbetering kan dan over een korte afstand met een betere nauwkeurigheid worden aangebracht. Plaatsing van de injectie- en vrieslansen kan door de diepwand en tunnellining heen, door gebruik te maken van waterdichte moffen.

Bij de keuze tussen de toe te passen soorten grondverbeteringen speelt de plaatselijke waterdruk, de korte afstand en de korte termijn waarover de verbetering stand moet houden een rol. In de zandlagen van Urk en Twente (zeer groffe zanden en matig fijne zanden) kunnen beide soorten verbeteringen toegepast worden.

Bij de aansluiting tussen de tunnels en kleine bouwkuip bestaat er bij het vriezen een beter kans op een waterdichte aansluiting tussen de constructies en het lichaam zelf. Gezien de heersende waterdruk is dit een belangrijke reden om voor het vriesproces te kiezen.

De keuze tussen het vriezen m.b.v. pekelwater of stikstof wordt bepaald door o.a. de beschikbare tijd, het zoutgehalte, de grondwaterstroming, etc. Wanneer men afgaat op de resultaten van het uitgevoerde grondonderzoek, blijkt dat beide technieken toe te passen zijn in de zandlagen. Gezien de zeer korte afstand van het te maken lichaam en de korte tijd, die bij het gebruik van stikstof, nodig is, is het vriezen met deze methode de beste keuze.

Een bijkomend voordeel is dat er voor het vriezen met vloeibaar stikstof geen omvangrijke koelinstallaties, voor een langere tijd, nodig zijn. Door het vrijkomen van stikstofgas kan in een kleine ruimte (de kuip en de tunnels) echter wel een gevaar voor gasophoping ontstaan.

5.3 Dichtblok tussen diepwanden

5.3.1 Algemeen

Het creëren van een dichtblok op diepte is, wat de constructiemethode betreft, een vereenvoudiging van de grote en kleine bouwkuip die in de voorgaande twee paragrafen staan beschreven.

Door het niet aanbrengen van waterdichte vloeren in de kuip(delen), is het in den droge maken van de dwarsverbinding niet meer mogelijk. Door het toepassen van ongewapende delen in de diepwanden blijft het doorboren van de diepwanden mogelijk.

Door het niet hoeven aanbrengen van vloeren en daken wordt de constructie sterk vereenvoudigd; bij de grote en kleine bouwkuip is de aansluiting van vloer en dak op de diepwanden het meest complexe, bewerkelijke en risicovolle onderdeel van de constructie.

In dit hoofdstuk wordt, in de paragrafen die over de fasering en afwegingen en keuzen gaan, voornamelijk aangegeven waarin de constructiemethode verschilt t.o.v. de grote en kleine bouwkuip.

In bijlage 8 is de constructie weergegeven van de kleine en grote variant van het dichtblok tussen diepwanden.

5.3.2 Fasering

Het eerste deel van de fasering is als volgt, voor zowel de kleine als grote variant:
- Aanleggen van de diepwanden tot een diepte van N.A.P. -35 m. De delen van de diepwanden die doorboord moeten worden door de TBM's dienen ongewapend te zijn, van N.A.P. -20 m tot N.A.P. -35 m.
- Binnen de diepwanden grond ontgraven tot een diepte van N.A.P. -34 m, terwijl het grondwater binnen de wanden blijft staan.
- Storten van zeer lage sterkte beton tot een diepte van N.A.P. -20 m.
- Aanvullen van de grond tot een hoogte van N.A.P. -3.5 m.

Splitsing tussen kleine en grote variant:

Kleine variant:
- TBM passage.
- Vanuit de tunnels, na het toepassen van bevriezing van de grond, doorbreken door de tunnelliningen, het bevroren massief, de diepwanden en het zeer lage sterkte beton.
- Dwarsverbinding van een permanente lining voorzien en afwerken.

Grote variant:
- TBM passage.
- Vanuit de tunnels, eventueel na het toepassen van een kleinschalige groutinjectie, doorbreken door de tunnelliningen, de diepwanden en het zeer lage sterkte beton.
- Dwarsverbinding van een permanente lining voorzien en afwerken.

Voor de afwerking aan het maaiveld, gelijk voor kleine en grote variant, wordt verwezen naar paragraaf 5.1.2 en 5.2.2.

5.3.3 Afwegingen en keuzen

Verwezen wordt naar paragrafen 5.1.3 en 5.2.3.

Het niet aanbrengen van vloer- en dakdelen van met vezels versterkt onderwaterbeton of gewapend beton met een verankering aan diepwanden, geeft een grote reductie in kosten en risico's. Een nadeel t.o.v. de droge varianten is dat er in alle gevallen vanuit de tunnel aan de grondverbetering gewerkt dient te worden.

5.4 Groot caisson

5.4.1 Algemeen

Onder het maken van een dwarsverbinding met behulp van een caisson wordt verstaan het op het maaiveld construeren van stijve dozen die in hun geheel door ondergraven op diepte worden gebracht. Dit ondergraven kan in den natte geschieden of bij gebruikmaking van luchtdruk ook in den droge. In dit laatste geval spreekt men van pneumatische putten of caissons. Deze werkmethode wordt al sinds geruime tijd toegepast, een recent voorbeeld is het ondergronds deel van de Oostlijn van de Amsterdamse Metro. Er is met deze technieken intussen een ruime ervaring en kennis opgebouwd. Bij dit project moet het caisson echter op een diepte komen, die tot op heden nog niet is bereikt.

Op het maaiveld of in een ondiepe bouwput wordt een zeer stijve en sterke doosconstructie gebouwd, tegenwoordig bijna uitsluitend van gewapend beton gemaakt. Indien de constructie onder het grondwater niveau komt zal de ontgraving onder de constructie, bij een verhoogde luchtdruk, plaats moeten vinden en zal de grond door de constructie omhoog afgevoerd moeten worden. De luchtdruk dient zodanig te zijn dat er geen water in de werkkamer stroomt en moet tussen vrij nauwkeurige grenzen beheerst kunnen worden.

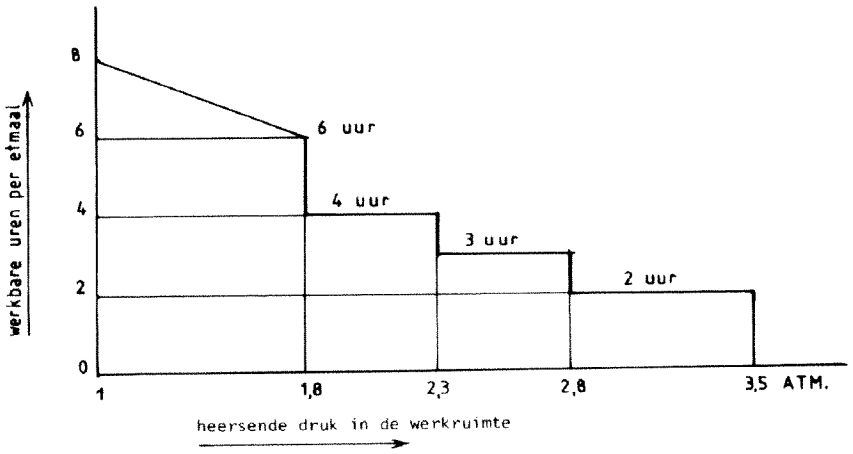
De weerstand van de constructie tegen het wegzinken in de grond wordt geleverd door de mantelwrijving rondom en de penetratieweerstand van de onderranden van de wanden. Als neerwaartse druk staat het eigen gewicht ter beschikking, verminderd met de opwaartse kracht van het water.

Het afzinken van een caisson gaat geleidelijk en kan binnen zekere grenzen bijgestuurd worden door de ontgraving plaatselijk meer of minder te concentreren.

Het afvoeren van de ontgraven grond kan bij een ontgraving in den droge via kubels of containers, die uitgesluisd worden, of bijvoorbeeld m.b.v. een verpompbaar water/grond mengsel, na te zijn losgespoten met waterkanonnen. Dit laatste systeem is toegepast bij de constructie van de Metro in Amsterdam en bleek bij fijnkorrelige gronden goed te werken.

De wrijving tussen de mantel en grond kan door het injecteren van een bentonietsuspensie sterk gereduceerd worden. Dit kan tot een besparing van ballast en eigen gewicht van de constructie leiden. Een 50 à 100 mm bredere rand maakt een gelijkmatige verdeling van deze suspensie mogelijk.

Het werken onder steeds hogere luchtdruk heeft tot gevolg dat de nuttig besteedbare tijd steeds korter en kostbaarder wordt. Afhankelijk van de drukken dient men gebruik te maken van speciaal opgeleide mensen en zijn er bepaalde wetten en besluiten van toepassing.



Figuur 5.1 Nuttig besteedbare werktijd bij het werken onder overdruk, uitgaande van 8 werkbare uren.

Het opbouwen van caissons op het maaiveld kan in onze grondgesteldheid tot problemen leiden. De grote belastingsconcentratie zorgt bij een slappe bodemgesteldheid voor grote zettingen, met een eventuele scheefstand van het caisson tot gevolg.

Bij het toepassen van grote caissons, voor het maken van de 21 dwarsverbindingen van de HSL-Zuid boortunnel, dienen deze tijdig voor de passage van de eerste TBM op diepte te zijn gebracht en van een

opgevulde werkkamer te zijn voorzien. Er moet rekening gehouden worden met een slijtage van de beitels van de TBM, veroorzaakt door het doorboren van de betonnen wanden.

Een caisson dat doorboord moet worden door twee TBM's met een diameter van 10.44 m krijgt zulke afmetingen dat serieproductie en aanvoer van het complete caisson niet haalbaar kan zijn.

De constructie en het afzinken van de caissons voor de boortunnel is zeer afhankelijk van de plaatselijke grondgesteldheid, het aanwezig zijn van zand-, klei- en veenlagen, etc. Het afzinken kan per locatie verschillen langs het tracé.

Een constructie die op het maaiveld gemaakt wordt is over het algemeen duurzamer en beter bestand tegen bijvoorbeeld de invloed van chloride, dan een constructie die in de grond is gevormd.

Over het algemeen kan gezegd worden dat de arbeidskosten voor het maken en afzinken van caissons hoog zijn en progressief toenemen bij afzinkdiepten, groter dan 18 m onder de stijghoogte van het grondwater.

In bijlage 9 en 10 is de bouwkuip op het maaiveld en de constructie van een groot caisson weergegeven.

5.4.2 Fasering

De fasering op het maaiveld is als volgt:
- Vanaf maaiveld inbrengen van damplanken tot een diepte van circa N.A.P. -15.5 m, tot in de zandlaag (22).
- Ontgraven binnen de damplanken tot een diepte van N.A.P. -4.5 m en water in de kuip laten staan.
- Aanbrengen van zandlaag tot N.A.P. -3.0 m.
- Wegpompen van grondwater tot het grondwaterniveau circa N.A.P. -4.0 m bedraagt.
- Constructie van het caisson in de bouwkuip.
- Aanvullen van de ruimte tussen caisson en damwanden met zand.

De fasering van het afzinken is als volgt:
- Afzinken van caisson onder tegelijkertijd opbouwen en stempelen van de stalen opbouw, totdat de onderkant van de bodem van het caisson op N.A.P. -35.0 m staat.
- Passage TBM.
- Vanuit het caisson, na het toepassen van kleinschalige groutinjectie, doorbreken door de wanden, tunnellininger, en de zeer lage sterkte beton.
- Dwarsverbinding van een permanente lining voorzien, afwerken en het caissondak dichten.

Afwerking aan maaiveld:
- Vanuit de binnenkant van de stalen opbouw, op 2.5 m onder maaiveld, de opbouw losbranden.
- Verwijderen van de stempeling, onder aanvullen van grond in de opbouw, tot aan het maaiveld. (Herstellen van N.A.P. -3.5 m tot het maaiveld, van de oorspronkelijke grondstructuur, OB klei)
- Trekken van de stalen opbouw delen, gevolgd door trekken van damplanken.
- Injectie van achtergebleven spleten, met waterafsluitende oplossing.

5.4.3 Afwegingen en keuzen

Bouwkuip op maaiveld
De bovenste laag van de grond bestaat uit twee soorten klei, met een totale dikte van 3.5 meter. Deze laag is waarschijnlijk niet voldoende draagkrachtig genoeg om een constructie te dragen tijdens de constructiefase. Daarnaast kan het beginnen met afzinken door een kleilaag zorgen voor een scheefstand van het caisson. Het weghalen van de slappe toplagen en het gedeeltelijk aanvullen met zand zorgt voor een bouwkuip met een goede constructiebodem en goede startcondities.

Het afzinken door de dieper gelegen laag klei en veen zal niet snel een plaatsafwijking veroorzaken, doordat door de stalen opbouw het caisson nagenoeg geen mogelijkheid tot roteren meer heeft.

Het gedeeltelijk aanvullen van de bouwkuip met zand is noodzakelijk vanwege het gevaar voor opbarsten. In dit geval ontstaat er verticaal evenwicht onder de kleilaag, op N.A.P. -13.75 m.

Ontwerp caisson en opbouw
Het caisson is een vierkante gewapend betonnen 'doos', circa 38.0 m bij 18.0 bij 16.5 m. Voor het doorboren van de TBM zijn er vier ongewapende delen in de wanden opgenomen, 13.5 in het vierkant. De randen aan de buitenzijde zijn ongeveer 2 m hoog, om voldoende bewegingsruimte te creëren voor de mensen die de grond ontgraven. Het wat uitstekende randje van de rand draagt bij aan verlaging van de wrijvingskrachten tussen wand en grond, door ruimte te scheppen voor het injecteren van een bentonietsuspensie.

Indien er zonder stalen opbouw, met alleen een schacht voor aan- en afvoer, afgezonken wordt, wordt de grond dusdanig (over een breed gebied) verstoord dat er een gevaar voor kwelwater ontstaat. De binnenste stalen schacht biedt ruimte voor aan- en afvoer van mensen, grond, water, bentoniet, etc. De ruimte die

onstaat tussen de binnenste stalen schacht en de buitenste mantel kan gebruikt worden voor aanvulling van grond, om het verticale evenwicht te herstellen. De stalen opbouw dient gestempeld te worden als er geen opvulling in aanwezig is.

Afhankelijk van het gewicht dat men het caisson tijdens het afzinken wil laten hebben kan de zeer lage sterkte beton aangebracht worden. Indien het caisson zonder deze ballast ontgraven wordt is het noodzakelijk om de ongewapende betonnen wanden extra te ondersteunen.

Verwijderen van grond onder caisson
Het systeem waarbij mechanisch de grond wordt verwijderd, zonder dat er mensen in de werkkamer aanwezig zijn, is in Nederland nog niet uitontwikkeld. Het systeem is daarnaast niet toepasbaar, aangezien er ook een klei- en veenlaag ontgraven moet worden, welke speciale eisen aan het graafgereedschap stellen.

Afzinken en scheefstand van caisson
Tijdens het afzinken van de caissons voor de Metro in Amsterdam is een plaatsafwijking van maximaal 120 mm gemeten, bij een geringere diepte dan aan te treffen is bij de dwarsverbindingen van de boortunnel HSL-Zuid. Tijdens het afzinken in Amsterdam kon er gericht bijgestuurd worden, hetgeen door het toepassen van een stalen opbouw bijna niet meer mogelijk is.
Indien er scheefstand van het caisson optreedt zal deze in de bovenste grondlagen optreden, een correctie is dan nog mogelijk door het gebruik van vijzels. Op grotere diepte is de stuurbaarheid minimaal en zal een scheefstand resulteren in een grote plaatsingsonnauwkeurigheid.

Door naast de rand, aan de binnenkant, grond weg te halen ontstaan er door het scheve vlak van de rand lokale glijvlakjes. De grond komt hierdoor naar binnen en de schacht zakt onder zijn eigen gewicht. Om het naar beneden zakken te vergemakkelijken door reductie van wandwrijving, wordt aan de buitenkant van de schacht een bentonietsmering toegepast.

De laag bentoniet is erg gevoelig voor scheefstand; als deze eenmaal dicht gedrukt is zal deze waarschijnlijk niet meer open komen na correctie van de scheefstand, maar zal het de grond ' meenemen' en geen smerend effect meer hebben.

Grondverbetering, aansluiting op de tunnels en doorbreken caisson en tunnels
De grondverbetering is nagenoeg vergelijkbaar met de grote bouwkuip, droge variant. In het caisson kunnen van te voren een groutinjectieinstallatie en moffen in de wanden worden aangebracht. Na het injecteren van de, door het doorboren van de TBM, ontstane spleten kan er doorgebroken worden vanuit het caisson en kan de dwarsverbinding van een permanente lining worden voorzien.

Dwarsverbinding
Voor het looppad en het onderbrengen van allerlei installaties en apparatuur in de dwarsverbinding kan alle aanwezige ruimte in het caisson worden benut.

Afwerking aan maaiveld
De stalen opbouw en de damplanken van de bouwput op het maaiveld dienen verwijderd te worden en de grondstructuur van de bovenste 2.5 m grond moet hersteld worden.

Na het losbranden van de opbouw op N.A.P. -3.5 m kan de grond aangevuld worden in de stalen opbouwgedeelten tot aan het maaiveld. De bovenste 2.5 m bestaat dan weer uit OB klei en gaat het vormen van wellen tegen. De stalen opbouwdelen en de damplanken van de bouwkuip kunnen getrokken worden, de openingen die hierdoor ontstaan dienen ook opgevuld te worden.

5.5 Klein caisson

5.5.1 Algemeen

Het ontwerp van het kleine caisson kan gezien worden als het middelste deel van het grote caisson. De ondergraving van het caisson gebeurt op dezelfde wijze en de stalen opbouw heeft dezelfde functie als bij het grote caisson.

T.o.v. het grote caisson heeft het kleine caisson echter een aantal belangrijke verschillen:
- Door de geringe breedte is het kleine caisson een stuk gevoeliger voor een scheefstand bij het starten en in de eerste meters van de ontgraving.
- Het caisson kan voor of na de TBM passage geplaatst worden, een plaatsing tussen de tunnelliningen kan echter door de plaatsingsnauwkeurigheid gevolgen hebben voor gronddrukken en spanningen.
- Het caisson van circa 18.0 bij 9.0 bij 11.0 m is eventueel in serie te produceren en op de bouwlocatie aan te voeren. Het voorgaande zou de duurzaamheid verbeteren en de overlast voor de omgeving verminderen.
- Aangezien het caisson niet doorboord wordt zal er een grondverbetering toegepast moeten worden om de ontgraving tussen caisson en tunnel mogelijk te maken. Deze situatie is vergelijkbaar met de kleine bouwkuip, droge variant.
- Het caisson kan, door het passeren van de TBM op een zeer kleine afstand, door drukken en spanningen belast worden met een scheefstand of zakking tot gevolg.

In bijlage 11 en 12 is de bouwkuip op het maaiveld en de constructie van een klein caisson weergegeven.

5.5.2 Fasering

De fasering op het maaiveld is, op het dichter bij elkaar plaatsen van de damwanden na, gelijk aan de bouwkuip van het grote caisson.

De fasering van het afzinken is als volgt:
- Afzinken van caisson onder tegelijkertijd opbouwen en stempelen van de stalen opbouw, totdat de onderkant van de bodem van het caisson op N.A.P. -34.0 m staat.
- Indien de TBM nog moet passeren; aanbrengen van groutankers.
- Vanuit het caisson, na het toepassen van bevriezing met stikstof, doorbreken door de wanden en tunnelliningen.
- Dwarsverbinding van een permanente lining voorzien, afwerken en het caissondak dichten.

De afwerking aan maaiveld is hetzelfde als bij het grote caisson.

5.5.3 Afwegingen en keuzen

Naast de afwegingen en keuzen die bij het grote caisson gemaakt zijn, speelt hier ook:

Bouwkuip op maaiveld
Het voornaamste doel van de bouwkuip is het tegengaan van een initiële scheefstand, welke gemakkelijker optreedt door de geringe breedte.

Ontwerp caisson en opbouw
De ruimte die voor het ballasten van het caisson gebruikt kan worden is beperkt tot de ruimte in het caisson.

Afzinken en scheefstand van caisson
Een scheefstand tijdens het begin van het ondergraven zal een grote plaatsingsafwijking en een belasting op de tunnellining tot gevolg hebben.

Grondverbetering en aansluiting op de tunnels
Net als bij de kleine bouwkuip is door de korte duur en de korte afstand een bevriezing met stikstof de snelste en meest betrouwbare oplossing. De installaties, moffen, etc., kunnen van te voren in het caisson aangebracht worden.

Stabilisatie van caisson
Stabilisatie van het caisson via het aanbrengen van groutankers kan bij de aan te treffen zandgronden goed toegepast worden en stabiliseert tegen kantelen om de lengte as. Net als bij het vriezen kunnen de openingen die nodig zijn voor het grouten, van te voren aangebracht worden.

Afwerking aan maaiveld
Het verwijderen van de stalen delen vergt minder werk en kan op dezelfde manier uitgevoerd worden als bij het grote caisson.

5.6 Open caisson methode

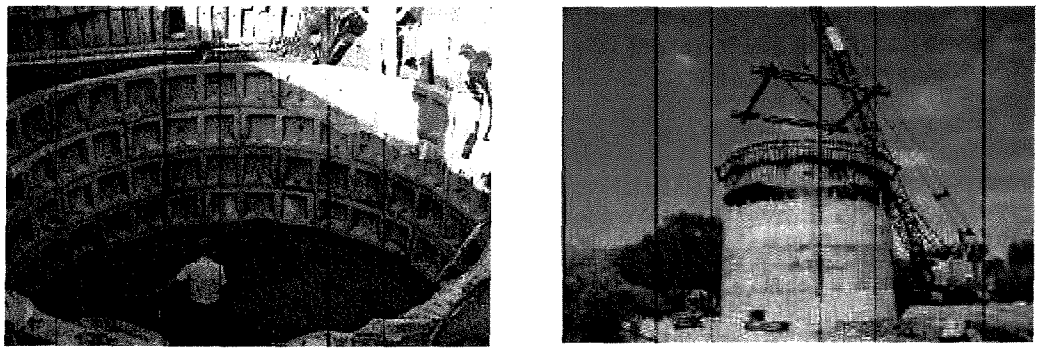
5.6.1 Algemeen

De open caissonmethode verschilt van het pneumatisch af te zinken caisson. De ronde of rechthoekige constructie wordt op het maaiveld opgebouwd en kan door het ontbreken van een vloer m.b.v. grijpers ondergraven worden. De constructie zakt onder het eigen gewicht in de grond weg, geholpen door injectie van betonietsuspensie en het toepassen van een snijrand om respectievelijk de mantelwrijving en de penetratieweerstand te reduceren.

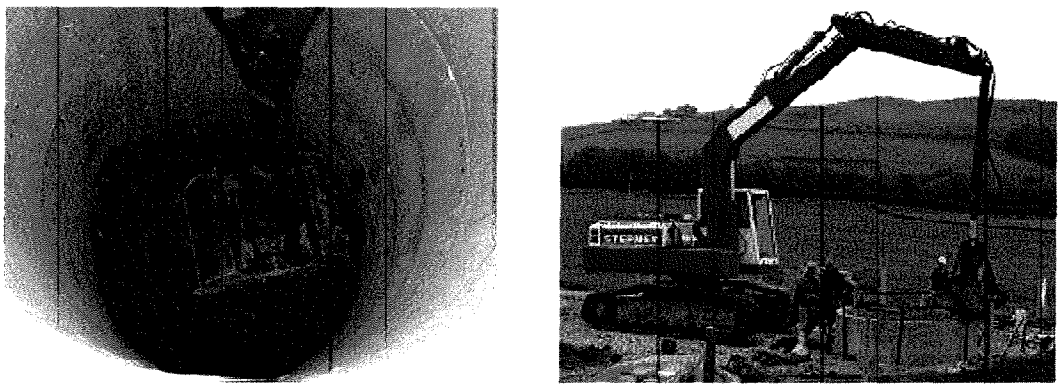
Op het maaiveld wordt de constructie voortdurend opgebouwd, zodat er een ronde of rechthoekige 'koker' in de grond ontstaat die gevuld is met water. Voor het opbouwen van het caisson wordt gebruik gemaakt van prefab onderdelen, glijbekisting, etc. De waterspiegel in de constructie kan op een zodanig niveau gehandhaafd worden dat er geen grondwater toestroomt.

Vooral bij putten die bestaan uit gewapend beton in een ronde vorm ligt deze constructiemethode voor de hand door de gunstige krachtswerking. Het aanbrengen van stempels of andere constructies die voor verstijving zorgen is niet mogelijk, aangezien deze het ontgraven onmogelijk maken. Bij grotere diameters moeten er vloeren ter verstijving van de constructie aangebracht worden en komt men uit op een pneumatisch af te zinken caisson.

Plaatsingscorrecties zijn in zeer beperkte mate tijdens het afzinken mogelijk, door de grote diepte-diameter verhouding en het ontgraven met grijpers.



Figuur 5.2 Opbouw constructie uit prefab onderdelen en m.b.v. glijbekisting.



Figuur 5.3 Ontgraving m.b.v. grijper.

In bijlage 13 is de constructie van een open caisson weergegeven.

5.6.2 Fasering

De fasering op het maaiveld is gelijk aan de bouwkuip van het kleine caisson (zie bijlage 11).

De fasering van het afzinken is als volgt:

- Afzinken van caisson onder tegelijkertijd opbouwen van de betonnen opbouw, totdat de onderkant van de snijrand van het caisson op N.A.P. -35.0 m staat.

In het geval van de droge variant:
- Constructie van de vloer in de put; gewapend onderwaterbeton en verankerd aan de diepwand.
- Vanuit de put, na het toepassen van bevriezing met vloeibaar stikstof, doorbreken door de caissonwanden, het vrieslichaam en de tunnelliningen.
- Dwarsverbinding van een permanente lining voorzien en afwerken.
- Constructie van het dak; gewapend onderwaterbeton en verankerd aan de diepwand.
- Aanvullen van grond in de put, tot een diepte van N.A.P. -3.5 m.

In het geval van de natte variant:
- Tot N.A.P. -22.5 m volstorten van de put met een zeer lage sterkte beton.
- Aanvullen van grond in de put, tot een diepte van N.A.P. -3.5 m.
- Vanuit de tunnels, na het toepassen van bevriezing met stikstof, doorbreken door de tunnelliningen, het vrieslichaam en de diepwanden.
- Dwarsverbinding van een permanente lining voorzien en afwerken.

De afwerking aan maaiveld is hetzelfde als bij het kleine caisson, met dien verstande dat het hier een betonnen lining betreft en geen stalen.

5.6.3 Afwegingen en keuzen

Het toepassen van een open caisson i.p.v. een pneumatisch af te zinken caisson betekent een sterke vereenvoudiging voor wat betreft de constructie en het afzinkproces.

Het gebruik van beton voor de opbouw van het caisson zorgt voor een groot eigen gewicht, welke nodig is voor het overwinnen van de mantelwrijving en de penetratieweerstand. De constructie (zonder vloer of dak) moet een aanzienlijke stijfheid hebben vanwege het afzinkproces en de grond- en waterdruk kunnen weerstaan. De meest geschikte vorm t.a.v. het voorgaande is een cirkelvormige constructie.

Het afzinkproces geschiedt zonder het inzetten van werkers onder verhoogde luchtdruk; een grijper op het maaiveld is voldoende om de grond in de put te verwijderen (zie bovenstaande figuur).

Het toepassen van een ronde gewapende constructie heeft als directe beperking dat het niet doorboorbaar is voor een TBM. Er zal altijd een vorm van grondverbetering moeten worden toegepast om het mogelijk te maken om de tunnellining te doorbreken.

Het verlagen van de mantelwrijving door het injecteren van een betonietsuspensie is door het geringe eigen gewicht zeer belangrijk. Het corrigeren van een eventuele scheefstand door plaatselijk meer te ontgraven is in dit geval niet wenselijk, omdat daarbij een verstoring van de bentonietlaag kan optreden. Het hoger opzetten van de constructie boven het maaiveld kan een te grote mantelwrijving en penetratieweerstand helpen overkomen.

Gezien de plaatsingsonnauwkeurigheid en de geringe stuurbaarheid heeft het afzinken voor de TBM passage de voorkeur.

De keuze van de soort grondverbetering is vergelijkbaar met een kleine bouwkuip, beschreven in 5.2.3.

6 Uitwerking 'vanuit tunnel'

Wanneer er t.a.v. de constructiemethode en grondverbeteringtechniek geen activiteiten op het maaiveld mogen worden ontplooid valt allereerst de keuze voor de constructiemethode uiteen in het toepassen van een open front of het toepassen van een pers-, TBM-, buizenmethode-, ringmethode- en groutboogtechniek. Deze keuze wordt voornamelijk bepaald door het wel of niet via grondverbetering kunnen verkrijgen van een stabiel en voldoende waterdicht grondlichaam over de gehele lengte van de dwarsverbinding.

Bij het toepassen van een open front kan het lichaam stabiel en waterdicht worden gemaakt m.b.v. de vriestechniek, het jetgrouten en injectie van chemische oplossingen en grout. De keuze tussen de verschillende grondverbeteringstechnieken wordt grotendeels gemaakt door de geologische en geohydrologische informatie over de grondlagen die men verwacht aan te treffen.

De pers-, TBM-, buizenmethode-, ringmethode- en groutboogtechniek onderscheiden zich van het ontgraven met een open front door het inbrengen van constructiematerialen in de grond of het volledig verwijderen van de te ontgraven grond. De grondverbeteringen verschillen van lokale verbeteringen voor het kunnen uitbreken door de lining tot het volledig opvullen van de ruimte waar de grond is verwijderd.

Vergelijkbaar met de constructiemethoden die vanaf het maaiveld kunnen worden toegepast zijn onderstaand een aantal punten opgenomen die speciaal van belang zijn bij het maken van een dwarsverbinding vanuit een geboorde tunnel: (naast de punten, genoemd in 'Criteria voor grondverbeteringstechnieken en constructie-methoden' en 'Referentie Ontwerp, boortunnel HSL-Zuid')

Obstakels en de ondergrond
Bij het graven in de ondergrond, ter hoogte van de dwarsverbindingen, kan men grind, grindlaagjes en stenen met een maximale diameter van 10 cm aantreffen (zie het Referentie Ontwerp). Het zand verloopt van matig fijn tot zeer grof en kan plaatselijk losgepakt, loskorrelig zijn (lage ongedraineerde schuifsterkte).

Grondverbetering voor of na TBM-passage
Bij de methoden waar geen constructiematerialen in de ondergrond bij achterblijven kan de constructie van de dwarsverbinding voor of na de passage van de TBM geschieden.

Zettingseisen
Ter plaatse van de bundel Hoge Rijndijk en Achthovenerweg (dwarsverbinding 14 en 15) geldt een maximaal toegestane zetting van 10 mm. Bij de overige dwarsverbindingen mag de maaiveldzakking 25 mm bedragen.

Invloed op logistiek in de tunnel
Het creëren van een kleine bouwplaats in de tunnel, terwijl het boorproces met de TBM in gang is, zorgt voor logistieke problemen. Plaatselijk zal er ruimte ingenomen worden door graaf en grondverbeteringsapparatuur, sluizen, afzetframes, afsluitingsdeuren, etc. Via sporen en leidingen zal er van en naar de TBM en de dwarsverbinding bouwplaats allerlei materieel, materiaal en andere stoffen vervoerd moeten worden.

Aanvullingen uit PVE
In te storten stalen onderdelen welke in de gebruiksfase in een oppervlak liggen dat blootstaat aan aantastingsmechanismen (o.a. corrosie) dienen tenminste van roestvast staal te zijn.

In dit hoofdstuk komt in paragraaf 6.1 de haalbaarheid van de diverse constructiemethoden aan bod. Paragraaf 6.2 tot en met 6.7 behandelt achtereenvolgens de open front ontgraving, de buizenmethode, de perstechniek, de kleine TBM, de ringmethode en het horizontaal jetgrouten.

6.1 Haalbaarheid van constructiemethoden

Onderstaand wordt per constructiemethode aangegeven wat de voornaamste problemen zijn die ontstaan bij het maken van een dwarsverbinding vanuit twee geboorde tunnels.

6.1.1 Open front ontgraving

De voornaamste problemen bij het ontgraven met een open front liggen bij het goed kunnen verbeteren van de grond door een tunnellining heen. Door een beperkt aantal openingen in de segmenten moet daarnaast, met een grondverbeteringstechniek, een voldoende stabiel en waterdicht grondlichaam verkregen worden. Er is een zeer beperkte mogelijkheid tot het controleren van het grondmassief, de kwaliteit kan bovendien plaatselijk sterk verschillen.

6.1.2 Buizenmethode

Net als bij een open front ontgraving is er een beperkt aantal openingen beschikbaar waar de buizen door in de grond gebracht kunnen worden. De buizen moeten op een voldoende kleine afstand van elkaar in de grond komen, om na injectie een waterdicht massief te vormen. Bij de buizenmethode is het gevaar voor een lekkend massief groot, en zijn er zeer beperkte middelen om een gelokaliseerd lek te dichten.

6.1.3 Perstechniek

Het toepassen van de perstechniek voor het maken van een korte verbinding tussen twee tunnels stuit op een aantal praktische problemen die te maken hebben met voornamelijk de passage van de liningen, het benodigde ruimtegebruik en de afdracht van krachten op de tunnel.

Doorbreken door de lining, vanuit de tunnel waar de persinstallatie staat opgesteld, vereist waarschijnlijk een lokale grondverbetering, die met behulp van lansen door gaten in de lining, rondom het uitbreekgat moet worden aangelegd. De grondverbetering moet voldoende sterk en waterdicht zijn om het mogelijk te maken om een deel van de lining weg te halen.

Vanwege het gevaar voor bezwijken van de grond is een soort druksluis nodig die de opening in de lining afsluit van de rest van de tunnel. Vanuit deze sluis moet echter de stalen of betonnen lining van de dwarsverbinding geperst worden, hetgeen de constructie complex maakt.

De persinstallatie die in de tunnel staat neemt een groot deel van de beschikbare ruimte in beslag door de slag die de vijzels moeten kunnen maken en de elementen die in de tunnel opgesteld worden. Het transport van en naar de TBM mag niet belemmerd worden door deze installaties.

Bij het persen moet de installatie zich afzetten tegen de binnenkant van de tunnel. Deze krachten komen op een gesegmenteerde lining te staan en kunnen waarschijnlijk alleen via een frame afgedragen worden over een aantal tunnelringen. Dit frame zal een deel van de overgebleven ruimte innemen dat nodig is voor het transport door de tunnel.

Plaatselijk moet er waarschijnlijk een grondverbetering worden aangebracht aan de kant van de tunnel waar de geperste buis zal binnenkomen, op dezelfde manier als bij de uitbreekopening. De buis zal met een grote nauwkeurigheid geperst moeten worden om door de grondverbetering en de opening in de lining heen in de andere tunnel uit te komen, in wederom een afgesloten ruimte.

6.1.4 Kleine TBM

Het maken van een dwarsverbinding m.b.v. een kleine TBM is min of meer te vergelijken met de perstechniek. De ruimte die door het afzetframe en de vijzels wordt ingenomen is grotendeels gelijk, de belasting op de tunnellining echter niet. De boorkop neemt op het moment van vertrekken meer ruimte in de tunnel in en bemoeilijkt een eventuele grondverbetering direct ervoor.

6.1.5 Ringmethode

De ringmethode is gebaseerd op het trekken van een ring van tunnel naar tunnel. De grond voor de ring wordt ontgraven en aan de achterkant wordt een vloeistof tussen twee vliezen achtergelaten. Na het vervangen van de vloeistof door beton kan de grond in de dwarsverbinding verwijderd worden en kan men beginnen met de constructie af te bouwen.

De ring zal in een druksluis moeten vertrekken, na eerst een lokale grondverbetering te hebben toegepast om de grond stabiel en waterdicht te krijgen. De geleiding en sturing van de ring gebeurt via een trekkabel die van te voren geboord wordt.

De voornaamste problemen kunnen worden verwacht bij het tegenkomen van obstakels, het uitvouwen van de vliezen die in de achterkant van de ring zitten, het afvoeren via leidingen die met de ring meegetrokken

worden en het stabiel houden van de grond tussen de twee vliezen. De stabiliteit van de grond tussen de vliezen kan snel verloren gaan, bijvoorbeeld in het geval van drukfluctuaties in de vloeistof tussen de vliezen.

Het gevolg van het met schokken voorbewegen van de ring is dat de opgesloten grond naar beneden zakt en dat de vloeistof niet vervangen kan worden door beton, welke een niet te ontgraven dwarsverbinding geeft.

6.1.6 Horizontaal jetgrouten

Het jetgroutproces maakt gebruik van injectie van lucht, water en grout onder druk en de afvoer van grond in een grondmengsel. Deze retourstroom komt bij het verticaal toepassen van dit proces boven op het maaiveld uit de grond met een geringe overdruk.

Bij het horizontaal jetgrouten komt de retourstroom met eenzelfde hoge druk, als van de injectie, vrij en moet op een of andere manier in de tunnel opgevangen worden, door een opening in de lining.

6.2 Open front ontgraving

6.2.1 Algemeen

Voor het ontgraven van een dwarsverbinding met een open front is het nodig dat het front voldoende stabiel en waterdicht is. De twee technieken die op dit moment technisch uitvoerbaar zijn, zijn het bevriezen en injecteren met chemische oplossingen of grout.

Vriestechniek
Voor het koelmiddel wordt gebruikelijk een pekelwater oplossing of vloeibaar stikstof gebruikt. Het toepassen van pekelwater is, vergeleken met vloeibaar stikstof, door de minder lage temperatuur een langdurigere en iets goedkopere vriestechniek. Pekelwater wordt over het algemeen meer gebruikt voor het maken van grotere vrieslichamen, waarbij de vriesduur minder belangrijk is. Een zoutoplossing staat door het circuleren in een gesloten buizensysteem zijn koude af, terwijl het stikstof de grond bevriest door te verdampen, na te zijn geïnjecteerd.

De keuze tussen de twee verschillende vriesmiddelen wordt naast het voorgaande ook bepaald door de aanwezige grondwaterstroming, grondsoorten, het zoutgehalte, etc. De grondcondities ter plaatse van de boortunnel HSL-Zuid zijn dusdanig (zie het Referentie Ontwerp, boortunnel HSL-Zuid en de literatuurstudie) dat beide technieken mogelijk zijn.

Voornaamste voordelen van een bevroren grondlichaam zijn de goede aansluiting op insluitsels, obstakels en andere constructies, (mede daardoor) een goede waterdichtheid en hoge sterkte van het bevroren massief.

Aangezien de vrieslansen voor het instandhouden van het bevroren lichaam nodig zijn, is het niet mogelijk om met een TBM door een bevroren massief heen te boren.

Na het afgraven van de grond en het aanbrengen van een permanente lining, is het bevroren lichaam niet langer nodig en kan het vriezen gestopt worden. Bij het ontdooien kan in bepaalde grondsoorten verweking van de ondergrond optreden. De korrelstructuur is na de vriescyclus veranderd, met gevolgen voor o.a. de sterkte en waterdoorlatendheid.

Injectietechniek
De te injecteren stoffen vallen grofweg onder te verdelen in twee soorten, te weten groutmengsels en chemische oplossingen. Bij het onder druk injecteren van een groutmengsel treedt een herstructurering van de ondergrond op, doordat er scheurvorming of grondverdringing optreedt. Bij chemische injectie worden slechts de poriën opgevuld met een verhardende vloeistof.

De injectie-elementen, o.a. injectielansen en manchetbuizen, kunnen trillend, in een voorgeboord gat of met een spoelmethode op hun plaats worden gebracht.

De grondverbetering blijft gedurende een lange tijd in stand (chemische oplossing), zoniet permanent (grout). Door de onzekerheid over de vorm en de kwaliteit van de verbetering kan en mag deze niet meegenomen worden in de ontwerpberekeningen voor de sterkte van de lining.

Rond de injectie-elementen ontstaan 'kolommen' van verbeterde grond. De lichamen moeten elkaar overlappen om een waterdicht geheel te krijgen. Binnenin de grondverbetering is de grond onaangetast en moet tijdens het ontgraven ondersteund worden door bijvoorbeeld spuitbeton of een tijdelijke lining.

In bijlage 14 is de constructie van een dwarsverbinding met de vries- en injectietechniek weergegeven.

6.2.2 Fasering

De fasering van de twee verschillende grondverbeteringstechnieken is als volgt:

Vriestechniek
- Plaatsen van vrieslansen door moffen in de tunnellining, d.m.v. persen of spoelen.
- Ontwikkeling van vrieslichaam.
- Aanbrengen van druksluis met veiligheidsdeuren.
- Verwijderen van elementen in de tunnellining.
- Ontgraving van benodigde ruimte, stabiliteit van grond vergroten met spuitbeton.
- Aanbrengen van permanente lining, vanuit het midden van de dwarsverbinding.
- Ter plaatse storten van gewapende overgangsconstructie.
- Beëindigen van vriesproces.
- Verwijderen van vrieslansen en met een groutinjectie de ontstane ruimte injecteren.
- Afwerken van dwarsverbinding.

Injectietechniek
- Inbrengen van manchetbuizen door moffen in de lining.
- Opvullen van de ruimte tussen de buis en grond met een suspensie van cement, bentoniet en water.
- Vorming van lichaam door injectie van grout.
- Aanbrengen van druksluis met veiligheidsdeuren.
- Verwijderen van elementen in de tunnellining.
- Ontgraving van benodigde ruimte, stabiliteit van grond vergroten met spuitbeton of een tijdelijke lining.
- Aanbrengen van permanente lining, vanuit het midden van de dwarsverbinding.
- Ter plaatse storten van gewapende overgangsconstructie.
- Afwerken van dwarsverbinding.

6.2.3 Afwegingen en keuzen

Vriestechniek
Voor het vrieslichaam kan het beste een pekelwater oplossing als koelmiddel worden gebruikt, gezien de omvang van het te bevriezen lichaam. Door de tijd die het kost om een lichaam te laten ontstaan, is het tegelijkertijd inzetten van meerdere vriesinstallaties noodzakelijk.

De vrieslansen dienen in een cirkel om de te maken dwarsverbinding te worden geplaatst met een voldoende kleine onderlinge afstand, zodanig dat de afzonderlijke vrieslichamen elkaar op den duur overlappen en een gesloten massief vormen. Door het plaatsen van lansen vanuit beide tunnels kunnen er kortere lansen worden gebruikt en reduceert men de duur van het vriesproces. De directe nadelen hiervan zijn het grotere ruimtegebruik en de inzet van meerdere vriesinstallaties.

Gezien de bepalingen t.a.v. de technische levensduur, o.a. de chloridebelasting uit het PVE, kan het best een lining van gewapende betonnen segmenten worden toegepast. Door vanuit het midden te starten met de aanleg van de permanente lining heeft men te maken met twee overgangsconstructies bij de ingangen van de dwarsverbinding.

De overgangsconstructie moet sterk genoeg zijn om krachten over te brengen en flexibel genoeg om waterdicht te blijven bij eventuele zettingen.

De vrieslansen kunnen na het beëindigen van het vriesproces hergebruikt worden. De ontstane ruimte dient tijdens het trekken te worden geïnjecteerd met een groutmengsel om verandering in grondspanningen tegen te gaan.

Injectietechniek
Het injecteren van grout via manchetbuizen biedt ten opzichte van de andere injectiemiddelen en methoden enkele voordelen.

Het grote aantal injectiebuizen dat voor de 21 dwarsverbindingen moet worden gebruikt, vraagt om een snelle techniek waarbij men met verschillende ploegen onafhankelijk van elkaar kan werken. Injectie van grout onder hoge druk en verdringing van grond is een sneller proces dan het injecteren van oplossingen die door een drukverschil tussen de grondkorrels moeten worden geperst, zonder dat er grond verdrongen wordt. Daarnaast vormen de chemische middelen een belasting voor het milieu.

Het gebruik van manchetbuizen maakt het mogelijk dat de ploegen die de lansen plaatsen onafhankelijk zijn van de injectieploegen. De manchetbuizen zijn met name geschikt voor het verkrijgen van een gesloten lichaam, omdat ze eerst allemaal worden geplaatst en er dan pas met het injecteren van grout wordt begonnen. Deze manier van injecteren geeft een betere overlapping en aansluiting van de groutkolommen, waardoor er eerder een waterdichte verbinding ontstaat. Toevoeging van bentoniet aan het grout verhoogt de waterdichtheid van het verbeterde lichaam nog verder.

Om lange injectiebuizen te vermijden kan er vanuit de twee tunnels geïnjecteerd worden. Enerzijds heeft dit als voordeel dat er geen lokale verbetering uitgevoerd hoeft te worden, anderzijds kunnen er lekkages optreden in het stuk waar de buizen bijna op elkaar aansluiten.

Een nadeel van het gebruik van manchetbuizen is dat deze achterblijven in de grond en dat het lichaam dus niet doorboorbaar is door een TBM.

6.3 Buizenmethode

6.3.1 Algemeen

De buizenmethode is een bouwmethode die zijn oorspronkelijke toepassing vindt in de bouw van dakconstructies van metrostations en tunneldaken. Bij deze toepassingen worden de buisdelen in de grond geperst door middel van hydraulische vijzels, vanuit een kleine bouwkuip naast het eigenlijke werk.

De eerste buis is voorzien van een stalen snijrand om de grond te doorsnijden. De grond wordt machinaal of met de hand verwijderd en verder afgevoerd. Door de buizen vlak naast elkaar te persen ontstaat, na injectie van de tussenruimte, een gesloten vlak. De buizen worden voorzien van zachtstaal- of voorspanwapening en vervolgens gevuld met beton, vanuit de uiteinden van de buis. Op deze manier wordt een dak gevormd, waaronder de afbouw verder kan plaatsvinden.

Bovenstaande methode is op grote schaal toegepast bij de metrobouw in Antwerpen. Als buismateriaal werd staal gebruikt met een diameter van 1 tot 2 meter en lengtes van 1 tot 5 meter.

In bijlage 15 is de constructie van een dwarsverbinding met de buizenmethode weergegeven.

6.3.2 Fasering

De fasering van de buizenmethode is als volgt:

- Inbrengen van buizen door moffen in de lining m.b.v. persinstallatie.
- Opvullen van de ruimte tussen de buizen met een bentoniet en grout mengsel.
- Opvullen van de buizen met staal en grout.
- Aanbrengen van druksluis met veiligheidsdeuren.
- Verwijderen van elementen in de tunnellining.
- Ontgraving van benodigde ruimte, stabiliteit van grond vergroten met spuitbeton.
- Aanbrengen van permanente lining, vanuit het midden van de dwarsverbinding.
- Ter plaatse storten van gewapende overgangsconstructie.
- Afwerken van dwarsverbinding.

6.3.3 Afwegingen en keuzen

De buizenmethode is, bij het gebruik van kleinere diameters en het persen van de buizen rondom de te maken verbinding, geschikt voor de constructie van dwarsverbindingen.

De methode heeft veel overeenkomsten met het injecteren van grout, zoals beschreven in de voorgaande paragraaf. De buizen worden hier echter opgevuld met beton en staal en worden zo een onderdeel van de dwarsverbinding. De buizen kunnen dichter bij de te maken lining geplaatst worden en leveren een deel van de benodigde sterkte, zodat de lining lichter uitgevoerd kan worden.

Vanwege de beperkte ruimte in de tunnel moeten de buizen deelbaar zijn; het inbrengen van de onderste buizen kan voor problemen zorgen omdat ze zeer schuin door de lining heen geperst moeten worden. De persinstallatie en de ongunstige locatie van de onderste buizen kunnen de aan- en afvoer in de tunnel verstoren.

Een voordeel van deze methode is dat er maar van een kant aan de dwarsverbinding gewerkt hoeft te worden. Wanneer echter blijkt dat de constructie niet waterdicht is, kan dat aan de aansluiting met de andere tunnel liggen. In dit geval kan er vanuit die tunnel een lokale injectie worden uitgevoerd om de constructie alsnog waterdicht te krijgen.

Net als bij het injecteren van grout blijft er materiaal achter in de grond; het doorboren van het verbeterd lichaam is niet mogelijk.

6.4 Perstechniek

6.4.1 Algemeen

Het persen van een dwarsverbinding komt kort gezegd op het volgende neer; achter elkaar geplaatste ringen worden van de ene tunnel naar de andere geperst, de grond binnenin de ringen blijft onaangetast terwijl de grond direct voor de snijring door injectie onder hoge druk losgespoeld wordt om naar de tunnel afgevoerd te kunnen worden.

De techniek maakt voor een groot deel gebruik van de technieken die bij het pipe-jacken en microtunnelen toegepast worden, met het gebruik van een snijring i.p.v. een boorkop als grootste verschil.

Het grote voordeel van zowel de perstechniek als de inzet van een kleine TBM is de snelle constructietijd (hier wordt de tijd bedoeld die nodig is voor het persen en boren en niet de benodigde tijd voor het opbouwen van de constructies in de tunnels) en het niet of in zeer beperkte mate toepassen van grondverbetering met de bijbehorende risico's. De voornaamste beweegredenen om de perstechniek boven de inzet van een boorkop te verkiezen zijn ten eerste de beperkte ruimte in de tunnel versus de grote en moeilijk te plaatsen boorkop en ten tweede de afdracht van krachten op de gesegmenteerde tunnellining.

Opgemerkt dient te worden dat pas na berekening duidelijkheid gegeven kan worden over het verschil in af te dragen krachten tussen de perstechniek en de inzet van een kleine TBM. Bij de perstechniek speelt de penetratieweerstand van de snijring en de wrijvingsweerstand aan de binnen- en buitenkant van de lining een rol en bij het inzetten van een kleine TBM zijn het de kleinere mantelwrijving en de graaffrontdruk op de TBM die de krachten bepalen.

Bij alle constructiewerkzaamheden om een dwarsverbinding vanuit de tunnels te makken is het gebruik van een sluisconstructie noodzakelijk. De dwarsverbinding moet van de rest van de tunnel afgesloten kunnen worden in het geval van lekkage, instorting, etc. (Zie het Programma van Eisen.)

Om het logistieke proces in de tunnel niet te verstoren dient er altijd een spoor beschikbaar te zijn voor het transport van en naar de TBM. Voldoende ruimte dient daarnaast over te blijven voor het plaatsen van vaste leidingen. In de beperkte ruimte dienen de persinstallatie, de sluis, het afzetframe en het PVR van de transporttrein een plaats te vinden.

In bijlage 16 is de constructie van een dwarsverbinding met de perstechniek weergegeven.

6.4.2 Fasering

De fasering van de perstechniek is als volgt:

- Opbouw van installaties en constructies in de tunnel van vertrek en ontvangst, te weten: de sluis, het afzetframe, het afdichtframe met de snijring, de persinstallatie en waterdichte afdichtingen.
- Verwijderen van de lining onder gelijktijdig stabiliseren met folie en aanvulling met grond.
- Opbouwen en persen van de ringen tot snijring volledig in de sluis aanwezig is.
- Verwijderen van de snijring.
- Verwijderen van de grond in de geperste buis.
- Afwerken van de voegen en waterdichte keringen, eventueel met een tweede lining.
- Verwijderen van installaties en constructies.

6.4.3 Afwegingen en keuzen

Zoals op bijlage 16 te zien is, kan het afzetframe, de sluis, met daarin vijzels met een voldoende lange slag, en het PVR van de transporttrein gecombineerd worden. In de bovenzijde van de tunnel blijft voldoende ruimte over voor het aanbrengen van vaste leidingen voor het transport van o.a. vloeistof-grond mengsel, elektriciteit, lucht, etc.

Tussen de bouwlocaties van de dwarsverbindingen kan in de tunnel een tweede spoor worden aangelegd om de werktreinen met materieel en materiaal te plaatsen.

De penetratieweerstand van de snijring kan gereduceerd worden door injectie van bijvoorbeeld een bentonietspoeling en het (gedeeltelijk) afvoeren van het vloeistof-grond mengsel. De aan- en afvoerleidingen kunnen eventueel in de lining ondergebracht worden, hoewel deze uit ringen met voegen bestaat en de ringen tijdens het persen onderling kunnen verschuiven. Gezien het aantal van de leidingen en de invloed die ze op de dikte van de leiding hebben, is het misschien een beter idee om ze aan de binnenkant van de lining te bevestigen en ze door de grond mee te laten persen.

De snijring, met eenzelfde lengte als de overige ringen, kan hergebruikt worden, na in de andere tunnel te zijn binnengekomen. Het persen van een ring door alleen de grond te verdringen zorgt door het grote frontale oppervlak voor hogere perskrachten dan wanneer er (gedeeltelijk) grond afgevoerd wordt. Door een injectie van een bentonietspoeling wordt de grond versneden en ontstaat een mengsel dat via een andere leiding afgevoerd kan worden.

De mantelwrijving treedt bij het persen op de binnen- en buitenkant van de lining op en kan voor een groot deel gereduceerd worden door injectie van bentoniet of een ander smeermiddel en door het gebruik van een bentonietspoeling bij de snijring.

De ringen kunnen, afhankelijk van de op te nemen krachten en momenten, in staal, beton of een ander materiaal worden uitgevoerd. Bij een diameter van meer dan 4 m is het nog steeds mogelijk om de ringen uit een stuk te maken, de constructie die de afdichting binnenin de ringen op zijn plek houdt verhinderd dit echter. Ten behoeve van de liningstijfheid, het beperken van het aantal langsvoegen, etc. kan gedacht worden aan het gebruik van zo min mogelijk segmenten. Een direct gevolg hiervan is echter wel dat deze met een erector opgebouwd dienen te worden in een zeer beperkte ruimte, waarvan een groot deel opgenomen wordt door het afdichtframe.

Aan een zijde van de sluis kan een deel van de ringmontage van te voren geschieden, met als gevolg dat de ringopbouw, en dus de hele perscyclus, voor de persinstallatie beperkt kan worden.

De voegen tussen de ringen kunnen op vergelijkbare wijze als toegepast bij het pipe-jacken worden vormgegeven. De voeg zal zowel krachten als momenten moeten kunnen overbrengen en tegelijkertijd zo min mogelijk wrijving veroorzaken. De waterdichtheid van de voegen is in de constructiefase niet van belang, maar tijdens het ontgraven en het eventueel afwerken met een binnenlining dient deze te voldoen aan de gestelde eisen in het Programma van Eisen.

De vijzelkrachten kunnen via een frame naar de lining van de tunnel geleid worden, waar ze over een zo groot mogelijk oppervlak op de segmenten moeten worden verdeeld. De lining van de geboorde tunnel mag hierdoor niet beschadigen (scheurvorming), lekkages gaan vertonen, instabiel worden, teveel vervormen of verplaatsen, etc.

De afdichting tussen enerzijds de geperste lining en de tunnellining en anderzijds de geperste lining en het afdichtframe moet de grond- en waterdruk kunnen keren t.o.v. de atmosferische luchtdruk in de sluis en flexibel genoeg zijn om dit ook te kunnen bij een eventuele scheefstand. Gedacht kan worden aan een afdichting met (meerdere) rubberen profielen of metalen kammen. Voor het geval van het falen van de afdichtingen kan er een opblaasbare noodafdichting worden aangebracht.

De lining van de geboorde tunnel moet voor het starten van het persen verwijderd worden. Een manier om dit te doen is door na het opstellen van de snijring en het plaatsen van het afdichtframe in de sluis, te beginnen met, onder verhoogde luchtdruk, het in delen verwijderen van de lining (van beneden naar boven werken). Een laag folie en een grondaanvulling behoedt het front voor instorten, waarna het volgende en bovenliggende deel van de lining verwijderd kan worden. Een toegang tot de te verwijderen lining kan via een hooggelegen opening in het afdichtframe of de bovenkant van de sluis gerealiseerd worden. Na het volledig verwijderen van de lining kan met het persen worden begonnen.

In de geboorde tunnel waar de snijring in moet uitkomen kan het verwijderen van de lining op eenzelfde manier als in de tunnel van waaruit wordt vertrokken. In de tunnel moet ook een sluisconstructie aanwezig zijn, die groot genoeg is om de waterdichte afsluitingen, aan de buitenkant van de geperste ringen, in te kunnen aanbrengen en om de snijring volledig in op te kunnen vangen.

Om een voldoende duurzame, flexibele en waterdichte (overgangs)constructie tussen geboorde tunnel en geperste buis te verkrijgen moet er een extra afdichting aan de binnenkant van de geperste buis, ter plaatse van de ringvoegen en de afdichtingsprofielen, geplaatst worden.

Indien het gevaar bestaat dat de snijring niet met een voldoende hoge plaatsnauwkeurigheid in de ontvangsttunnel zal aankomen, bijvoorbeeld door het starten met een koersafwijking, kan overwogen worden om een soort 'tussenvijzel ring' in te bouwen. Deze ring bevat een aantal kleine vijzels en maakt het mogelijk om de ervoor geplaatste snijring in een bepaalde richting te sturen. Gedurende het persen zal de positie van de snijring nauwkeurig gecontroleerd moeten worden.

6.5 Kleine TBM

6.5.1 Algemeen

De inzet van een kleine TBM maakt gebruik van exact dezelfde technieken die bij het pipe-jacken en microtunnelen worden gebruikt. Het ruimtegebrek in de tunnel en voor de TBM, de sluisconstructie, de aanvoer van (deelbare) ringen, de krachtafdracht en de ongebruikelijke vorm van de waterdichtingen maakt de toepassing van deze technieken hier echter complexer.

Een groot aantal aspecten die op het inzetten van een kleine TBM van toepassing zijn, staan beschreven in de voorgaande paragraaf die over de perstechniek gaat.

In bijlage 16 is de constructie van een dwarsverbinding met een kleine TBM weergegeven.

6.5.2 Fasering

De fasering van het inzetten van een kleine TBM is als volgt:

- Opbouw van installaties en constructies in de tunnel van vertrek en ontvangst, te weten: de sluis, het afzetframe, de TBM, de persinstallatie en waterdichte afdichtingen.
- Verwijderen van de lining onder gelijktijdig stabiliseren met folie en aanvulling met grond.
- Opbouwen en persen van de ringen en gelijktijdig ontgraven met de TBM, totdat deze volledig in de sluis aanwezig is.
- Verwijderen van de TBM.
- Afwerken van de voegen en waterdichte keringen, eventueel met een tweede lining.
- Verwijderen van installaties en constructies.

6.5.3 Afwegingen en keuzen

Naast de punten die in de vorige paragraaf genoemd zijn speelt hier verder:

Een aspect dat niet optreedt bij het persen van een ring is de druk die de grond en het water op het front van de TBM uitoefenen. Tijdens het terugtrekken van de vijzels om ruimte te maken voor het plaatsen van een nieuwe ring bestaat het gevaar dat de water- en gronddruk de TBM naar achteren schuiven, met een instorting van het graaffront als gevolg.

Het voorgaande kan tegengegaan worden door een permanente steundruk vanuit de tunnel te creëren, oftewel door tijdelijk slechts een aantal vijzels in te trekken. Een direct gevolg hiervan is echter dat er geen complete ringen meer ingebouwd kunnen worden en dat het proces een deel van zijn snelheid verliest. Het gebruik van deelbare ringen houdt in dat er een groter aantal vijzels rondom geplaatst moeten worden en deze kunnen dus niet meer alleen onder en boven het PVR voor de werktreinen geplaatst worden. Indien er voor een ringbreedte van 1 m wordt gekozen, betekent dit dat de TBM een lengte van maximaal 2 m mag hebben.

In deze TBM van 2 m lang moeten de volgende onderdelen worden geplaatst: het graafwiel, de aandrijving van het wiel, een sluisconstructie (voor o.a. het geval dat er zich te grote obstakels bevinden), een installatie die de grond ontgraaft en afvoert, eventueel een steenbreker en bentoniet pompen, etc.

Bij de keuze van de soort TBM die ingezet wordt zijn er zeer veel mogelijkheden en spelen zeer veel aspecten een rol. Bedacht moet worden dat de keuze voor de TBM's van de hoofdtunnels gevallen is op een vloeistof gesteund graaffront. De afgevoerde grond met bentoniet van de dwarsverbindingen kan in de aanwezige scheidingsinstallaties gevoerd worden. Overige aspecten die de soort TBM bepalen zijn o.a. het benodigde draaimoment, de stuurbaarheid, de vijzelkrachten, etc.

Bij het toepassen van een relatief zware TBM bestaat het gevaar dat de TBM een zakking zal ondervinden, op het moment net na het vertrekken uit de tunnel. Deze grondzetting zorgt voor een koersafwijking die opgevangen kan worden door met een van te voren bepaalde koerscorrectie te vertrekken. Belangrijk is dat er de mogelijkheid tot het doen van koerscorrecties bestaat tijdens het boren. Het sturen d.m.v. het kantelen van het graafwiel of door het uitstoten van vijzels in de TBM geeft echter een nog groter ruimtegebrek. Het ligt meer voor de hand om, net als bij de perstechniek, een tussen vijzel station in te bouwen, net achter de TBM.

6.6 Ringmethode

6.6.1 Algemeen

Bij de ringmethode wordt een ring van de ene tunnel naar de andere tunnel getrokken m.b.v. trekkabels die daarvoor via boringen zijn aangebracht. De grond voor de ring wordt losgespoten m.b.v. jetstralen en via meegetrokken leidingen afgevoerd. In de achterkant van de ring zit een opgevouwen folie (twee lagen) dat tijdens het voortgaan van de ring uitgevouwen wordt. De ruimte tussen de folielagen wordt onder druk gezet met een vloeistof en na het beëindigen van het trekken gevuld met een betonmengsel. Na het uitharden van het beton kan de grond binnenin de mantel worden ontgraven en de dwarsverbinding verder afgewerkt worden.

Vergelijkbaar met de perstechniek en het inzetten van een kleine TBM is hier ook een sluisconstructie nodig. De opening in de twee tunnellininge is tijdens het trekken van de ring beperkt tot het oppervlak van de ring zelf. De gedeelten van de liningen binnen deze cirkelvormige openingen moeten intact blijven om de grond- en waterdruk te kunnen keren.

In bijlage 17 is de constructie van een dwarsverbinding met de ringmethode weergegeven.

6.6.2 Fasering

De fasering van de ringmethode is als volgt:

- Uitvoeren van boringen t.b.v. het aanbrengen van trekkabels, door moffen in de liningsegmenten.
- Aanbrengen van de buitenwand van de druksluis en doorvoeren van de trekkabels door deze sluis.
- Verwijdering van cirkelvormig lininggedeelte binnenin de druksluis, onder verhoogde luchtdruk.
- Plaatsing van de ring in de sluis van waaruit vertrokken wordt.
- Aanbrengen van binnenwanden en de deksels, die grond en water keren.
- Trekken van de ring, onder gelijktijdig uitvouwen van de vliezen.
- Vervangen van vloeistof binnen de vliezen door beton.
- Ontgraven van grond binnen de betonnen mantel.
- Eventueel aanbrengen van een tweede lining en verder afwerken van de dwarsverbinding.

6.6.3 Afwegingen en keuzen

Binnenin de druksluis moet een cirkelvormige opening van circa 220 mm vrijgemaakt worden in de lining. Binnen deze opening dient een deksel de grond- en waterdruk te keren. De deksel moet voor het starten met het trekken van de ring aangebracht zijn. Een mogelijkheid om de grond stabiel en het water buiten te houden is door onder verhoogde luchtdruk de lining in delen, van onder naar boven, te verwijderen en met een folie af te dekken (alleen het gedeelte waar de ring niet komt).

Het is van belang dat de druk in de vloeistof, tussen de twee vliezen, constant boven de waarde blijft waarbij de grondmassa erboven de holte wil dichtdrukken. Indien de ruimte tussen de vliezen dichtgedrukt wordt, bestaat het gevaar dat daar geen of te weinig beton komt en een zwakke plek in de lining vormt. Het toepassen van een drukvat kan daarnaast drukfluctuaties voorkomen.

De pompinstallatie die voor de drukopbouw tussen de twee vliezen zorgt, moet in staat zijn om in het geval van lekkages de drukterugloop op te nemen.

6.7 Horizontaal jetgrouten

6.7.1 Algemeen

De reden van het willen toepassen van de jetgrouttechniek voor het maken van een dwarsverbinding is de hogere waterdichtheid en sterkte van het verbeterde massief, vergeleken met andere injectiemethoden.

Het versnijden van de grondstructuur, het (gedeeltelijk) afvoeren van de losgesneden grond en het toevoeren van een verhardende specie zorgt voor een kwalitatief hoge waterdichtheid en hoog dragend vermogen.

Het afvoeren van de losgesneden stroom gaat gewoonlijk via een retourstroom, langs de lans omhoog, wanneer er vanaf het maaiveld wordt gewerkt. De retourstroom heeft op het maaiveld slechts een geringe overdruk door het hydrostatisch verloop langs de lans. Wanneer deze techniek horizontaal wordt uitgevoerd treedt er een retourstroom op, langs de gehele lans, met een druk die in dezelfde orde ligt als de injectiedrukken van de lucht, het water en het te injecteren grout. De druk van de retourstroom ligt in de orde van 20 to 40 Mpa.

Het horizontaal jetgrouten is in een aparte paragraaf opgenomen, en niet bij de open front technieken, omdat hier ook het verwijderen van grond en vervangen door een groutmengsel een onderdeel van de grondverbetering is.

In bijlage 18 is de constructie van een dwarsverbinding met het horizontaal jetgrouten weergegeven.

6.7.2 Fasering

De fasering van het horizontaal jetgrouten is als volgt:

- Inbrengen van buizen door moffen in de lining m.b.v. persinstallatie.
- Tijdens het terugtrekken van de lansen, vormen van (aansluitende) jetgroutkolommen.
- Aanbrengen van druksluis met veiligheidsdeuren.
- Verwijderen van elementen in de tunnellining.
- Ontgraving van benodigde ruimte, stabiliteit van grond vergroten met spuitbeton en/of houtbetimmering.
- Aanbrengen van permanente lining vanuit het midden van de dwarsverbinding, tegen de groutkolommen aan.
- Ter plaatse storten van gewapende overgangsconstructie.
- Afwerken van dwarsverbinding.

6.7.3 Afwegingen en keuzen

Op bijlage 18 is een mogelijkheid gegeven hoe het probleem met de retourstroom opgelost zou kunnen worden. De leidingen van het grout, water en lucht zijn in een binnenbuis ondergebracht en de afvoer van het grondmengsel gebeurt door de ruimte tussen de binnenbuis en de buitenmantel. Het versnijdingsproces is vergelijkbaar met een drievoudige lans.

De jetgroutlans heeft een diameter van circa 150 mm, de druk in de waterstraal ligt tussen de 20 en 40 Mpa en de druk in de groutstraal bedraagt 2 tot 7 Mpa. De hoge druk in de retourstroom kan opgevangen worden in de tunnel, door de stroom door een pomp te voeren.

Voor de zandgronden, en bijbehorende hoge doorlatendheden, waar de dwarsverbindingen in komen te liggen is een groutmengsel nodig dat niet zondermeer weg kan lopen in de omliggende grond. Menging van het mengsel met bijvoorbeeld bentoniet kan dit voorkomen en geeft daarnaast een betere waterdichtheid.

Door moffen in de tunnellining worden de lansen, d.m.v. spoelboren, in de grond gebracht en kan het jetgroutproces beginnen. Door de lansen tijdens het trekken ook rond te draaien kan een kolom gevormd worden die op de naastliggende aansluit. Er dient voldoende tijd tussen het maken van twee aansluitende kolommen te liggen, de kolom dient voldoende te zijn uitgehard om versnijding tegen te gaan.

De lansen dienen deelbaar te zijn om de circa 11 m te overbruggen naar de andere tunnel. Voor de aansluitingen van de groutkolommen op de tunnelliningen is het nodig dat de lans tot op korte afstand komt, wat een gevaar oplevert door de injectie met hoge drukken.

Tijdens het jetgrouten dienen de geïnjecteerde en afgevoerde hoeveelheden nauwkeurig gemonitord te worden om een teveel aan grondafvoer te voorkomen. Een direct gevolg hiervan kan een maaiveldzetting zijn.

Tijdens het ontgraven van de aanwezige grond binnenin het verbeterde massief, kan als extra veiligheidsmaatregel het front met spuitbeton of houtbetimmering worden gesteund. Een onopgemerkte lekkage of zwakke plek in de groutkolommen zal in dat geval niet of minder snel tot een volledig bezwijken van het front leiden.

7 Risico- en kostenbeschouwing

7.1 Risico- en kostenbeschouwing 'vanaf maaiveld'

De voornaamste (uitvoeringstechnische) kansen op calamiteiten van de verschillende constructiemethoden en bijbehorende grondverbeteringstechnieken, bij de bouwkuipen en caissons, liggen bij:

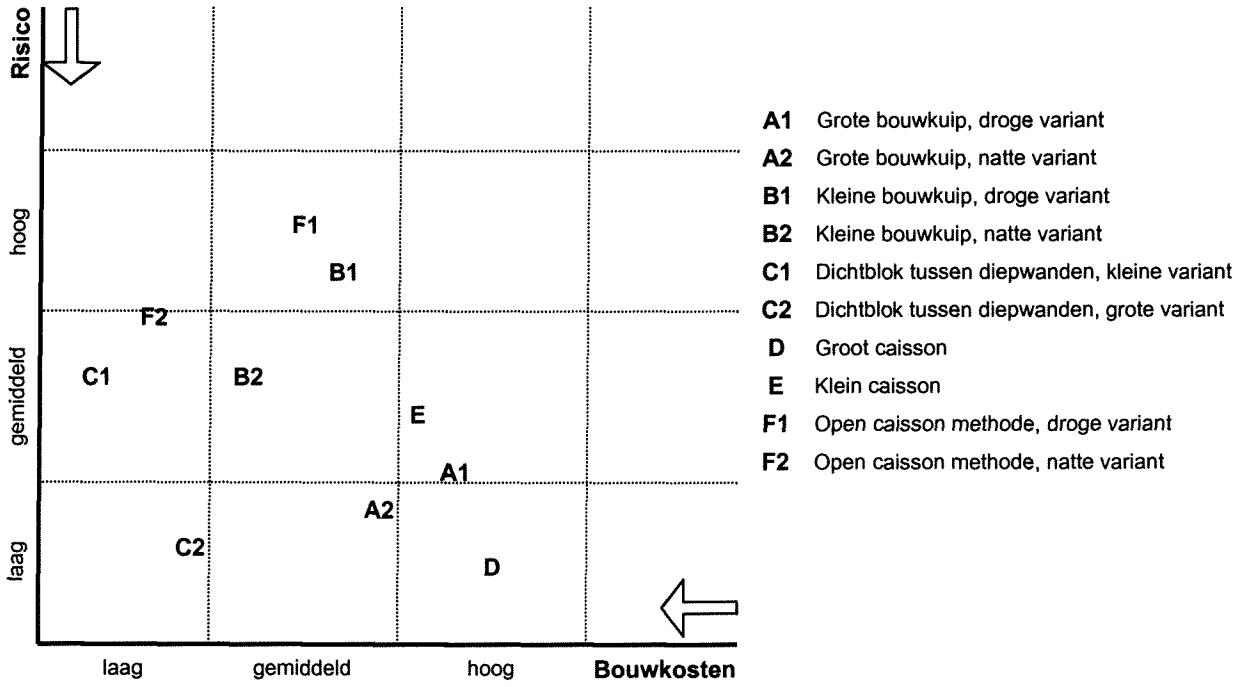
1. Falen van de constructie op waterdichtheid van diepwanden en vloer.
2. Falen van de constructie op de sterkte van diepwanden en vloer.
3. Falen van de constructie op de waterdichtheid van het caisson.
4. Falen van de constructie op de sterkte van het caisson.
5. Scheefstand en plaatsingsonnauwkeurigheid van diepwanden en caissons.
6. Soort en omvang van grondverbetering.
7. Invloed van geologie en geohydrologie op grondverbetering.
8. Mogelijkheden bij calamiteiten (flexibiliteit) bij constructiemethode en grondverbetering (te denken valt aan obstakels in de ondergrond en het niet op diepte kunnen komen van een caisson).
9. Mate waarin de geboorde tunnels gevaar lopen (indien er problemen optreden) bij de grondverbetering en het doorbreken van de tunnellining.
10. Aantasting van grondopbouw en milieu, vorming van wellen, geluid- en trillingoverlast.
11. Optreden van (ontoelaatbare) zettingen.
12. Verstoring van het logistieke proces in de hoofdtunnels, aanpassing aan tunnellining.

De aangebrachte waardering geeft aan hoe de gevolgen van bovenstaande calamiteiten zich onderling verhouden. Een score van 3 duidt op een belangrijk gevolg en een score van 1 op een minder belangrijk gevolg.

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	Totaal
Waardering	3	3	3	3	2	3	2	1	2	1	1	1	
Grote bouwkuip, droge variant	- -	- -			-	+	++	+	++	-	+	+	13+, 15-
Grote bouwkuip, natte variant	+/-	+			-	+	++	+	+	-	+	-	17+, 7-
Kleine bouwkuip, droge variant	- -	-			+/-	- -	- -	+/-	-	+/-	+	+	6+, 25-
Kleine bouwkuip, natte variant	+/-	++			+/-	- -	- -	+/-	- -	+/-	+	-	14+, 22-
Dichtblok, kleine variant	+/-	++			+/-	- -	- -	+/-	- -	+/-	+	-	14+, 22-
Dichtblok, grote variant	+/-	++			-	+	++	+/-	+	+/-	+	-	21+, 8-
Groot caisson			++	+	-	+	++	+	++	- -	-	+	22+, 5-
Klein caisson			++	++	- -	- -	- -	+/-	-	-	+/-	+	15+, 19-
Open caisson, droge variant			- -	-	- -	- -	- -	-	-	-	+/-	+	2+, 28-
Open caisson, natte variant			+/-	++	- -	- -	- -	-	- -	-	+/-	-	10+, 25-

Bij de beoordeling betekent een - - een grote kans, +/- een neutrale kans en ++ een lage kans op de desbetreffende calamiteiten.

In onderstaande figuur zijn de risico's en een schatting van de bouwkosten van de verschillende constructiemethoden en bijbehorende grondverbeteringen weergegeven.



Figuur 7.1 Risico - bouwkosten overzicht, 'vanaf maaiveld'.

Bij een onderlinge beoordeling op risico's en bouwkosten komt de constructie van een te doorboren dichtblok tussen diepwanden (C2) als meest optimale naar voren. Deze constructie combineert een laag risicoprofiel met verhoudingsgewijs lage bouwkosten.

De constructie van het dichtblok tussen diepwanden geschiedt geheel vanaf het maaiveld en bestaat uit het aanbrengen van diepwanden en het storten van zeer lage sterkte beton. Bij deze technieken kan het maken van de diepwanden op grotere diepte in loskorrelige zandgronden als voornaamste risico worden beschouwd.

Het doorboren van een dichtblok zorgt voor een minimaal risico bij het uitvoeren van de grondverbetering en het doorbreken door de tunnellining. De grondverbetering is hoogstwaarschijnlijk minmaal en bestaat uit het injecteren van overgebleven spleten die voor lekkage kunnen zorgen. Het stabiliseren van een grondmassief is in dit geval niet nodig en samen met de kleinschalige injecties zorgt dit voor een reductie van het gevaar dat de geboorde tunnels lopen.

De groutinjecties kunnen door moffen in de tunnellining uitgevoerd worden en zijn samen met het aanbrengen van enkele stalen segmenten, waaruit een deel met de minimale afmetingen van het PVR weggehaald kan worden, de enige aanpassingen aan de tunnellining.

Het doorboren van de ongewapende diepwanden en het zeer lage sterkte beton geeft een extra slijtage aan het graafwiel van de TBM. De mogelijkheid bestaat echter om in het dichtblok de beitels van het graafwiel te vervangen en eventueel ander periodiek onderhoud aan de TBM uit te voeren. Bij het voorgaande is de kans op graaffrontinstabiliteiten en andere ongewenste situaties minimaal.

7.2 Risico- en kostenbeschouwing 'vanuit tunnel'

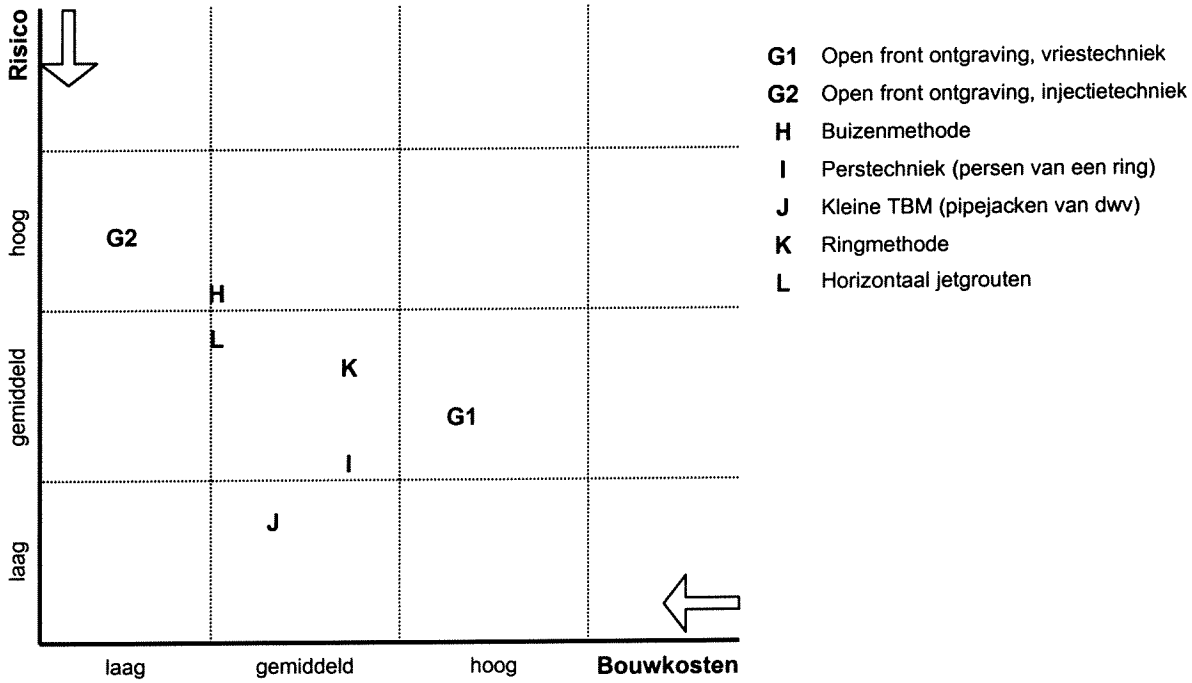
De voornaamste (uitvoeringstechnische) kansen op calamiteiten van de verschillende grondverbeteringstechnieken en bijbehorende constructiemethoden, toepasbaar vanuit de tunnels, liggen bij:

1. Falen van de grondverbetering op sterkte van verbeterd massief.
2. Falen van de grondverbetering op waterdichtheid van verbeterd massief.
3. Mogelijkheden bij calamiteiten (flexibiliteit) aangaande sterkte en waterdichtheid van verbeterd massief.
4. Invloed van geologie en geohydrologie op grondverbetering en constructiemethode (bijvoorbeeld de stabiliteit van de ondergrond).
5. Plaatsingsonnauwkeurigheden tijdens grondverbetering en constructie.
6. Mogelijkheden bij calamiteiten tijdens ontgraving en constructie (bijvoorbeeld bij obstakels).
7. Mate waarin de geboorde tunnels en aanwezige werkers gevaar lopen (in geval van calamiteiten) bij de grondverbetering, het doorbreken van de tunnellining en de constructie van de lining van de dwarsverbinding.
8. Optreden van (ontoelaatbare) zettingen.
9. Verstoring van logistieke proces in de hoofdtunnels, aanpassing en aantasting tunnellining.

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	Totaal
Waardering	3	3	2	3	2	2	2	1	1	
Open front, vriestechniek	+/-	+	+	-	++	++	- -	+/-	+/-	18+, 12-
Open front, injectietechniek	- -	- -	- -	-	+	++	- -	+	+/-	8+, 24-
Buizenmethode	-	-	-	-	+	++	-	+	-	7+, 14-
Perstechniek (persen van een ring)	++	++	++	+/-	- -	-	+	+	- -	22+, 11-
Kleine TBM (pipejacken van dwv)	++	++	++	+	- -	+/-	++	+/-	- -	26+, 9-
Ringmethode	++	++	++	+/-	- -	- -	-	+/-	-	20+, 15-
Horizontaal jetgrouten	+/-	+/-	-	+/-	+	++	-	+/-	+/-	17+, 15-

Bij de beoordeling betekent een - - een grote kans, +/- een neutrale kans en ++ een lage kans op de desbetreffende calamiteiten.

In onderstaande figuur zijn de risico's en een schatting van de bouwkosten van de verschillende constructiemethoden en bijbehorende grondverbeteringen weergegeven.



Figuur 7.2 Risico - bouwkosten overzicht, 'vanuit tunnel'.

Bij een onderlinge beoordeling op risico's en bouwkosten komt het inzetten van een kleine TBM (pipejacken) als meest optimale constructiemethode naar voren. Deze methode combineert een laag risicoprofiel met verhoudingsgewijs gemiddelde kosten.

Opgemerkt moet worden dat het een grove schatting van de kosten betreft en dat het kunnen hergebruiken van de TBM en installaties hierbij een belangrijke rol speelt.

Voor het inzetten van een kleine TBM is geen grondverbetering nodig tussen de twee geboorde tunnels en is daarvoor dan ook niet afhankelijk van de lokale geologische en geohydrologische omstandigheden. De grote onzekerheden die samengaan met het aanbrengen van een verbetering treden hier niet op, hetgeen het lage risicoprofiel verklaard.

De problemen komen bij deze techniek naar voren bij de plaatsingsnauwkeurigheid van het aankomen in de opening in de tunnellining, de afdracht van krachten en momenten op de tunnellining waardoor vertrokken wordt en het ruimtegebruik in de geboorde tunnel zelf. Het transport in de tunnel gaat moeilijk samen met het onderbrengen van benodigde installaties en het transport en plaatsen van TBM en ringen.

8 Conclusies

In dit deelverslag wordt het doorlopen van het keuzeschema, zoals dat in het deel 'Criteria voor grondverbeteringstechnieken en constructiemethoden' staat vermeld, voor de mogelijkheden van het construeren vanaf het maaiveld en vanuit de tunnels behandeld.

De constructiemethoden en grondverbeteringstechnieken worden toegepast op de maatgevende locatie t.a.v. de dwarsverbindingen, te weten km 27.735. Het geotechnisch profiel en de bijbehorende spanningen staan vermeld in bijlage 5.

Het Tracébesluit en het Referentie Ontwerp geven diverse randvoorwaarden waaraan het construeren van een dwarsverbinding moet voldoen. Aan het gebruik van het maaiveld en de ondergrond zijn eisen verbonden t.a.v. toegestane zettingen, afsluiting van waterwegen, etc.

Wanneer de mogelijkheid bestaat om het maaiveld voor de constructie van een dwarsverbinding te gebruiken, bestaat de eerste keuze uit het toepassen van een bouwkuip of een caisson. Bij beide constructiemethoden kan de vriestechniek en de injectietechniek toegepast worden. Een extra constructiemethode, het maken van een dichtblok tussen diepwanden, is hier tevens meegenomen.

De bouwkuip, het dichtblok en het caisson zijn in een grote en kleine vorm uitgewerkt; een constructie waar de TBM doorheen boort en een constructie die tussen de geboorde tunnels komt te liggen. Daarnaast is voor de bouwkuip een droge en natte variant meegenomen; een kuip die na het aanbrengen van wanden en vloer leeggepompt wordt en een die vol met water blijft staan.

Indien er geen gebruik van het maaiveld voor de constructie en verbetering van grond mag worden gemaakt, geeft het schema een keuze aan tussen een open front constructiemethode met grondverbetering vanuit de tunnels en het toepassen van danwel de perstechniek, een kleine TBM, de ringmethode, buizenmethode of een groutboog met horizontaal meer-fasen jetgrouten. De constructiemethoden met bijbehorende grondverbeteringstechnieken zijn allen uitgewerkt en mogelijke oplossingen zijn gegeven voor de problemen, zoals in paragraaf 6.1 beschreven.

Na het onderling op risico's en kosten beoordelen van bovenstaande constructiemethoden blijkt dat vanaf het maaiveld het toepassen van een dichtblok tussen diepwanden, grote variant, en vanuit een tunnel het inzetten van een kleine TBM (pipejacken) tot de meest geschikte constructiemethoden behoren voor het aanleggen van de dwarsverbindingen bij de boortunnel uit het Referentie Ontwerp.

Inhoudsopgave

SAMENVATTING **140**

1 INLEIDING **141**

2 PIPEJACKEN VAN DWARSVERBINDINGEN **142**

2.1 ALGEMEEN 142
2.2 OPENING IN LINING VAN STARTTUNNEL 144
2.3 RUIMTEGEBRUIK IN TUNNELS 146
2.4 AFDICHTING TUSSEN TUNNEL EN DWARSVERBINDING 147
2.4.1 Afdichtingsprofiel in starttunnel *147*
2.4.2 Afdichtingsprofiel in ontvangsttunnel *148*
2.5 OPBOUW EN PERSEN VAN RINGEN 149
2.6 ONTVANGST IN TUNNEL 151
2.7 AFBOUW VAN DE DWARSVERBINDING 152
2.8 BOORKOP, STUURRING EN STUURBAARHEID 154
2.8.1 Boorkop *154*
2.8.2 Stuurring *154*
2.8.3 Stuurbaarheid *155*
2.9 FASERING EN PLANNING 157
2.10 KRACHTSWERKING EN AFDRACHT 159
2.10.1 Water- en gronddruk *159*
2.10.2 Wrijvingskrachten *159*
2.10.3 Gevolgen van krachtswerking *160*

3 CONCLUSIES **161**

Samenvatting

Het doel van dit deelverslag is om de geschiktheid van het pipejacken, zoals dat heden toegepast wordt, voor het construeren van een dwarsverbinding bij het Referentie Ontwerp van de boortunnel HSL-Zuid te onderzoeken. De bestaande technieken moeten hiervoor op een groot aantal punten aangepast worden en er worden enkele nieuwe geïntroduceerd. De mogelijkheid bestaat dat het pipejacken van dwarsverbindingen door deze aanpassingen en nieuwe technieken minder snel of helemaal niet toegepast gaat worden.

Het concept in dit verslag bestaat uit het gebruik van acht vijzels die ringen, opgebouwd uit twee delen, wegpersen door een opening in de tunnellining. Deze opening wordt verkregen door onder verhoogde luchtdruk speciaal gemaakte delen uit de stalen tunnelsegmenten weg te halen. De constructies die nodig zijn voor het persen staan allen in een sluis, op het afzetframe na.

De ringen worden om de vijzels opgebouwd, achter een boorkop en stuurring. De boorkop ontgraaft de grond waarna deze door de reeds aangelegde buis afgevoerd wordt. De stuurring is nodig voor het met een voldoende nauwkeurigheid aankomen in de ontvangsttunnel, in een drukdeksel binnenin de ontvangstsluis.

De voegen die tussen de tunnelliningen en geperste buizen zitten, worden opgevuld met cement om daarna verder afgewerkt te worden met een waterdichte rand. Door het afwerken van de ringvoegen kan de dwarsverbinding met een enkele lining volstaan.

De starttunnel wordt via het afzetframe belast op een horizontaal verdeelde drukbelasting, aan de binnenkant en net onder het midden. De segmenten moeten over voldoende ringen in staal uitgevoerd worden en eventueel dienen er verstijvingen aangebracht te worden om deze belasting op te kunnen vangen.

1 Inleiding

In het voorgaande deelverslag, 'Uitwerking en beoordeling van constructiemethoden' genaamd, is de constructie van een dwarsverbinding met behulp van een kleine TBM opgenomen. In een onderlinge beoordeling met de andere methoden die een dwarsverbinding vanuit de tunnels aanleggen, komt het pipejacken als een techniek naar voren met een zeer laag risico profiel en een gemiddelde schatting van de kosten.

In dit deelverslag wordt het pipejacken van een dwarsverbinding nader uitgewerkt en worden oplossingen aangedragen voor problemen die speciaal bij deze vorm van toepassing ontstaan.

Hoofdstuk 2 begint met het pipejacken in het algemeen. De voordelen van het toepassen van deze techniek dienen zoveel mogelijk behouden te blijven en waar dit niet mogelijk is zal een specifieke oplossing bedacht moeten worden.

Paragrafen 2.2 tot en met 2.7 behandelen verder de volgende onderwerpen: de opening in de lining van de starttunnel, het ruimtegebruik, de verschillende afdichtingen, het opbouwen en persen van de ringen, het binnenkomen in de ontvangsttunnel en de verdere afbouw van de dwarsverbinding.

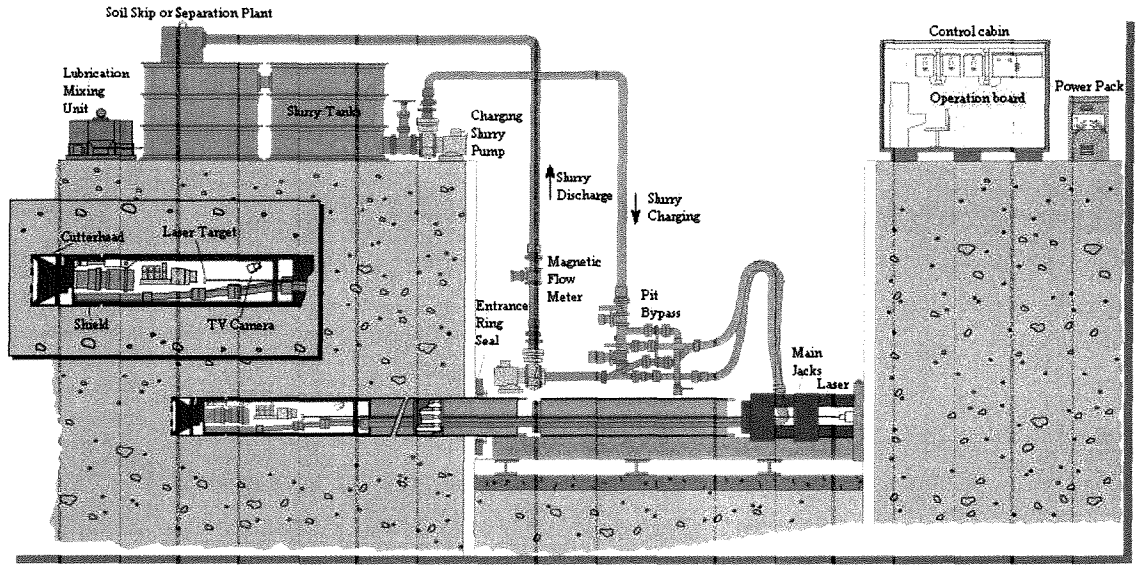
In de laatste drie paragrafen komen de boorkop, stuurring en stuurbaarheid, fasering en planning van het proces en de krachtswerking met afdracht aan bod.

2 Pipejacken van dwarsverbindingen

2.1 Algemeen

De techniek van het pipejacken en microtunnelen wordt al sinds het einde van de vorige eeuw toegepast. Het persen van buizen die in diameter kunnen variëren van 150 mm tot wel 5000 mm, wordt heden in zeer verschillende grondomstandigheden, grondsoorten, diepten en over grote afstanden uitgevoerd. De grote variatie in omstandigheden heeft geleid tot een enorm groot aantal te gebruiken technieken en verschillende constructieonderdelen.

Bij het pipejacken wordt een boorkop met behulp van hydraulische vijzels door de wand van een bouwkuip heen geperst. Na het terugtrekken van de vijzels kan er een nieuw deel van de buis achter de boorkop geplaatst worden. Tijdens het persen van de elementen wordt de grond ontgraven en door de buis naar achteren afgevoerd. In onderstaande figuur is een voorbeeld van een startschacht gegeven met de benodigde installaties.



Figuur 2.1 Startschacht met benodigde installaties.

De beschikbare technieken van het pipejacken beslaan een dermate groot toepassingsgebied dat in plaats van aan te geven wat allemaal mogelijk is, het zinniger is om vast te stellen waar deze techniek aan moet voldoen om geschikt te kunnen zijn voor het construeren van een dwarsverbinding.

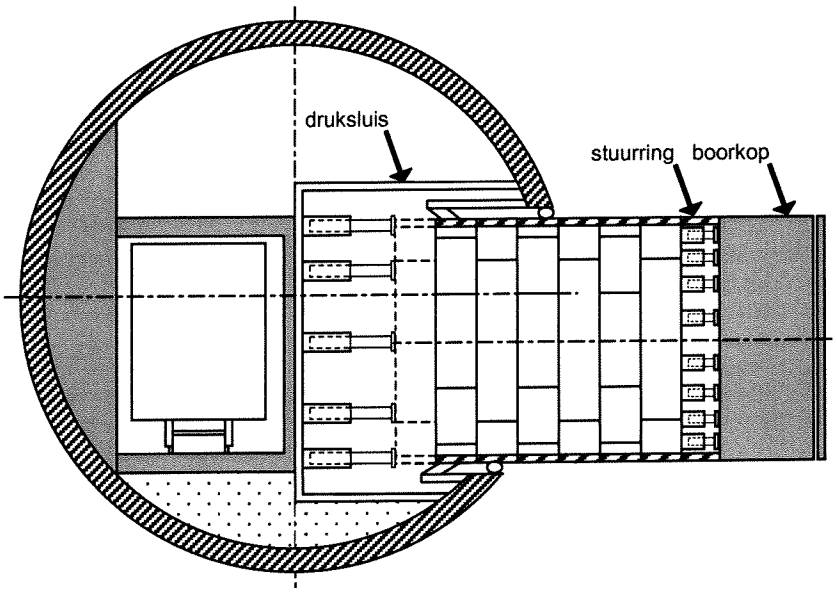
De buisdelen en boorkop zullen door een opening in de gesegmenteerde lining van de hoofdtunnels moeten worden geperst of men zal door de lining heen moeten boren. Bij de constructie van de hoofdtunnels kunnen speciaal gevormde segmenten worden geplaatst die het mogelijk maken om een deel van de lining plaatselijk te verwijderen of te kunnen doorboren. Het verwijderen van delen uit de tunnellining zal op een of andere manier in een sluisconstructie moeten kunnen plaatsvinden.

De persinstallatie, sluis, afzetconstructie en andere onderdelen zullen in de tunnel ondergebracht moeten worden om de boorkop en ringen, na het plaatsen en opbouwen, te kunnen persen. De invloed op het logistieke proces in de hoofdtunnels moet hierbij zo klein mogelijk zijn.

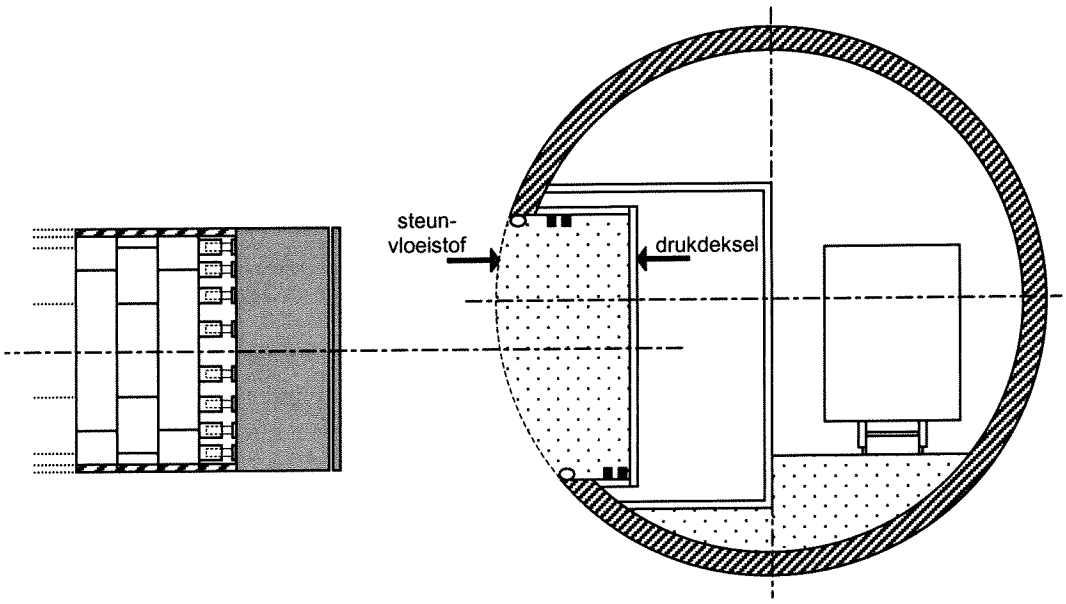
De boorkop dient in de tegenoverliggende tunnel in een zelfde soort sluisconstructie binnen te komen., waarna begonnen kan worden met het verwijderen van de installaties en het afbouwen van de dwarsverbinding.

De voordelen van het toepassen van het pipejacken liggen met name op het vlak van de hoge voortgangssnelheden, duurzaamheid van gebruikte materialen en het niet of slechts in zeer beperkte mate uitvoeren van grondverbetering (met bijbehorend laag risicoprofiel). Bij het uitwerken van het pipejacken van dwarsverbindingen is geprobeerd om deze voordelen zo goed mogelijk te behouden en tegelijkertijd zo min mogelijk nieuwe technieken te introduceren.

Onderstaand is de constructiemethode uit het deelverslag 'Uitwerking en beoordeling van constructie-methoden' getekend, na eerst verder te zijn uitgewerkt. De start- en de ontvangsttunnel zijn in verschillende stadia weergegeven en verschillend ingericht t.a.v. de pers- en sluisinstallatie en de waterdichte afsluiting tussen lining en geperste buis.



Figuur 2.2 Starttunnel met benodigde installaties.



Figuur 2.3 Ontvangsttunnel met benodigde installaties.

Bovenstaande twee tekeningen vormden de basis van de verdere verkenning en zijn daarna op verschillende punten veranderd. In de paragrafen 2.2 tot en met 2.10 zijn de verschillende onderdelen van de constructiemethode beschreven en nader uitgewerkt. Het betreft de opening in de lining van de starttunnel, het ruimtegebruik, de verschillende afdichtingen, het opbouwen en persen van de ringen, het binnenkomen in de ontvangsttunnel en de verdere afbouw van de dwarsverbinding. Daarnaast komen in een drietal paragrafen de boorkop, stuurring, stuurbaarheid, fasering en planning en de krachtswerking met afdracht aan bod.

2.2 Opening in lining van starttunnel

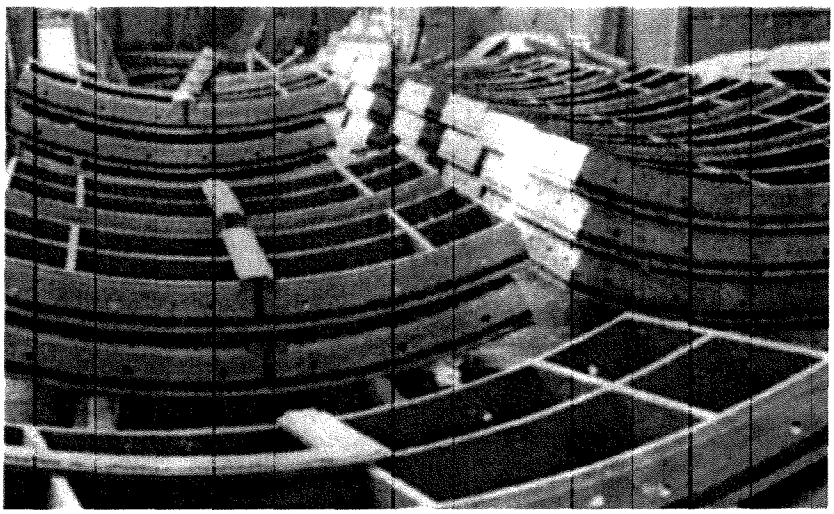
In dit deelverslag is uitgegaan van een cirkelvormige dwarsverbinding met een binnendiameter van 4.0 m, zodat het PVR (2400 mm breed en 2300 mm hoog) en alle installaties hierin ondergebracht kunnen worden. Daarnaast wordt in eerste instantie uitgegaan van een liningdikte van 250 mm, gemaakt van een composiet beton, met als gevolg dat de buitendiameter op 4.5 m komt.

De belasting van de te persen buis bestaat uit o.a. de grond- en waterdruk tegen het graaffront, extra belasting tijdens het graafproces en de wrijving tussen grond en de buitenkant van de buis. De mantelwrijving zal door de geringe buislengte en door injectie van een stof met smerende werking reduceerbaar zijn. Uit de op te nemen belasting en het soort materiaal waarvan de buisdelen gemaakt worden volgt de liningdikte, zie verder paragraaf 2.10.

Het doorboren van speciaal aangepast segmenten in de lining is in deze verkenning niet verder opgenomen. Het doorboren zou in principe mogelijk zijn als er een ongewapend betonnen deel binnen een aantal stalen en onderling verbonden segmenten in de betonnen tunnellining geplaatst zou worden. De betonnen middenkern dient een hoge sterkte te bezitten om de grond- en waterdruk te kunnen weerstaan en vanwege de spanningen in de tunnellining t.g.v. het boorproces (plaatsen en afzetten van TBM op de segmenten). Een stalen versterking aan de binnenkant van het segment zou een mogelijkheid geven om een minder sterke betonsoort te gebruiken, maar dit geeft waarschijnlijk problemen bij het plaatsen met de erector in de TBM en de overdracht van belastingen tussen naastliggende segmenten. Naast het voorgaande kan opgemerkt worden dat het doorboren van beton een extra hoge belasting op de tunnellining en boorkopslijtage tot gevolg heeft en dat er net als bij het verwijderen van een deel van de lining een afdichtingsprofiel aangebracht moet worden.

Bij het maken van een opening in de lining van de hoofdtunnel kan men in eerste instantie denken aan het verwijderen van betonnen of stalen segmenten binnen een aantal onderling verbonden stalen segmenten of het verwijderen van een aantal speciale delen uit stalen segmenten die onderling verbonden zijn en waarin zo een cirkelvormige opening vrijgemaakt kan worden die net groot genoeg is voor het doorlaten van de boorkop. Het tweede idee heeft de voorkeur, aangezien dan een cirkelvormige opening ontstaat die bovendien een minder complexe waterdichting heeft.

De lining van de hoofdtunnel bestaat over 6 ringen gedeeltelijk uit stalen segmenten. Door het onderling verbinden van de stalen segmenten (boutverbindingen) worden de krachten in de lining om het gat heen geleid en treedt er geen verzwakking op. Het oppervlak dat uit de lining verwijderd moet worden om de boorkop door te laten heeft (horizontaal gezien) een diameter van circa 4800 mm. Deze diameter bestaat uit de boorkop met een diameter van 4500 mm en aan beide zijden ruimte voor een afdichting (zie 2.4). De stalen segmenten bestaan uit gietijzer (ook wel Spheroidal Graphite Iron (SGI) genoemd), welke onderling met bouten verbonden zijn. De verwijderbare delen, van de 8 speciaal aangepaste segmenten, kunnen na het losmaken van de bouten voor de boorkop weggehaald worden.



Figuur 2.4 Stalen, SGI, segmenten.

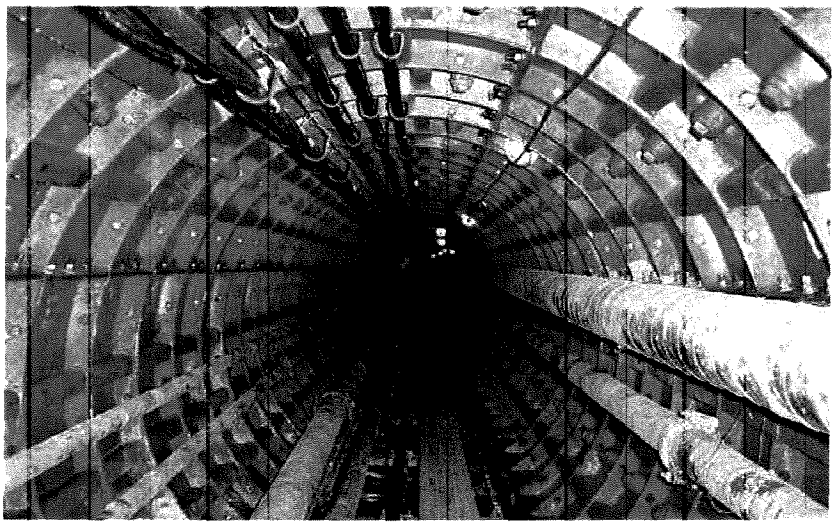
Op bijlage 19 is een uitslag van de binnenzijde van de tunnellining en een overzicht van de speciaal aangepaste segmenten gegeven. De segmenten kunnen allen (met minimale aanpassing) met de erector in de TBM geplaatst worden, het onderling vastbouten vergt echter meer tijd dan bij een normale betonnen ring.

Na het plaatsen van de persinstallatie, de boorkop en de omsluitende waterdichting die aan de tunnellining is vastgemaakt, kan binnenin de sluisconstructie onder verhoogde luchtdruk begonnen worden om de tunnellining van onder naar boven in delen te verwijderen. Na het verwijderen van elk deel van de lining kan de ruimte tussen de boorkop en het vrijgekomen front met een mengsel van zand en bentoniet aangevuld worden. De aanvulling zorgt voor een stabilisatie van het omliggend grondmassief ter plaatse van de opening in de lining. Belangrijk is dat de zandaanvulling niet tussen de spaken van het graafwiel en in de ruimte erachter komt, omdat het graafwiel hierdoor geblokkeerd kan worden. De fasering van het openen van de tunnellining is weergegeven in bijlage 19.

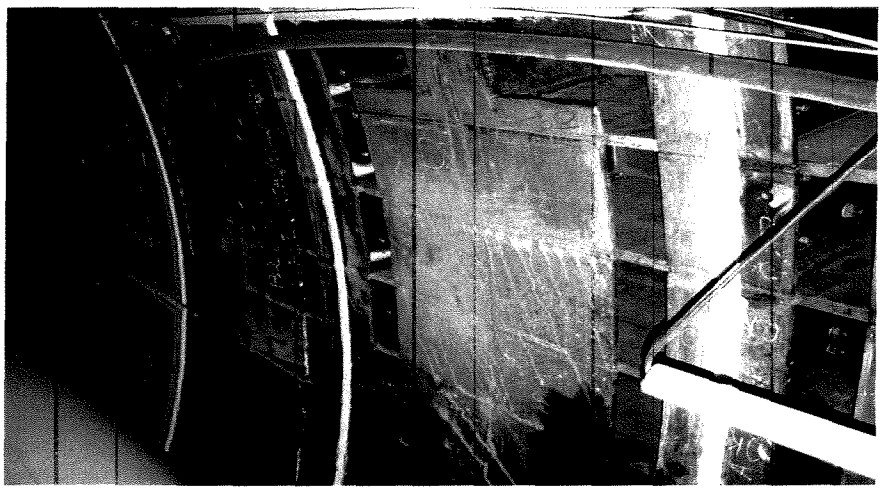
De verwijderbare SGI segmentdelen (ongeveer 1 m hoog en 1.5 m breed) die uit de tunnellining worden weggenomen, kunnen zijdelings uit de ruimte voor de boorkop worden gehaald. Door dezelfde of een tegenoverliggende opening geschiedt de aanvoer van het mengsel van zand en bentoniet.

Het front dat achter de verwijderde liningdelen tevoorschijn komt bestaat uit de staartspleetvulling, aangebracht door de TBM, en de achterliggende losse grond. Als het front niet stabiel is kan er tot het aanbrengen van de aanvulling een tijdelijke betimmering of een spuitbetonlaag tegen aangebracht worden of een grondverbetering worden toegepast.

Het mengsel van zand en bentoniet zorgt enerzijds voor een stabilisatie van het vrijgekomen front en anderzijds voor een vergroting van de waterdichtheid (naast de aanwezige afdichtingsprofielen). De mensen in de kamer voor de boorkop staan en werken bovenop de zandaanvulling en zullen waarschijnlijk een tijdelijke en verplaatsbare werkvloer nodig hebben.



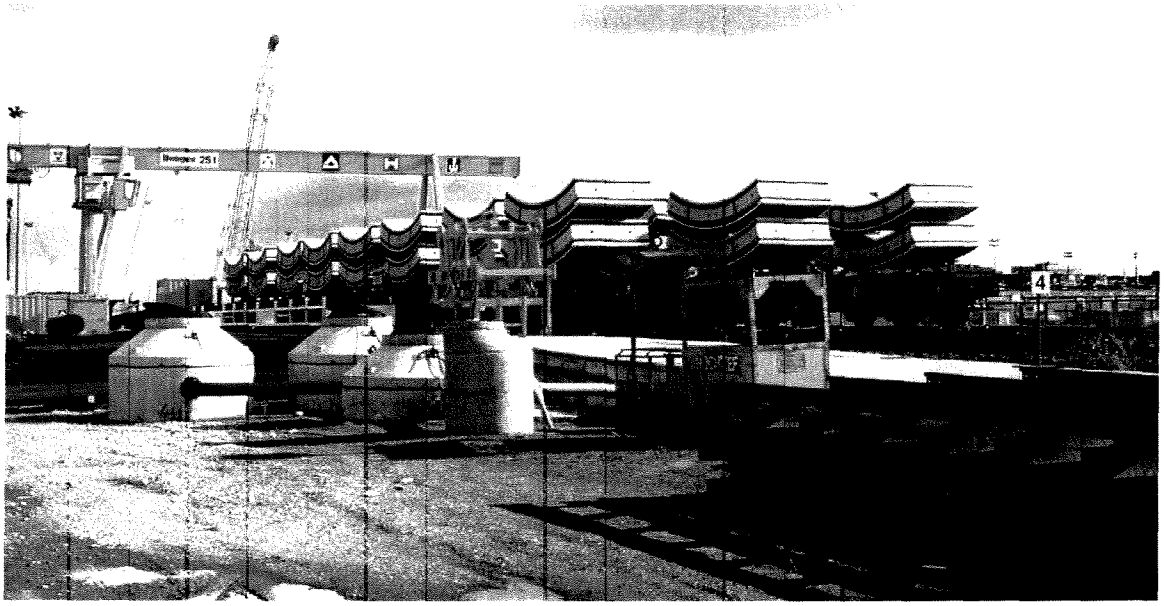
Figuur 2.5 Toepassing van stalen segmenten in tunnellining.



Figuur 2.6 Stalen segment, geschikt voor plaatsing met erector.

Bovenstaande figuur geeft een stalen segment weer, uit de vierde buis van de tunnel onder de Elbe, dat met de erector van de TBM geplaatst kon worden. Door de ruimte tussen de opgelaste plaat en de erector vacuüm te trekken, kan deze het element optillen en plaatsen.

2.3 Ruimtegebruik in tunnels



Figuur 2.7 Transport van segmenten met werktreinen, vierde buis van geboorde tunnel onder de Elbe.

Het ruimtegebruik geeft in de tunnel, waarvandaan de boorkop vertrekt, de meeste problemen. In deze tunnel moet het afzetframe, de persinstallatie, de druksluis, de boorkop en alle overige installaties en apparatuur een plaats vinden.

Het opbouwen en persen van de ringen moet uitgevoerd kunnen worden zonder dat de aan- en afvoer van materialen en materieel naar de TBM onderbroken wordt. Het transport van grote installaties en het transport en plaatsen van de boorkop kan in het uiterste geval tijdens de wekelijkse onderhoudsperiode van de TBM, gedurende welke het boorproces stilligt.

Het transport van en naar de TBM geschiedt met werktreinen en via leidingen. Maatgevend voor het PVR van de werktreinen is het transport van de 1.5 m brede segmenten. Een schatting van dit PVR komt op een ruimte van 2.5 m hoog en 1.5 m breed.

In bijlage 20 zijn een boven- en zijaanzicht weergegeven van het ruimtegebruik in de starttunnel. De situatie zoals deze is weergegeven, is die waarbij de constructies zoveel mogelijk naar de opening in de lining zijn geplaatst en geven de minimaal benodigde ruimte aan. De beschikbare ruimte binnen het afzetframe is in dit geval een stuk groter dan het benodigde PVR (plus een zekere marge) van de werktreinen van de TBM. Het ligt voor de hand om het afzetframe meer naar achteren te plaatsen zodat er extra ruimte vrijkomt voor het plaatsen van de boorkop, de omvang van de boorkop, het opbouwen van de ringen en het verwijderen van de liningdelen.

Voor het transport voor de constructie van de dwarsverbinding is een apart spoor nodig. Plaatselijk kan een dubbel spoor aangelegd worden, direct achter de TBM. Het spoor voor de TBM loopt bovenop een (geprefabriceerde betonnen) verhoging en het spoor van de dwarsverbinding kan door de diepere ligging op een plaatselijke ophoging van gestort beton lopen (over dit spoor moet een zware boorkop vervoerd worden). Het dubbele spoor moet voldoende lengte hebben voor de werktrein van de dwarsverbinding, met o.a. ruimte voor de te persen ringen.

Het opbouwen van de constructies in de starttunnel gebeurt als volgt:
- Aanbrengen van dubbel spoor, na passage van TBM.
- Aanbrengen van afzetconstructie en onderzijde van sluisconstructie.
- Plaatsing van afdichtingsconstructie.
- Transport en installatie van boorkop in afdichtingsconstructie.
- Opbouwen van afzetplaat, afzetframe, vijzels en overige delen sluisconstructie.

2.4 Afdichting tussen tunnel en dwarsverbinding

De afdichting tussen de lining van de hoofdtunnel en de ringen van de dwarsverbinding moet in staat zijn om een waterdruk van maximaal 300 KN/m^2 te kunnen keren en flexibel genoeg zijn om dit te kunnen tussen onderling bewegende constructiedelen. De functies van het afdichtingsprofiel zijn daarmee sterk vergelijkbaar met die van een staartspleet afdichtingsprofiel in een TBM.

De meest gebruikte staartafdichtingen zijn gemaakt van rubberen flappen of staalborstels die met vet gevuld zijn. De afdichting moet de spleet van circa 150 mm afsluiten en daarnaast ruimte overlaten voor een noodafdichting.

Onderstaand is een onderscheid gemaakt tussen het afdichtingsprofiel van de starttunnel en de ontvangsttunnel. Deze profielen hebben naast waterdichtheid en flexibiliteit ook enkele verschillende functies.

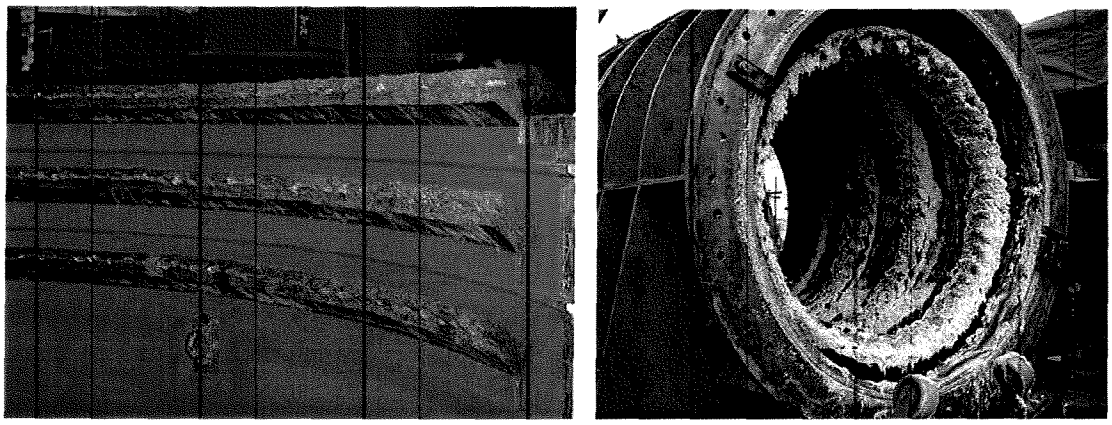
2.4.1 Afdichtingsprofiel in starttunnel

In de starttunnel wordt de boorkop in de afdichtingsconstructie geplaatst en is aan de onderzijde maximaal 1 m vrij voor het gehele afdichtingsprofiel. Het gewicht van de boorkop moet in de constructie opgevangen worden door geleiders en ondersteuningsblokken, aangezien anders de waterdichte afsluiting van rubberen flappen of borstels verloren gaat.

De boorkop kan met een zekere nauwkeurigheid geplaatst worden in de afdichtingsconstructie. Door het persen, het corrigeren van een eventuele scheefstand en het langskomen van voegen en niet volledig ronde ringen moet het profiel echter in staat zijn om zich aan te passen. Door het hergebruiken van de constructie voor meerdere kortere afstanden, verdient een eenvoudig te onderhouden en vervangen profiel de voorkeur.

Als noodafdichting kan een opblaasbare waterafsluiting worden toegepast zoals deze bij staartafdichtingen van TBM's worden gebruikt. De dichting dient aan de binnenzijde van de constructie te worden geplaatst om opgeblazen te kunnen worden.

De betrouwbaarheid van met name de waterkerende functie is van groot belang. Bij een lekkage wordt de hoofdtunnel beschermd tegen onderlopen door de noodafdichting op te pompen en de aanwezige sluisconstructie te sluiten en onder druk te brengen. Een profiel dat bestaat uit meerdere rijen onafhankelijke dichtingen (over voegen tussen de ringen heen) zal minder snel volledig zijn functie verliezen en is daardoor betrouwbaarder en veiliger.



Figuren 2.8 Afdichtingsprofielen met stalen borstels.

In bijlage 21 is een mogelijk afdichtingsprofiel weergegeven voor de starttunnel.

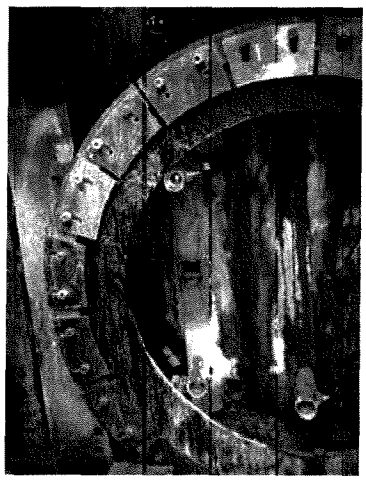
Het minimaal benodigd aantal rijen staalborstels wordt bepaald door de waterdruk die gekeerd moet worden. Per rij neemt de druk in waarde af; voor een druk van circa 3 bar volstaat nog net het gebruik van 2 borstelrijen.

Het plaatsen van een rubberen afdichtingsblokje geeft bij het afwerken van de overgang in de lining tussen dwarsverbinding en hoofdtunnel de mogelijkheid om vanuit de dwarsverbinding de tussenliggende ruimte te injecteren met cement. Zie verder paragraaf 2.7.

2.4.2 Afdichtingsprofiel in ontvangsttunnel

Het afdichtingsprofiel in de ontvangsttunnel verschilt in een aantal opzichten van het profiel in de starttunnel. De aankomst van de boorkop heeft, ondanks een eventuele mogelijkheid tot het doen van stuurcorrecties, een zekere plaatsingsonnauwkeurigheid. Het afdichtingsprofiel moet een zekere zijdelingse afwijking en scheefstand van de boorkop kunnen opvangen en ondertussen waterdicht blijven. Door het stellen van het profiel na het uitvoeren van een plaatsbepaling, wordt de flexibiliteit van het profiel minder belangrijk. Het stellen kan echter alleen als de lining van de ontvangsttunnel nog aanwezig is en er dus in de ontvangstkamer gewerkt kan worden. Zie verder paragraaf 2.6.

Net als bij de starttunnel zijn er geleiders en ondersteuningsblokken, een noodafdichting en een rubberen afdichtingsblokje nodig. De geleiders en ondersteuningsblokken kunnen in dit geval echter niet de lining van de dwarsverbinding geheel opsluiten, maar moeten een plaatsingsafwijking toelaten en de noodafdichting beschermen.



Figuren 2.9 Rubberen afdichtingsprofiel.

Meerdere achter elkaar geplaatste rubberen profielen, zoals ze veel gebruikt worden bij het pipejacken, zorgen voor een blijvende waterdichte kering als een profiel zijn functie mocht verliezen.

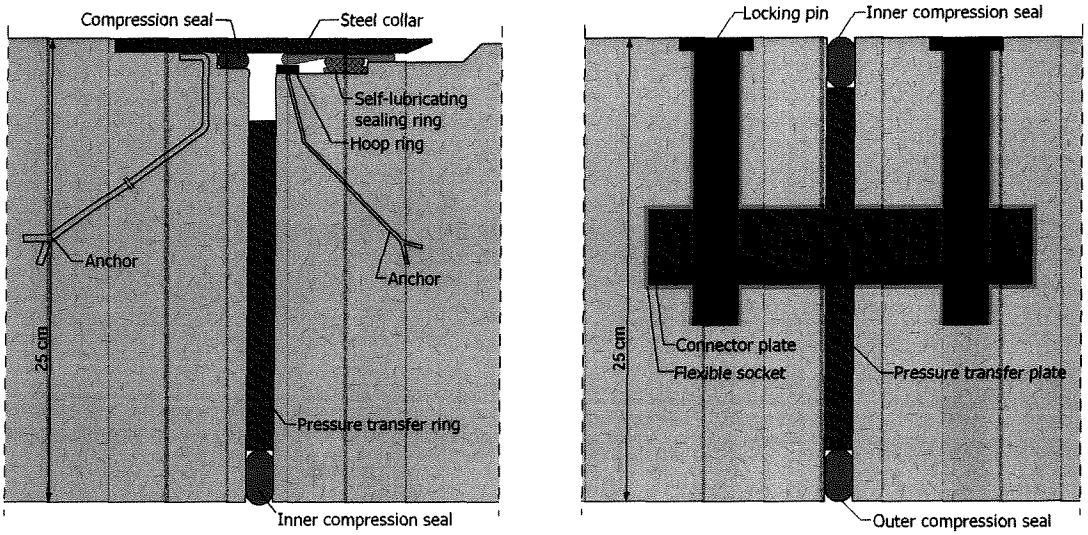
2.5 Opbouw en persen van ringen

Bij het persen van de ringen moet er in eerste instantie tussen een aantal verschillende zaken een keuze gemaakt worden. Voor de snelheid van het plaatsen van de ring en het aanbrengen van de benodigde leidingen zou een ring uit één stuk het beste voldoen. Er dient echter rekening gehouden te worden met de grond- en waterdruk tegen het front van de boorkop, welke de kop en lining terug de hoofdtunnel in zouden duwen als de vijzels allemaal tegelijk teruggetrokken zouden worden. Directe gevolgen zijn het bezwijken van de waterdichte profielen door omklappen en het instorten van het graaffront. Het gebruik van meerdere vijzels waarvan er minmaal een onder druk blijft en daardoor het gebruik van een deelbare lining is onvermijdelijk.

In de tunnel, en met name in de sluis, is nagenoeg geen ruimte voor hijsapparatuur om zware ringdelen mee op te bouwen. Bij een ring uit vele kleine segmenten daarentegen loopt de stijfheid en stabiliteit van de ring zelf gevaar door de vele langsvoegen.

Een oplossing voor bovenstaande problemen zou het gebruik van vier persvijzels, een ring uit twee delen en de krachtsoverdracht via de binnenkant van de lining kunnen zijn. Deze mogelijke oplossing is weergegeven op bijlage 22. Vooralsnog is hier uitgegaan van het kunnen toepassen van vier vijzels, zonder dat de druk hierin te hoog wordt (zie ook paragraaf 2.10).

De ringen worden onderling samengesteld door in de twee langsvoegen de pinnen en dichtingen aan te brengen. Het samenvoegen van de ringen geschiedt door de ringvoegen op te bouwen met onder andere de dichtingen en de ring die de krachten overbrengt.



Figuren 2.10 Ringvoeg en langsvoeg.

Om de vier vijzels heen wordt de ring opgebouwd en aan de laatst geperste ring bevestigd. De vijzelkrachten op deze laatst geperste ring worden via blokken, die in openingen in de ring steken, overgedragen. De blokken worden op hun plaats gehouden door een ondersteuningsframe in de ring. De vijzels worden een voor een teruggetrokken tot er voldoende ruimte is om de blokken in de nieuwe ring te plaatsen en na de laatste vijzel kan men weer een nieuw ondersteuningsframe tussen de vier blokken aanbrengen en de laatste steunen weghalen.

Het kruisvormige ondersteuningsframe is met stelbouten klem te zetten tussen de vier blokken om zo de vorm van de ring cirkelvormig te houden. Een extra functie van het frame is het opvangen van de krachten die ontstaan door het excentrisch belasten van de ring via de blokken. Deze krachten zijn naar het midden van de ring gericht en belasten het frame op druk.

Door het samenstellen van de ring uit twee delen die per spoor van beide zijden worden aangevoerd, wordt de arbeid bij het opbouwen tot een minimum beperkt. De composiet betonnen ringdelen moeten gesteund worden door een frame, zowel in de opbouwfase (inclusief het transport) als in de persfase, om vervormingen en schade (scheurvorming) tegen te gaan. De ondersteuningsframes kunnen eventueel al tijdens het persen verwijderd worden wanneer de lining door grond omringd wordt en zo voor voldoende steun zorgt.

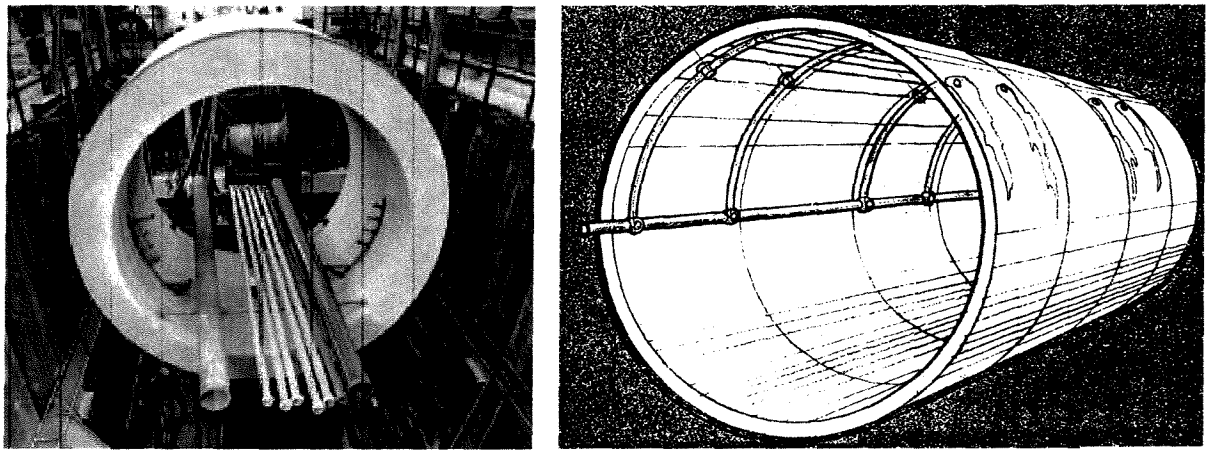
Tijdens het persen kan via openingen in de liningdelen een bentonietoplossing geïnjecteerd worden om de mantelwrijving te reduceren. Alhoewel de wrijving tussen de lining en de omringende grond over een korte afstand werkzaam is, blijkt dat deze door de grote diameter toch over circa 175 m^2 optreedt. Indien er voor een boorkop met een bentoniet vloeistof gesteund graaffront wordt gekozen, is het injecteren van bentoniet wellicht overbodig.

Naast het injecteren van bentoniet geeft het in een min of meer continu proces van persen van de ringen een gunstiger belastingverloop op de hoofdtunnel. Indien er veel tijd zit tussen het persen van twee opeenvolgende ringen kan het effect van de bentonietlaag verminderen en de omliggende grond zich zetten. Hogere vijzelkrachten zijn dan nodig om de lining en boorkop weer in beweging te krijgen.

De situatie waarin één vijzel teruggetrokken wordt, en de ringen en boorkop dus door drie vijzels excentrisch gesteund worden, zou voor een scheefstand en richtingsafwijking kunnen zorgen. Voorgaande problemen zullen echter door de aanwezigheid van geleiders in het afdichtingsprofiel en de stilstand van de boorkop tijdens het terugtrekken van de vijzels niet optreden.

Het hier kunnen toepassen van een composiet beton is sterk afhankelijk van de krachtswerking om de openingen in de lining waar de blokken in grijpen. Gevaar voor verpulveren van de drukzone en uitscheuren door dwarskrachten kan slechts beperkt opgevangen worden door het toepassen van diepere en bredere gaten.

Tijdens het persproces kunnen de twee deuren in de sluis als extra veiligheidsmaatregel gesloten worden. In het geval van bezwijken van de waterdichtingen is de waterinstroom te stoppen door de lucht in de sluis onder verhoogde druk te brengen.

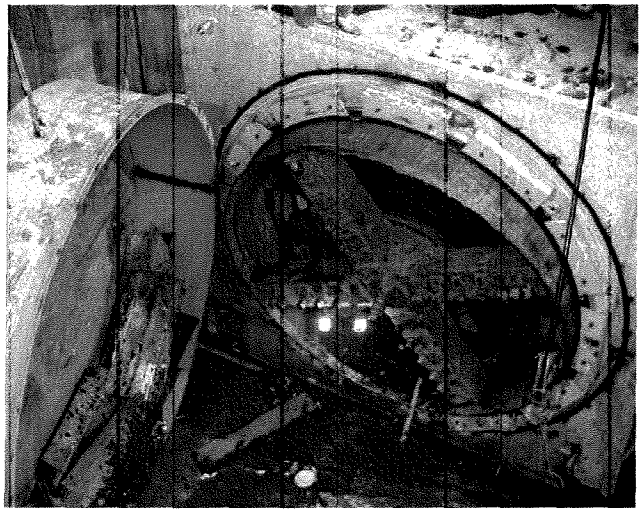


Figuren 2.11Benodigde leidingen in de ringen.

De fasering van het opbouwen van de ring is als volgt:
- Ringdelen zijdelings aanvoeren en samenstellen.
- Ringvoegconstructie aanbrengen en plaatsing ring tegen voorgaande ring.
- In fasen de vijzels terugtrekken en aanbrengen van blokken.
- Plaatsing van ondersteuningsframe en verwijderen van steunen.
- Doortrekken van leidingen in de dwarsverbinding.
- Wegpersen van de ring.

2.6 Ontvangst in tunnel

De aankomst van de boorkop in de ontvangsttunnel heeft een aantal overeenkomsten met het vertrek uit de starttunnel en is op een aantal punten sterk verschillend. De stalen segmenten om de opening in de tunnellining zijn op dezelfde manier vormgegeven als de segmenten in de starttunnel. De fasering van het openen van de lining is nagenoeg hetzelfde, met als verschil dat het mengsel van zand en bentoniet binnen een drukdeksel wordt aangebracht. Het mengsel komt op deze manier ook tussen de afdichtingsprofielen terecht, welke hier in rubber zijn uitgevoerd en kleinere geleiders en ondersteuningsblokken bezitten, zie bijlage 23.



Figuur 2.12 Drukdeksel.

De geleiders en ondersteuningsblokken zijn hier kleiner uitgevoerd omdat de boorkop met een bepaalde afwijking en scheefstand de omsloten ruimte kan binnentreden. De voornaamste functie van de geleiders is om de afdichtingsprofielen te beschermen tegen beschadigingen. De ruimte voor afwijking tussen de boorkop en de geleiders en ondersteuningsblokken bedraagt maximaal 7.5 cm, zie verder paragraaf 2.8 voor de stuurbaarheid.

Het toepassen van een drukdeksel heeft als voordeel dat er, onder atmosferische druk in de sluis, via een opening in de deksel water afgetapt kan worden om te controleren of de waterdruk afneemt. Als dit gebeurt, dan betekent dit dat er een waterdichte afsluiting is tussen de boorkop en de afdichtingen.

Indien de druk in de drukdeksel niet daalt, bestaat er een keuze uit verschillende methoden om alsnog een waterdichte afsluiting te verkrijgen. Allereerst kan via een injectieopening aan de bovenkant van de drukdeksel water geïnjecteerd worden terwijl aan de onderkant water en zand weg kan lopen. Het schoonspoelen van de ruimte na de afdichtingen (tussen de dichtingen en onder de boorkop blijft zand aanwezig) maakt het mogelijk de noodafdichting op te blazen. Daarnaast kan door de mantel van de boorkop een niet verhardende gel geïnjecteerd worden in de ruimte tussen de verschillende dichtingen en net buiten de stalen liningdelen. De grondverbetering sluit de spleet om de boorkop af maar dient het verder doorpersen wel mogelijk te laten. Als laatste zou men in de sluis onder verhoogde druk met werkers de boorkop en stuurring kunnen verwijderen (uitsluizen) en het afdichtingsprofiel kunnen verwijderen. Men kan dan de spleet tussen de ringen en tunnellining ter plekke van een permanente (betonnen) voeg voorzien.

Indien de waterdruk in de drukdeksel wel daalt, kan deze verwijderd worden om zo de boorkop en stuurring in de sluis te kunnen persen. De boorkop en stuurring worden opgevangen op transportwagons en kunnen opnieuw gebruikt worden bij een volgende dwarsverbinding.

Tijdens het openen van de drukdeksel en het doorvoeren van de boorkop en stuurring kan de sluisconstructie gesloten worden om een (plotselinge) instroom van water te kunnen opvangen.

In de ontvangsttunnel heerst geen gebrek aan ruimte voor het onderbrengen van de benodigde installaties en apparatuur, zoals in de starttunnel. Ongeveer de helft van de tunnel is voor de constructie van de dwarsverbinding in gebruik en door het toepassen van een dubbel spoor is er geen invloed op het boorproces van de hoofdtunnel.

2.7 Afbouw van de dwarsverbinding

In bijlage 24 is weergegeven hoe de dwarsverbinding afgebouwd wordt.

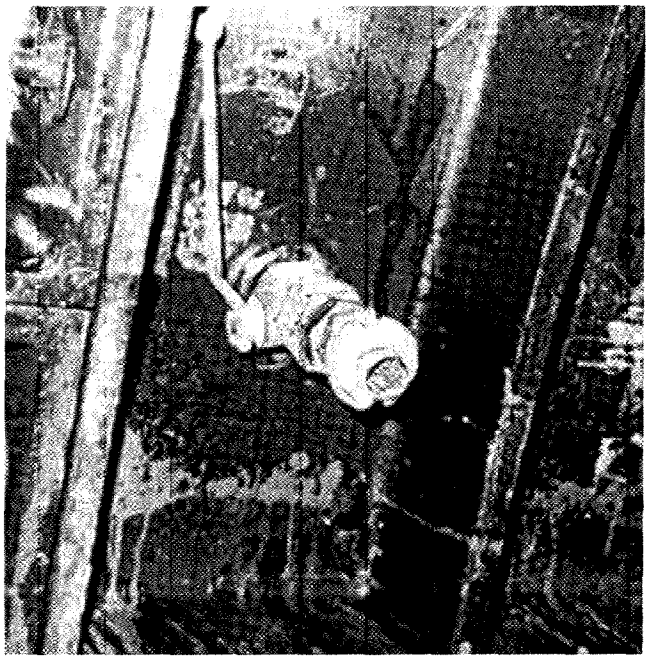
Na het verwijderen van de boorkop en stuurring dient de achterliggende ring in de ontvangsttunnel zo ver geperst te worden dat deze met de afdichtingsprofielen voor een waterdichte constructie zorgt. In de starttunnel kan volstaan worden met het verlengen van de vijzels om de laatste ring tot binnen de dichtingen te krijgen.

In totaal zijn er circa 18 ringen nodig om de 12 meter te overbruggen. Van deze ringen zijn er aan beide kanten 2 die gedeeltelijk gesloopt gaan worden. Onder andere door deze 4 ringen dient de spleet, die gevuld is met zand en bentoniet, gevuld te worden met cement. Wanneer het aanbrengen van de diverse openingen en het slopen niet samengaat met het uitvoeren van de ringen in composiet beton, dienen ze in staal uitgevoerd te worden.

Door de afwijking in onderlinge afstand tussen de twee geboorde tunnels, is het zeer waarschijnlijk dat de ringen niet goed uitkomen. Aan beide zijden dient daarom door minimaal drie ringen het injecteren uitgevoerd te kunnen worden. Naast de 16 ringen die achterblijven en die de uiteindelijke dwarsverbinding vormen, kunnen de boorkop, stuurring en de eerste en laatste ring opnieuw gebruikt worden op een andere locatie.

De met cement op te vullen voeg tussen de ringen en stalen segmenten snijdt aan beide kanten minimaal twee keer de onderlinge ringvoegen. Aangezien het cement in de aanwezige richels kan vloeien kan men geen problemen verwachten met de waterdichtheid van de afsluiting.

Het opvullen van de spleet tussen de ringen en de stalen segmenten is gebaseerd op het verwijderen van het zand met bentoniet en het aanvullen met cement. Er kan vanuit de ringen en door de stalen segmenten gewerkt worden via injectieopeningen en openingen die een zand/water mengsel kunnen doorlaten. Beide soorten openingen moeten een drukverschil aankunnen van de heersende waterdruk (circa 3 bar), vermeerderd met de extra druk t.b.v. het injecteren.



Figuur 2.13 Injectieopening in stalen segment.

De ruimte die gespoeld en gevuld moet worden, wordt door het afdichtingsblokje en de dichtingen begrenst. De functie van het blokje is om deze ruimte vrij van zand te houden als deze schoongespoeld is en hoeft dus alleen de grond te kunnen keren. Door de hoge drukken die bij het spoelen en injecteren met cement gebruikt worden kan er water en cement langs het blokje in het omliggende grondmassief terecht komen, hetgeen uiteindelijk alleen maar gunstig kan bijdragen aan de waterdichtheid van de uiteindelijke constructie.

Het spoelen van de spleet om het zand te verwijderen en het opvullen met cement gebeurt in 10 fasen, te beginnen aan de bovenzijde. Via een hoog gelegen opening wordt water geïnjecteerd, terwijl via een lager gelegen opening het mengsel van water en zand opgevangen wordt. Na het verwijderen van het zand kan de ruimte via de laag gelegen opening gevuld worden met cement. Het cement bezit een hogere soortelijke

dichtheid dan water, dus het controleren van het opgevulde deel van de spleet gebeurt via de hoog gelegen opening (er wordt dan cement rondgepompt door de spleet).

Resten zand die in de spleet zijn achtergebleven worden opgenomen in het cementmengsel en leveren geen serieus probleem voor de waterdichtheid. Het vloeibare cement kan niet wegzakken in het onder gelegen zand door de aanwezigheid van het bentoniet. Een soort cement met een snelle uithardingstijd is aan te raden omdat het de wachttijd tussen de verschillende fasen verkort.

De stabiliteit van de ringen in de voeg maakt het nodig om de opvullingen in de spleet in voldoende kleine delen aan te brengen. De zakking van een ring als gevolg van onvoldoende ondersteuning kan namelijk een lekkage tot gevolg hebben. Eventuele zettingen tijdens en na de aanlegfase moeten door de voegen tussen de ringen opgenomen worden en niet door de opgevulde spleet die als een stijve verbinding beschouwd kan worden.

Het vullen van de voeg volstaat niet als definitieve afwerking omdat het een enkelvoudige kering betreft en omdat een met cement gevulde spleet niet een volledig waterdichte afsluiting kan garanderen. Als extra kering wordt op de met cement gevulde voeg een hoekprofiel aangebracht, gemaakt van staal dat aan de binnenkant met een rubber profiel bekleed is.

In de voorgaande paragraaf ging het over de beschikbare methoden om de boorkop en stuurring uit de drukdeksel te kunnen verwijderen, indien er niet een volledig waterdichte afsluiting was. Voor het verder afwerken van een lekkende voeg en het plaatsen van het hoekprofiel, kan van het injecteren van grout net buiten de stalen segmenten en van het afwerken onder verhoogde luchtdruk (in de nog aanwezige sluis) gebruik worden gemaakt om de lekkage te stoppen.

Het aanbrengen van een tweede lining binnen de composieten lining is niet nodig door de dubbele dichtingen in de langs- en ringvoegen. In de dwarsverbinding moet wel een zekere spanning in de lengte richting aanwezig blijven voor het waterdicht blijven van de ringvoegen (de langsvoegen worden door de grond- en waterdruk dichtgedrukt). Het hoekprofiel kan voor deze spanning zorgen als het profiel aan de stalen segmenten van de hoofdtunnel wordt gebout of gelast. Plaatselijk moet het hoekprofiel dieper in de segmenten worden geplaatst om ruimte te maken voor het opzij schuiven van de schuifdeur.

De stalen segmenten in de hoofdtunnel kunnen, als laatste stap in het afwerken, met beton opgevuld worden om zo voor een betere luchtdoorstroming te zorgen. Bedacht moet worden dat het toepassen van stalen segmenten extra zorg met betrekking tot de duurzaamheid meebrengt en daardoor speciale coatings en regelmatige inspectie en onderhoud vereisen.

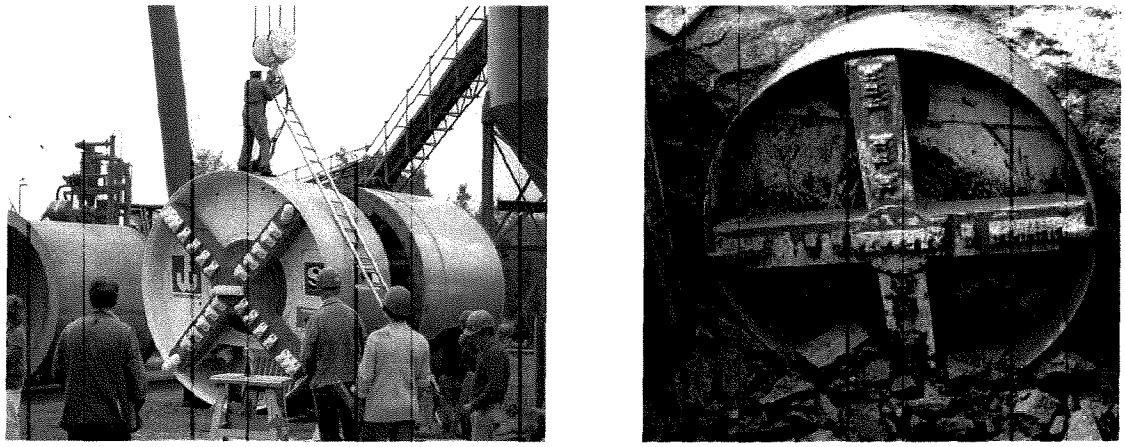
2.8 Boorkop, stuurring en stuurbaarheid

2.8.1 Boorkop

Door het ruimtegebrek in de starttunnel is, zoals op de bijlagen te zien is, voor de boorkop een zeer beperkte ruimte beschikbaar. Het vergroten van deze ruimte is alleen mogelijk door het afzetframe en de vijzels verder van de opening in de lining te plaatsen. Bedacht moet worden dat een boorkop met een lengte van 2 m al snel circa 30 ton weegt en dat de hanteerbaarheid daarvan een groot probleem wordt. Een kleine boorkop is beter en sneller te vervoeren (al dan niet over een spoorlijn) en kan gemakkelijker en nauwkeuriger in het afdichtingsprofiel worden geplaatst.

Binnen de mantel van de boorkop kunnen alleen de meest noodzakelijke onderdelen, te weten het graafwiel met mengkamer, de aandrijving, grondafvoersysteem en eventueel een sluis, worden aangebracht. In de hoofdtunnel is voldoende ruimte aanwezig om de overige installaties onder te brengen.

Bij de keuze van het toe te passen soort schild (in eerste instantie een keuze tussen gronddrukbalans- en vloeistofschild) zijn naast o.a. de grondcondities hier enkele andere aspecten speciaal van belang. De afzetkrachten worden op een gesegmenteerde lining afgedragen en kunnen snel tot ontoelaatbare vervormingen en beschadigingen leiden. Daarnaast heeft het schild een groot frontoppervlak in vergelijking tot de lengte en het gewicht van de gehele boormachine.



Figuur 2.14 Mixschild boorkop, Ø 4.62 m, lengte 8.28 m [43].

Een gronddrukbalansschild heeft, ten opzichte van een vloeistofschild, hogere vijzelkrachten en een groter benodigd vermogen. De aandrijving en grondafvoersysteem nemen beide binnen het schild meer ruimte in en er bestaat eerder een gevaar voor instabiliteit van het schild om de lengteas.

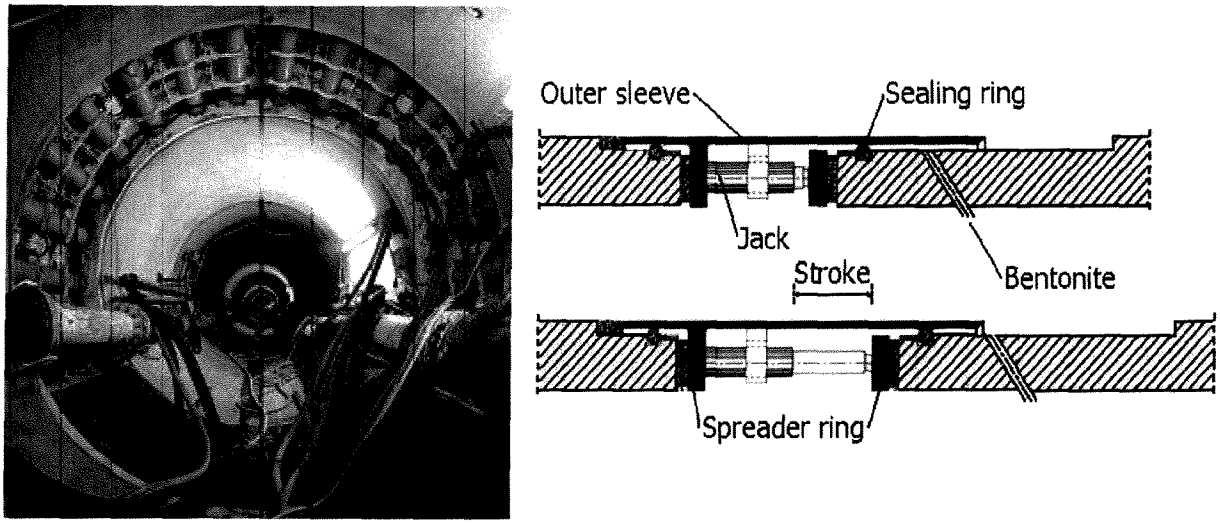
Gebruik van een vloeistofschild levert de minste belasting op de tunnellining en is in dit geval de meest geschikte boormethode. Daarnaast wordt bij het boren van de hoofdtunnels hetzelfde principe toegepast en zijn de daardoor benodigde scheidingsinstallaties al aanwezig.

Het aanbrengen van vaste contoursnijders om bijvoorbeeld de vijzelkrachten nog verder te reduceren, is niet mogelijk vanwege de waterdichtingen in zowel de start- als de ontvangsttunnel. Uitschuifbare contoursnijders kunnen echter toegepast worden voor het stuk tussen de waterdichtingen. Injectie van bentoniet bij het graafwiel heeft een smerend effect tussen de ringen en het omliggende grondmassief en maakt verdere injectie door de composieten ringen minder noodzakelijk.

2.8.2 Stuurring

Om tijdens het persproces een koerscorrectie te kunnen uitvoeren moet de boorkop op een of andere manier een hoek met de achterliggende ringen kunnen maken. Door ruimtegebrek in de starttunnel is het in de boorkop onderbrengen van stuurvijzels, niet eenvoudig haalbaar.

Bij het pipejacken wordt veelvuldig gebruik gemaakt van tussenvijzelstations, wanneer de vijzelbelasting in de bouwput door toenemende pijplengte en mantelwrijving de pijpen kapot dreigt te drukken. Het toepassen van een soortgelijk station, direct achter de boorkop, moet het mogelijk maken om de boorkop een bepaalde koerscorrectie te kunnen laten maken en met een zekere plaatsnauwkeurigheid in de ontvangsttunnel uit te komen.



Figuur 2.15 Intermediate jacking station.

Om in het persproces opgenomen te kunnen worden heeft de stuurring dezelfde afmeting als de composieten betonnen ringen. De ringvoegen verschillen van de voegen in bovenstaand figuur; ze zijn op bijna dezelfde manier vormgegeven als de ringvoegen tussen composieten ringen, maar bevatten geen schuivende en overlappende mantel over composiet beton heen.

Om toch een hoekverdraaiing te kunnen geven moeten de voor- en achterrand t.p.v. de vijzels over elkaar heen kunnen schuiven, zie bijlage 25. Het aantal vijzels in de ring hangt af van de over te brengen krachten en de toelaatbare druk in de vijzels zelf. Om de boorkop in iedere richting te kunnen laten boren zijn er echter minmaal 8 nodig.

Tussen de vijzels moet voldoende ruimte zijn voor het plaatsen van de vier blokken, waar de persvijzels in de starttunnel op afsteunen. De voeg tussen de stuurring en boorkop kan door het ontbreken van ruimte voor een overlappende voegafsluiting het beste vastgebout worden, zodat een stijve en vaste verbinding ontstaat.

2.8.3 Stuurbaarheid

Momenteel kunnen leidingen bij het pipejacken met een tolerantie van +/- 25 mm geplaatst worden. De afwijkingen worden bepaald door o.a. de grondcondities, diameter, plaatsbepalingsmethoden, boormethode, etc. Bij de nauwkeurigheid van aankomst is rekening gehouden met een maximale afwijking van 75 mm, voordat de boorkop tegen de geleiders en ondersteuningsblokken loopt.

Het ruimtegebruik in de tunnel zou, bij een andere indeling, de mogelijkheid bieden om langere ringen met een langere boorkop te persen. Het voordeel van het toepassen van 1 m lange ringen is echter dat door het grotere aantal ringvoegen er een geleidelijkere, grotere en nauwkeuriger te sturen kromming in de lining verkregen kan worden. De ringvoegen moeten in staan zijn om minimaal de hoek aan te kunnen die door de stuurring verkregen wordt.

Bij een te grote hoekverdraaiing tussen twee ringen kan een extreme belasting optreden aan een enkele zijde van de ring, terwijl aan de tegenoverliggende kant de ringen geen contact meer maken. De ring kan in dit geval door de geconcentreerde belasting kapot gedrukt worden.

De grote ringdiameter heeft als nadeel dat, bij een kleine hoekverdraaiing tussen twee ringen, al snel de waterdichtheid van de ringvoeg in gevaar komt. Door het los komen liggen van de dichtingen en de ring die de krachten overbrengt gaat de waterdichtheid verloren.

Tijdens het persproces kan de locatie, richting, etc. van de boorkop vanuit de vertrektunnel bepaald worden via lasers en vanuit de ontvangsttunnel bijvoorbeeld m.b.v. een elektromagnetisch veld.

De openingen in de liningen van de hoofdtunnels kunnen maximaal een halve ringbreedte onderling verschillend in de tunnels zijn aangebracht. Deze horizontale afwijking kan door het plaatsen van een ring met halve ringbreedte gereduceerd worden, maar zal nooit volledig gecorrigeerd kunnen worden. Een hoogteverschil tussen de twee openingen zal ontstaan door een hoogteverschil tussen de twee TBM's tijdens het boorproces.

Het toepassen van een flexibele afdichting maakt het mogelijk om de boorkop in de starttunnel een initiële scheefstand te geven. Deze scheefstand reduceert de uit te voeren correcties met de stuurring en ondervangt de zakking van de boorkop op het moment dat deze niet meer door het afdichtingsprofiel

gesteund wordt maar door de grond. Van te voren dient de zakking van de boorkop en het voorover vallen (direct gevolg is een koersafwijking) bepaald te worden en samen met de horizontale en verticale openingsafwijking bepalen deze de initiële scheefstand.

De mogelijkheid bestaat dat om een bepaalde reden (verkeerde maatvoering, tegenvallende stuurbaarheid met stuurring, etc.) de boorkop niet binnen de geleiders en ondersteuningsblokken uit kan komen in de ontvangsttunnel.

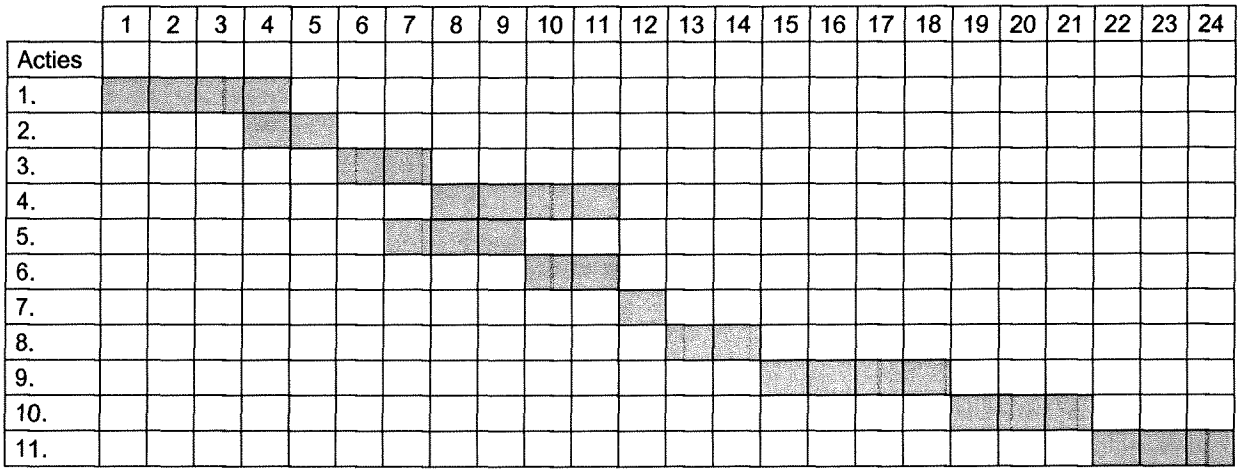
Indien de plaatsafwijking minder dan 15 cm bedraagt, kan de boorkop alsnog binnen de stalen segmenten binnenkomen na het verwijderen van de geleiders en ondersteuningsblokken. Het voorgaande zal onder verhoogde luchtdruk binnenin de drukdeksel gedaan moeten worden en betekent dat de aanvulling van grond en bentoniet opnieuw aangebracht moet worden. Er bestaat een grote kans dat de rubberen afdichtingen bij binnenkomst van de boorkop beschadigd worden, met als gevolg dat het doorpersen van de boorkop en stuurring en het afwerken van de spleet eveneens onder verhoogde luchtdruk zal moeten gebeuren.

Indien de afwijking groter is dan 15 centimeter, zal de stalen omranding aangepast moeten worden. Een deel van de stalen segmenten kan, binnenin de sluis en onder verhoogde luchtdruk, verwijderd worden, zodat er ruimte ontstaat voor een nieuwe afdichting. Het aanpassen van de stalen segmenten en het stellen van een nieuwe dichting vergen zeer veel tijd en worden extra bemoeilijkt door korte werktijden en lange decompressietijden. Indien er slechts een boorkop wordt gebruikt voor het boren van alle 21 dwarsverbindingen is het effect op de tijdsplanning zeer groot.

2.9 Fasering en planning

De planning van het construeren van een enkele dwarsverbinding bestaat uit verschillende deelprocessen, welke beschreven zijn in de voorgaande paragrafen. Per dwarsverbinding is een bepaalde tijd, PVR, constructiematerialen, materieel, etc. nodig. Het aanleggen van de 21 verbindingen resulteert in een fasering en planning, die binnen de mogelijkheden van constructie van de twee tunnels moet vallen.

Fasering en planning van constructie van een dwarsverbinding:
(Hier is uitgegaan van een plaatselijk dubbel spoor en bedrijfsklare stalen segmenten, beide direct achter de TBM aangelegd.)



Figuur 2.16 Constructie van een dwarsverbinding, acties uitgezet tegen benodigde dagen.

Acties voor de constructie van een dwarsverbinding:
1. Plaatsing van afdichtingsprofiel, afzetframe, vijzels en sluis in starttunnel.
2. Transport en plaatsing van boorkop in afdichtingsprofiel.
3. Openen van lining van starttunnel; elementen verwijderen en aanvulling met mengsel van grond en bentoniet.
4. Boorkop, stuurring en 15 composieten ringen (na eerst samenstellen) wegpersen.
5. Plaatsing afdichtingsprofiel, drukdeksel en sluis in ontvangsttunnel.
6. Openen van lining van ontvangsttunnel; elementen verwijderen en aanvulling met mengsel van grond en bentoniet.
7. Binnenkomst van boorkop, stuurring in ontvangsttunnel en checken waterdichtheid afdichtingsprofiel.
8. Verwijderen van drukdeksel, doorpersen van laatste 3 ringen en boorkop en stuurring verwijderen.
9. Afwerken van de voegen in start- en ontvangsttunnel.
10. Verwijderen van eerst en laatst geperste ring, gedeeltelijk slopen van ringen en plaatsen van hoekprofiel in start- en ontvangsttunnel.
11. Verwijderen van afdichtingsprofielen, afzetframe, vijzels en sluizen in start- en ontvangsttunnel.

In bovenstaande figuur is voor het afwerken van de voegen 4 dagen gerekend. Om dit haalbaar te maken is eventueel een vermindering van het aantal fasen nodig, waarin wordt gespoeld en het cement wordt aangebracht.

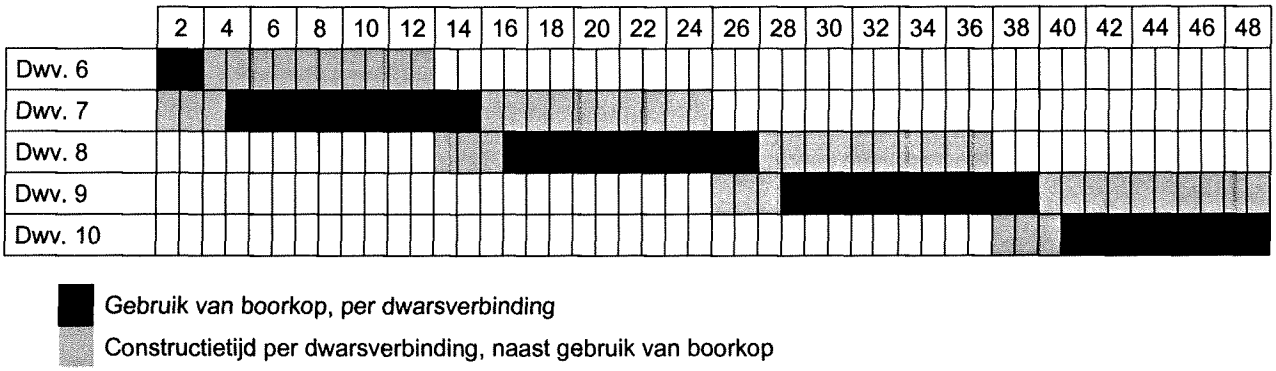
De sluisconstructie en alle overige constructies in de starttunnel zijn per dwarsverbinding 24 dagen in gebruik, de sluisconstructie in de ontvangsttunnel 18 dagen en de boorkop 11 dagen.

Bij het toepassen van een start- en een ontvangstconstructie komt de benodigde tijd per dwarsverbinding op 24 dagen. Een direct gevolg van deze keuze is echter dat beide constructies of de boorkop voor het aanleggen van een volgende dwarsverbinding van tunnel moeten wisselen. In dit geval kan beter voor het transport van beide constructies gekozen worden, gezien het grote gewicht en de afmeting van de boorkop.

Het toepassen van twee start- en ontvangstconstructies heeft als voordelen dat beide soorten constructies in dezelfde tunnels blijven (de afstand die ze moeten worden verplaatst is 600 m) en een reductie van de totale constructietijd met circa de helft. De besparing in constructietijd zou voor een deel gebruikt kunnen worden voor op- en afbouw van constructies en het afwerken van de voegen, welke waarschijnlijk (o.a. vanwege de benodigde uithardingstijd) meer tijd vergen.

Bij het gebruik van twee start- en ontvangstconstructies boort de boorkop heen en weer tussen de oostelijke en westelijk tunnel en bedraagt de afstand waarover de boorkop verplaatst moet worden 300 m. De

installaties die nodig zijn voor het functioneren van de boorkop dienen voor iedere dwarsverbinding binnen een dag van tunnel te wisselen en kunnen daarom het beste op een spoorwagon worden ondergebracht.



Figuur 2.17 Constructie van dwarsverbindingen, bij twee ontvangst- en startconstructies.

Een nadeel is dat de start en ontvangstconstructies elkaar moeten kunnen passeren in de tunnel, over het spoor dat door de werktreinen van en naar de TBM wordt gebruikt. Maatgevend is het PVR onder een afzetframe, waardoorheen de delen van de ontvangstsluis getransporteerd worden.

In bovenstaande figuren is uitgegaan van het opbouwen en persen van circa vier ringen per dag, welke voornamelijk bepaald wordt door het samenstellen van de langsvoeg. Het verlengen van leidingen in de ringen is, door de korte lengte van de verbinding en het samenstellen van de ring uit twee delen, niet nodig. Bij het pipejacken van ringen uit een stuk, is het verlengen van leidingen vaak bepalend voor de voortgangssnelheid van het gehele proces.

2.10 Krachtswerking en afdracht

De krachtswerking en afdracht bij het pipejacken van dwarsverbindingen speelt bij een groot aantal aspecten een grote en maatgevende rol. Enkele van deze aspecten zijn de vijzelbelasting op de gesegmenteerde tunnellining, de dikte en materiaalkeuze van de ringen, dimensionering van de vijzels, het transport van de boorkop over een spoorlijn, dimensionering van de aandrijving van de boorkop, etc.

Bepalend voor de optredende krachten zijn de water- en gronddruk tegen het graafwiel van de boorkop en de wrijving tussen grond en geperste buis.

2.10.1 Water- en gronddruk

Tegen het front van de boorkop staat een water- en gronddruk. Om zo weinig mogelijk verstoring in de ondergrond te krijgen dient in zand gestreefd te worden naar een steundruk die niet te veel afwijkt van de neutrale horizontale gronddruk, oftewel [33]:

$$\sigma_{T,streef} = \sigma'_{h,n} + \sigma_w$$

Met:
- $\sigma_{T,streef}$ = streefwaarde steundruk aan boorfront
- $\sigma'_{h,n}$ = neutrale horizontale korreldruk
- σ_w = waterdruk

Bij een diameter van 4.50 m en een gemiddelde horizontale neutrale gronddruk van 385 kN/m^2 is de streefwaarde van de steundruk ongeveer $6.2 \cdot 10^6$ N.

Bij een berekening van de steundruk met de horizontale neutrale gronddruk treedt er geen vervorming in de grond op en is er geen maaiveld zetting. De steundruk is echter groter dan wanneer er met de horizontale actieve gronddruk wordt gerekend, in welk geval er enige zakking voor het graaffront optreedt.

Bij de keuze tussen neutrale en actieve gronddruk, voor het berekenen van de steundruk, zijn hier een aantal zaken van belang. Bedacht moet worden dat er direct naast een al eerder aangelegde geboorde tunnel wordt ontgraven, hetgeen effect heeft op o.a. de boogwerking in de zandgrond. De grond is door de passage van de TBM verstoort en een verzakking direct naast de tunnellining kan voor vervorming van de lining zorgen.

Het ontgraven van de dwarsverbinding met een zo laag mogelijke steundruk komt de afdracht van krachten op de starttunnel ten goede en zal daardoor de voorkeur genieten. Een graaffont dat instort kan echter ontoelaatbare vervormingen en verplaatsingen bij een tunnellining veroorzaken.

2.10.2 Wrijvingskrachten

De wrijvingskracht tussen de grond en geperste buis wordt beïnvloed door vele factoren en is daardoor moeilijk te bepalen. Enkele van deze factoren zijn de tijdsafhankelijke stabiliteit van de grondsoort, waterstand, perssnelheid, stilstand, smering, hoekverdraaiingen tussen ringen, de voegconstructies, etc. De kracht volgt uit een wrijvingsweerstand, vermenigvuldigd met het oppervlak waarover deze optreed.

Door het injecteren van bentoniet en het toepassen van een oversnijding van 10 mm (de uitwendige diameter van het graafwiel wordt 4.52 m) kan een reductie van 50% worden behaald in losse zandige gronden.

Bij het persen van een buis kunnen door stilstand, vanwege het plaatsen van een nieuwe ring, veel hogere vijzelkrachten nodig zijn om de gehele buis weer in beweging te krijgen. Het effect van een oversnijding en injectie met een smeermiddel is tijdsafhankelijk en vermindert door instabiliteit van de grond en het wegspoelen en weglekken van het smeermiddel. Metingen van verhoogde vijzelkrachten lopen zeer uiteen, maar kunnen met 50% toenemen.

Een benadering van de wrijvingskracht is (volgens Herzog [35]; hierin zijn bovenstaande aspecten niet opgenomen):

$$P_p = (\Pi \cdot D_p \cdot L \cdot (P_v + P_h)/2) \cdot f$$

Met:
- P_p = wrijvingskracht in [kN]
- D_p = uitwendige diameter in [m]
- L = lengte van de pijp in [m]
- P_v = gemiddelde verticale korrelspanning in [kN/m^2]
- P_h = gemiddelde horizontale korrelspanning in [kN/m^2]
- f = wrijvingscoëfficiënt; bij zand en betonnen oppervlak is deze 0.65

Bij een uitwendige diameter van 4.50 m, een lengte van 11.0 m, P_v van 235 kN/m^2 en P_h van 120 kN/m^2 is de wrijvingskracht ongeveer $18.0 \cdot 10^6$ N.

2.10.3 Gevolgen van krachtswerking

Na het bepalen van de kracht die geleverd moet worden door de vijzels, kan het benodigde aantal en soort bepaald worden. De huidige vijzels kunnen met een inwendige druk van 300 tot 650 bar een 30 tot 300 ton overbrengen. In totaal moet er $24.2 \cdot 10^6$ N overgebracht worden, aangenomen dat de reductie t.g.v. bentoniet injectie wegvalt tegen de hogere vijzelkrachten na stilstand. Bij het toepassen van de zwaarste vijzels dienen er geen vier maar acht gebruikt te worden. Het gelijkmatig plaatsen van deze vijzels rondom, geeft geen aanpassingen aan het ontwerp maar wel een beter spreiding van de krachten op de ringen.

Het aantal vijzels in de stuurring zou tot acht beperkt kunnen blijven. Een betere spreiding van de krachten door het gebruik van 16 kleinere vijzels is echter een betere keuze.

De keuze van het materiaal en de dikte van de ringen wordt naast de over te brengen perskrachten ook door de omliggende grond- en waterdruk bepaald. De vijzelbelasting moet door een oppervlak van 3.33 m^2 doorgegeven worden. Deze belasting kan opgenomen worden door een gewapend betonnen ring, aangezien volgens de Duitse normen de maximaal toegestane belasting 11 N/mm^2 is.

Wanneer echter de concentrering van krachten bij ringvoegen en vijzels (via de steunblokken), een hoekverdraaiing tussen twee ringen, het transport van de halve ringen, de duurzaamheid, etc. wordt beschouwd kan er beter voor een composiet betonnen ring gekozen worden. Naast een hogere toegestane belasting (22 N/mm^2) is de ring beter bestand tegen een concentratie van puntlasten.

Composieten ringen bestaan uit een kern van beton met een binnen- en buitenzijde van bijvoorbeeld glas versterkt cement of glasfiber versterkt polyester, danwel uit een beton met kleine stukjes staal- of glasvezel. Ten opzichte van een gewapende betonnen ring zijn composieten ringen duurder, beter bestand tegen corrosie en kunnen ze hogere trek- en drukkrachten opnemen.

De lining van de starttunnel wordt door het persen van de dwarsverbinding op verschillende plaatsen belast. Verzwakking van de lining treedt op aan de kant van de opening door het ontbreken van een aantal segmentdelen en door het afzetframe wordt de tegenoverliggende zijde aan de binnenkant verdeeld belast.

De gatverzwakking wordt door het aanbrengen van stalen segmenten opgevangen. De stalen segmenten worden onderling vastgebout en kunnen zo de krachten in de lengterichting van de tunnel om het gat heen doorgeven.

Het aan de binnenkant belasten van de tunnellining kan, afhankelijk van de op te nemen belasting, op verschillende manieren worden opgevangen. Een gewapend betonnen lining bezwijkt waarschijnlijk op de boutverbindingen tussen de onderlinge segmenten, terwijl plaatselijk vervangen door stalen segmenten het voordeel heeft dat deze vastgebout kunnen worden en hogere krachten kunnen opnemen. De stalen segmenten voor de gatverzwakking en het opvangen van de vijzelkrachten kunnen het beste in een compleet stalen ring worden geplaatst om niet al te veel vertraging bij de plaatsing in de TBM te krijgen.

De vervorming en verplaatsing van de tunnellining kan door het aanbrengen van meerdere stalen ringen verholpen worden. Indien de vervormingen en verplaatsingen niet toelaatbaar zijn, kan overwogen worden om extra verstijvingen in de tunnel aan te brengen. Deze constructies belemmeren echter het transport door de tunnel en verlengen de op- en afbouwtijd aanzienlijk.

3 Conclusies

T.a.v. het toepassen van de pipejacking-technieken bij de constructie van de dwarsverbindingen, in het Referentie Ontwerp van de boortunnel HSL-Zuid, kan het volgende worden gesteld:

De opening in de tunnellining moet groot genoeg zijn voor het doorlaten van de boorkop en de ringen. Om vervorming en verplaatsing van de tunnellining te voorkomen, zullen er rondom de opening voldoende stalen segmenten geplaatst moeten worden om de gatverzwakking op te vangen. De ruimte tussen de boorkop en de tunnellining kan, door gebruik van de sluisconstructie, onder verhoogde luchtdruk gezet worden om in de gelegenheid te komen om de liningdelen te verwijderen. De stalen segmenten zijn onderling vast te bouten en vormen een onderdeel van de sluisconstructie.

In de tunnel dient het minimale PVR, van de werktreinen die van en naar de TBM rijden, vrijgelaten te worden als het pipejacken tegelijkertijd met het boorproces moet plaatsvinden. De overgebleven ruimte kan gebruikt worden voor de sluisconstructie, vijzels, het afzetframe, etc.

Het afdichtingsprofiel tussen de gesegmenteerde lining en de geperste boorkop en ringen heeft het keren van grond en water als voornaamste functie. Het profiel moet daarentegen voldoende flexibel zijn om een scheefstand en plaatsingsafwijking van de boorkop en het langskomen van de ringvoegen op te kunnen vangen. In de starttunnel speelt voornamelijk het langskomen van die voegen, terwijl in de ontvangsttunnel een niet centraal binnenkomende boorkop opgevangen moet worden. Beide profielen zijn vanwege het voorgaande verschillend vormgegeven.

Wanneer de vijzels allemaal tegelijkertijd teruggetrokken zouden worden, bestaat de mogelijkheid dat de krachten, op het relatief grote graaffront, de boorkop en ringen terug in de starttunnel zouden duwen. Het continu steunen van het geperste deel leidt tot het gebruik van deelbare ringen. Het opbouwen van de ringen uit twee delen voorkomt het langdurige opbouwen, zoals dat bij de huidige TBM's het geval is.

De boorkop en stuurring kunnen na binnenkomst in de ontvangsttunnel opnieuw gebruikt worden voor de volgende dwarsverbinding. Binnenkomst gebeurt in een drukdeksel binnenin de sluisconstructie, welke in het geval van lekkage gebruikt kan worden.

Het afbouwen van de voeg tussen de tunnellining en de geperste buis bestaat uit het spoelen met water om het zand te verwijderen en het daarna opvullen met cement. Deze activiteiten moeten voornamelijk door de ringen heen uitgevoerd worden. Het opvullen van de voeg volstaat niet als permanente afdichting en maakt het afwerken met een hoekprofiel noodzakelijk.

De boorkop kan hier het beste uitgevoerd worden als een vloeistofschild omdat dan de belasting op de tunnellining het kleinst is. De afgevoerde grond kan in de scheidingsinstallaties van de hoofd-TBM's worden verwerkt. Direct achter de boorkop bevindt zich de stuurring, welke gebaseerd is op een tussenvijzel station. De combinatie van de twee is nodig voor het uitkomen van de boorkop in de ontvangsttunnel.

T.o.v. het inzetten van een stel start- en ontvangstconstructies heeft het inzetten van twee stellen het voordeel van een halvering van de constructietijd en een sterke reductie van het transport door de tunnels. Het opvullen van de voegen en de op- en afbouw van de start- en ontvangstconstructies zijn van grote invloed op de planning.

De vijzels moeten de grond- en waterdruk, tegen het graaffront, keren en de wrijvingskracht tussen de mantel en de grond overwinnen. In totaal dient er circa $24.2 \cdot 10^6$ N overgebracht te worden. De ringen dienen bij voorkeur in een composiet beton uitgevoerd te worden.

De afdracht van de belasting op de tunnellining in combinatie met de gatverzwakking is een onderwerp van nadere studie; de vervorming en verplaatsing van de lining en het toepassen van stalen ringen en verstijvingen om dit tegen te gaan, is nog onbekend.

Een verdere optimalisatie van het gehele proces kan voornamelijk gehaald worden in een nadere studie naar de op- en afbouw van de verschillende constructies en de afwerking van de voegen tussen de geperste ringen en de tunnellining.

Conclusies en aanbevelingen

Conclusies

De literatuurstudie behandelt de reeds uitgevoerde en in de toekomst uit te voeren dwarsverbindingen in geboorde tunnels. Een overzicht is gegeven van de grondverbeteringstechnieken en constructiemethoden die in de Nederlandse bodem toepasbaar zijn.

Het ontwerp, de onderlinge h.o.h. afstand, de manier van construeren, etc. van de dwarsverbindingen zijn afhankelijk van de veiligheidsfilosofie, vorm van transport in de hoofdtunnels, grondomstandigheden, etc. en verschillen van land tot land en van bouwlocatie tot bouwlocatie.

Uit de toepasbare grondverbeteringstechnieken en constructiemethoden zal een keuze gemaakt moeten worden om de verbindingen op een zo veilig en eenvoudig mogelijke wijze aan te leggen. Het deelverslag dat de beoordelingscriteria behandelt, richt zich op het in kaart brengen van de mogelijkheden en probleemgebieden t.a.v. van de toepassing van grondverbeteringstechnieken en constructiemethoden.

De keuze tussen de grondverbeteringstechnieken en constructiemethoden worden gemaakt op o.a. geotechnische en uitvoeringstechnische criteria, de vorm en ligging van de uiteindelijke dwarsverbinding, etc. Bedacht moet worden dat voor iedere bouwlocatie bepaalde factoren zwaarder zullen wegen en zo meer invloed hebben op de uiteindelijke keuze tussen de grondverbeteringstechnieken en constructiemethoden.

T.a.v. de Nederlandse bodem is het na het voorgaande deel echter mogelijk om toepasbare constructiemethoden te selecteren. In deze selectie zijn zowel reeds eerder toegepaste constructiemethoden als enkele nieuwe opgenomen en zijn onder te verdelen in methoden die het maaiveld gebruiken en volledig ondergronds, vanuit de tunnels, uitgevoerd worden.

Het derde deel van de studie richt zich op het uitwerken van voorgaande constructiemethoden voor de dwarsverbindingen van het Referentie Ontwerp, Boortunnel HSL-Zuid. Bij het uitwerken van voorgaande constructiemethoden is steeds t.a.v. de grondverbeteringstechnieken gekozen voor de minst risicovolle.

Na het uitwerken van de constructiemethoden is het mogelijk om een onderlinge rangschikking aan te brengen, gebaseerd op de bouwkosten en risico's t.a.v. calamiteiten die tijdens de constructiefase kunnen optreden.

Voor een constructie vanaf het maaiveld kan een dichtblok, tussen diepwanden aangebracht en plaatselijk doorboorbaar (ongewapend) voor de TBM's, tot de meest optimale constructiemethode worden beschouwd. In dit geval wordt het dichtblok onder water aangebracht, na eerst de grond tussen de diepwanden weg te hebben gehaald. Nadat de TBM door het blok heen geboord is, kunnen na een eventuele kleinschalige groutinjectie segmenten weggehaald worden om vervolgens de dwarsverbinding te ontgraven en af te bouwen.

Het grote voordeel van deze constructiemethode is dat het lichaam waarin de dwarsverbinding komt, al voor de TBM-passage aanwezig is. De staartspleetinjectie van de TBM sluit de spleet af die tussen de mantel en het dichtblok ontstaat. Het dichtblok is voldoende sterk en waterdicht om zonder verdere frontondersteuning te kunnen worden ontgraven. De inrichting van loopruimte en het onderbrengen van installaties kan op een (ruimtelijk) efficiëntere manier dan bij een cirkelvormige dwarsverbinding.

Het grootste deel van de diepwanden (het gedeelte boven het dichtblok) blijft achter in de grond en vervult daarbij geen functie. De grootste risico's bij deze constructiemethode liggen bij het aanbrengen van de diepwanden op grote diepte. Een voordeel is dat de waterdichtheid van de aansluitingen tussen naastliggende diepwanden niet belangrijk is. De ontgraving vindt vanuit de tunnels plaats en de opening in de tunnellining dient zich daardoor in een sluis te bevinden of er moet een nooddeur aangebracht worden.

Het doorboren van een dichtblok dat uit lage sterkte beton bestaat geeft een aanzienlijke slijtage aan de tanden op het graafwiel. In het dichtblok is er echter voldoende ruimte om op een eenvoudige en veilige wijze deze tanden te verwisselen en ander periodiek onderhoud uit te voeren.

Bij een volledig ondergrondse constructiemethode is het het inzetten van een kleine boormachine die de meest gunstige combinatie van bouwkosten en risico's op calamiteiten tijdens de constructie geeft. Bedacht moet worden dat het hier een nieuwe techniek betreft, die tot op heden niet daadwerkelijk toegepast is vanuit een geboorde tunnel. Een goede afweging tussen deze constructiemethode en andere bestaande technieken is pas mogelijk als het boren van een dwarsverbinding verder verkend wordt.

Uitgangspunten bij het boren van een dwarsverbinding zijn het opbouwen van de ring uit meerdere delen en het onderbrengen van de vijzels in de hoofdtunnel. Het opbouwen van de te persen ring uit meerdere delen is noodzakelijk vanwege de water- en gronddruk tegen de boorkop. Door het gelijktijdig terugtrekken van alle vijzels loopt men het gevaar dat de boorkop achteruit geduwd wordt, terug de hoofdtunnel in.

De ring kan in dit geval niet uit één stuk bestaan en zal ter plaatse van de vijzels opgebouwd moeten worden. De locatie van deze vijzels is in de hoofdtunnel gekozen (vergelijkbaar met het pipejacken) om de lengte van de boorkop zo klein mogelijk te kunnen houden. De ringen worden in dit geval in de sluisconstructie samengesteld (waar voldoende ruimte beschikbaar is), de boorkop heeft geen erector en vijzels en is hierdoor ook niet meer stuurbaar.

Om toch met een voldoende kleine afwijking in de ontvangsttunnel aan te komen is een stuurring direct achter de boorkop geplaatst, vergelijkbaar met een tussenvijzelstation zoals veel bij het pipejacken wordt toegepast.

T.a.v. de afweging tussen het toepassen van een dichtblok of een geboorde dwarsverbinding kunnen enkele opmerkingen worden geplaatst. Het werkelijke ontgraven van de verbinding gebeurt bij beide vanuit de tunnels en verstoort het logistieke proces van en naar de TBM's. De verstoring bij het dichtblok is een stuk kleiner door de eenvoudigere graafapparatuur. De lining van de hoofdtunnel moet bij het dichtblok aangepast worden voor het uitvoeren van een eventuele injectie van grout, terwijl de uiteindelijk opening in de lining bij het boren beduidend groter moet zijn vanwege het doorlaten van de gehele verbinding.

Gesteld kan worden dat bij het dichtblok de invloed op de omgeving groter is, het een relatief simpele constructie betreft en er een geringere kans op calamiteiten bestaat dan bij het boren van een dwarsverbinding.

Om meer inzicht te krijgen in het boren van een dwarsverbinding is een verkenning uitgevoerd naar het pipejacken van een dwarsverbinding tussen geboorde tunnels. Geprobeerd is om de voordelen van het pipejacken te behouden; een hoge voortgangssnelheid, toepassing van bestaande pipejacking technieken, gebruik van duurzame materialen, geen (dan wel in beperkte mate) grondverbetering, etc.

De opening in de tunnellining moet groot genoeg zijn voor het doorlaten van de boorkop en de ringen. Om vervorming en verplaatsing van de tunnellining te voorkomen, zullen er rondom de opening voldoende stalen segmenten geplaatst moeten worden om de gatverzwakking op te vangen. De ruimte tussen de boorkop en de tunnellining kan, door gebruik van de sluisconstructie, onder verhoogde luchtdruk gezet worden om in de gelegenheid te komen de liningdelen te verwijderen. De stalen segmenten zijn onderling vast te bouten en vormen tevens een onderdeel van de tijdelijke sluisconstructie.

In de tunnel dient het minimale PVR, van de werktreinen die van en naar de TBM rijden, vrijgelaten te worden als het pipejacken tegelijkertijd met het boorproces moet plaatsvinden. De overgebleven ruimte kan gebruikt worden voor de sluisconstructie, vijzels, het afzetframe, etc.

Het afdichtingsprofiel tussen de gesegmenteerde lining en de geperste boorkop en ringen heeft het keren van grond en water als voornaamste functie. Het profiel moet daarentegen voldoende flexibel zijn om een scheefstand en plaatsingsafwijking van de boorkop en het langskomen van de ringvoegen op te kunnen vangen. In de starttunnel speelt voornamelijk het langskomen van die voegen, terwijl in de ontvangsttunnel een niet centraal binnenkomende boorkop opgevangen moet worden. Beide profielen zijn vanwege het voorgaande verschillend vormgegeven.

Wanneer de vijzels allemaal tegelijkertijd teruggetrokken zouden worden, bestaat de mogelijkheid dat de krachten, op het relatief grote graaffront, de boorkop en ringen terug in de starttunnel zouden duwen. Het continu steunen van het geperste deel leidt tot het gebruik van deelbare ringen. Het opbouwen van de ringen uit twee delen voorkomt het relatief langdurige opbouwen, zoals dat bij de huidige TBM's het geval is.

De boorkop en stuurring kunnen na binnenkomst in de ontvangsttunnel opnieuw gebruikt worden voor de volgende dwarsverbinding. Binnenkomst gebeurt in een drukdeksel constructie binnenin de sluis, welke in het geval van lekkage gebruikt kan worden om instroming te voorkomen.

Het afbouwen van de voeg tussen de tunnellining en de geperste buis bestaat uit het spoelen met water om het zand te verwijderen en het daarna opvullen met cement. Deze activiteiten moeten voornamelijk door de ringen heen uitgevoerd worden. Het opvullen van de voeg volstaat niet als permanente afdichting en maakt een afwerking met een hoekprofiel noodzakelijk.

De boorkop kan hier het beste uitgevoerd worden als een vloeistofschild, omdat dan de belasting op de tunnellining het kleinst is. De afgevoerde grond kan in de scheidingsinstallaties van de hoofd-TBM's worden verwerkt. Direct achter de boorkop bevindt zich de stuurring, welke gebaseerd is op een tussenvijzel station. De combinatie van de twee is nodig voor het met een kleine afwijking uitkomen van de boorkop in de ontvangsttunnel.

T.o.v. het inzetten van een stel start- en ontvangstconstructies heeft het inzetten van twee stellen het voordeel van een halvering van de constructietijd en een sterke reductie van het transport door de tunnels. Het opvullen van de voegen en de op- en afbouw van de start- en ontvangstconstructies zijn van grote invloed op de planning.

De vijzels moeten de grond- en waterdruk, tegen het graaffront, keren en de wrijvingskracht tussen de mantel en de grond overwinnen. In totaal dient er circa $24.2 \cdot 10^6$ N overgebracht te worden. De ringen dienen bij voorkeur in een composiet beton uitgevoerd te worden.

De afdracht van de belasting op de tunnellining, in combinatie met de gatverzwakking, is een onderwerp van nadere studie; de vervorming en verplaatsing van de lining en het toepassen van stalen ringen en verstijvingen om dit tegen te gaan, is nog onbekend.

Een verdere optimalisatie van het pipejacking proces kan voornamelijk gehaald worden in een nadere studie naar de op- en afbouw van de verschillende constructies en de afwerking van de voegen tussen de geperste ringen en de tunnellining.

Bij het pipejacken van de dwarsverbindingen, zoals dat in deze verkenning is uitgewerkt, is uitgegaan van het gebruik van een sluisconstructie en is gekozen voor het verwijderen van de tunnellining i.p.v. er doorheen te boren. Deze keuzen zouden na een nadere studie naar de veiligheid en het opvangen van de persbelasting kunnen veranderen.

Wanneer teruggekeken wordt op de mate waarop het pipejackingproces, zoals dat heden wordt toegepast, aangepast moet worden om voor het persen van dwarsverbindingen geschikt te zijn, kan gesteld worden dat deze zeer groot is. De deelbare ringen, afzetconstructies, afwerking van de voegen, boorkop, etc. maken dat deze techniek nog maar weinig met het gangbare pipejacken vergeleken kan worden.

Aanbevelingen

Bij het verkennen van het pipejacken van dwarsverbindingen zijn een aantal aspecten naar voren gekomen die nader bestudeerd dienen te worden:

Het pipejackingproces is gebaat met een zo kort mogelijke boorkop. Onzeker is echter of de benodigde onderdelen in de boorkop ondergebracht kunnen worden en of deze dan werkelijk bruikbaar, stabiel en stuurbaar genoeg is .

De krachtswerking in de tunnellining moet om de te maken opening heen geleid kunnen worden, zonder ontoelaatbare vervormingen en verplaatsingen te veroorzaken.

De persbelasting moet door de lining opgenomen kunnen worden, zonder dat er ontoelaatbare vervormingen en verplaatsingen optreden. Ringen met stalen segmenten en verstijvingen kunnen in de tunnel ingebouwd worden om deze effecten te voorkomen.

Het snelheid van het gehele pipejackenproces van een dwarsverbinding wordt bepaald door de op- en afbouw van de diverse constructies in de tunnel en het afwerken van de voegen tussen dwarsverbinding en tunnellining. Een reductie van de constructietijd is eventueel mogelijk door het gebruik van constructieonderdelen die speciaal gemaakt zijn voor een snelle assemblage en een sneller uithardend voegmateriaal.

Bepalend voor de krachtswerking op de tunnellining is de wrijvingskracht tussen de dwarsverbinding en de grond. Het kunnen opnemen van de persbelasting door het plaatsen van stalen ringen en verstijvingen is een aspect dat grote invloed heeft op de bouwkosten en constructietijd. Praktijkonderzoek en berekening van de wrijvingskracht geven dermate verschillende uitkomsten dat er eerst nader onderzoek moet worden verricht, voordat de aanpassingen aan de hoofdtunnel kunnen worden bepaald.

Literatuurlijst

[1] Amsterdam to Paris High Speed Line South Green Heart Bored Tunnel, Review of Construction Logistics and Risks, Mott MacDonald, Croydon 1998
[2] Boortunnel Groene Hart Geohydrologie, grondwaterstanden en stijghoogten, J. van Meerten, Utrecht, 1998
[3] Boren in Japan doorgrond, verslag studiereis, 1997
[4] Boren van tunnels voor rail- en wegverbindingen, KIVI-eindrapportage, Afdeling voor Tunneltechniek en Ondergrondse Werken, 1993
[5] Bouwkunde Wegen- en Waterbouw Polytechnisch Tijdschrift, F. Brink, NIRIA, 1979
[6] Bouwplaatsbezoek Elbetunnel, H. Burger e.a., Utrecht 1998
[7] Breakthrough, Tunnelling the Channel, D. Wilson, 1988
[8] Constructief ontwerp van een buis in de grond, PAO cursus, Civiele Techniek Delft, 1991
[9] CUR: Kansen in de Civiele wereld, deel 1: probabilistisch ontwerpen in theorie, CUR-rapport 190, Gouda 1997
[10] *Design and construction of cross passages at the Storebælt Eastern Railway Tunnel, M. Murray, e.a.*
[11] De Westerscheldetunnel, Deel 1: Historie en hoofdlijnen ontwerp, J. v/d Hoonaard, Civiele Techniek nr. 4, 1996
[12] Dwarsverbindingen met behulp van de vriestechniek, literatuurstudie, M. Naaktgeboren, Utrecht 1998
[13] Een onderzoek naar vluchttijden in de HSL-Zuidtunnel onder het Groene Hart, H. Koppens e.a., Railned Spoorwegveiligheid, Utrecht, 1998
[14] Engineering geology of the Channel Tunnel, C. Harris, Londen 1996
[15] Eurotunnel's fateful night, Modern railways, B. Morrison, 1997
[16] Fundering en constructie, dictaat G81, A. van Tol, Delft 1997
[17] Funderingstechnieken, dictaat G80, A. van Tol, Delft 1995
[18] Geotechnisch advies grondverbeteringstechnieken Botlekspoortunnel, NS Railinfrabeheer, 1995
[19] Grondmechanica, A. Verruijt, Delft 1993
[20] Handbuch des Tunnel- und Stollenbaus, Maidl, Essen, 1984
[21] Herrenknecht News, Schwanau, nr. 5 1998
[22] Het effect van een vries-dooi cyclus op het mechanische gedrag van de Klei van Boom bij de Westerscheldetunnel, TNO, 1998
[23] Het Groene Hart, een Hollands cultuurlandschap, G. Borger, Utrecht, 1998
[24] Inquiry into the fire on heavy goods vehicle shuttle 7539 on 18 november 1996, Channel Tunnel Safety Authority, 1997
[25] *Inventarisatie, dwarsverbindingen in geboorde tunnels, E. Slijkhuis, Utrecht 1998*
[26] Kawasaki heavy industries LTD., Tunneling Machines (Shield & T.B.M.), Tokyo, 1995
[27] Kawasaki's technology for tunnelboringmachine, heavy industries LTD., 1997
[28] Literatuurstudie jetgrouten, Praktijkervaringen in binnen- en buitenland, J. Tigchelaar, Gouda 1997
[29] Moderne funderingsmethoden, A. van Weele, Delft, 1983
[30] Naslagwerk, Ontwerpen van spoorlijnen, NS Infrabeheer, baan en kunstwerken, 1994
[31] Nota Voorontwerp, Boortunnel HSL-Zuid Groene Hart, M. Cornelissen, Utrecht 1998
[32] Ondergronds bouwen, dictaat E18 deel 1, E. Horvat, Delft 1997
[33] Ondergronds bouwen, dictaat E18 deel 2, G. Arends, Delft 1997
[34] Onderzoek naar de optimalisering van de afstand tussen de dwarsverbindingen in de Westerscheldetunnel, J. Heyman e.a., Det Norske Veritas Rotterdam, 1997
[35] Pipejacking and microtunnelling, J. Thomson, Glasgow, 1993
[36] *Planologische Kernbeslissing HSL-Zuid, Deel 3: Kabinetsstandpunt en Nota van toelichting, s-Gravenhage, 1996*
[37] Programma van Eisen, Boortunnel Groene Hart HSL-Zuid, S. Lokhorst, Utrecht, 1998
[38] Risico analyse, boortunnel Groene Hart, deel 1 kwalitatief, H. Möller e.a., Utrecht 1998
[39] Risico analyse, boortunnel Groene Hart, deel 2 kwantitatief, H. Möller e.a., Utrecht 1998
[40] Ruimtebeslag Referentie Ontwerp, G. van de Geer, Utrecht, 1998
[41] Safety systems for the Channel Tunnel, G. Brux, 1994
[42] *Scenario voor hulpverleners, R. v/d Vooren, Utrecht 1998*
[43] South Feeder in Cologne DN 3600 Pipe jacking, Philipp Holzmann, Frankfurt a. Main
[44] Sturen op veiligheid, eindrapport fase 1, Integraal Veiligheidsplan HSL-Zuid, Projectgroep IVP, Utrecht, 1997
[45] Tunneling machines, Mitsubishi, heavy industries LTD., Tokyo, 1995
[46] Tunnels and Tunnelling International vol. april, Greenwich, 1999
[47] Tunnels and Tunnelling International vol. may, Greenwich, 1999
[48] Unterirdisches Bauen in Deutschland, STUVA-/ITA-Tagung, A. Haack, Stuttgart, 1995
[49] Validatie ringmethode, dwarsverbindingen in geboorde tunnels, E. Slijkhuis, Utrecht 1998
[50] Verslag bouwplaatsbezoek Westerscheldetunnel, Jan Ruitenberg, Utrecht, 1999
[51] Waterbouwkundige kunstwerken BO, dictaat F9c, J. Vrijling e.a., Delft 1998
[52] Wayss & Freytag Rohrvortriebe, Frankfurt a. Main
[53] Wayss & Freytag Tunnelbauverfahren, Frankfurt a. Main, 1998

Bijlagen en Referentie
Ontwerp, boortunnel
HSL-Zuid

Utrecht, september 1999

Datum	:	13 september 1999
Ons kenmerk	:	
Versie	:	
Status	:	Concept
Opsteller	:	Philip Vreeken
Controleur(s)	:	
Goedkeurder	:	
Autorisator	:	
Autorisatie paraaf	:	

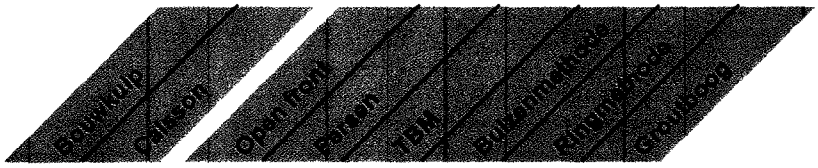
Projectorganisatie
Hogesnelheidslijn-Zuid
Projectbureau Boortunnel
Postbus 20000
3502 LA Utrecht
Bezoekadres:
Gebouw "Westraven"
Griffioenlaan 2
Utrecht
Tel 030 – 285 84 22
Fax 030 – 285 84 60

Opgeslagen door PVreeken
Opslagdatum 10/9/1999 11:48
Bestand H:\Flip's
turf\Eindverslag\Bijlage.doc

Grondverbeteringstechnieken

	Vriezen	Jetgrouten	Injecteren	Kalk/cement
2.1 Geotechnische criteria				
1. Grondsoort	-	+/-	- -	-
2. Grondgelaagdheid	- -	+/-	- -	+/-
3. Korrelverdeling	-	+	+/-	+
4. Grondstabiliteit en sterkte	+	+/-	+/-	+/-
5. Gronddruk/dekking	+	+/-	+/-	+
6. Grondwaterstroming	- -	+	+/-	+
7. Watergehalte (min.)	-	+	+/-	+/-
8. Waterdruk	+	+/-	+/-	+/-
9. Draagkracht van ondergrond	+	-	+/-	-
10. Waterafsluitende lagen	+/-	+	-	++
11. Zoutgehalte	- -	+	-	+
12. Obstakels in de ondergrond	+	- -	- -	-
13. Toxisch karakter injectiestoffen	++	+	- -	+/-
2.2 Uitvoeringstechnische criteria				
1. Toepasbaarheid verticaal	+	-	+/-	-
2. Toepasbaarheid horizontaal	++	-	+	-
3. Ruimtegebruik, apparatuur, etc.	+/-	+/-	+/-	-
4. Constructietijd	-	+	+	+
5. Fasering van grondverbeteringen	- -	++	+/-	++
6. Overlast door trillingen en geluid	+	+/-	+/-	-
7. Flexibiliteit	+	+/-	+/-	- -
8. Nauwkeurigheid van grondverbetering	-	+	+/-	+
9. Calamiteiten en obstakels	-	+/-	++	- -
10. Bouwveiligheid	+/-	+/-	+/-	+/-
11. Doorboorbaarheid van grondlichaam	- -	+/-	+	+/-
12. Belasting op hoofdtunnel	-	- -	-	- -
13. Liningaanpassing hoofdtunnel	++	++	++	- -
14. Invloed op lining dwv	-	+/-	+/-	+/-
15. Aansluiting tunnel/grondlichaam	++	-	-	- -
16. Doorlatendheid verbeterd lichaam	++	-	-	- -
17. Verstoring van omliggende grond	+	+/-	+/-	-
18. Maaiveld zettingen/stijgingen	+	+/-	-	-
19. Grondstabiliteit en sterkte	+	+/-	+/-	-
2.3 Vorm en ligging				
1. Diepte van dwarsverbinding	+/-	-	-	-
2. Diameter dwarsverbinding	-	+/-	+/-	+
3. Lengte dwarsverbinding	-	+	+	+
4. H.o.h. afstand dwarsverbinding	-	+	+	+/-
2.4 Algemeen				
1. Ervaring	+/-	+	+/-	-
2. Risico's	+	+/-	-	-
3. Kosten	XX	XX	XX	XX
4. Duurzaamheid	- -	+	+/-	+
5. Bedrijfszekerheid	+	-	+/-	-
6. Inzetbaarheid/inzetbereik	-	+	-	+

Constructiemethoden

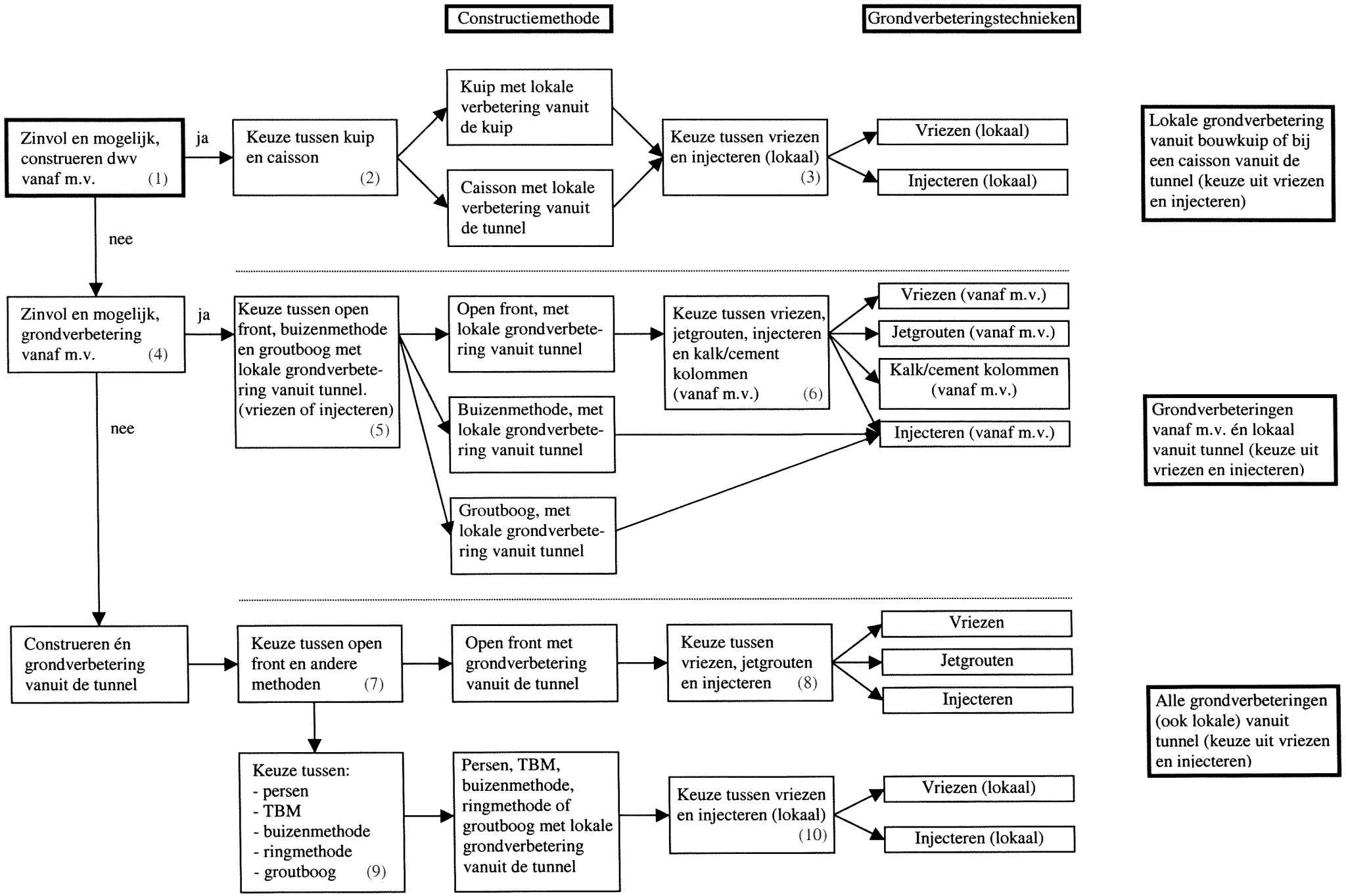


(vanaf maaiveld) (vanuit een tunnel)

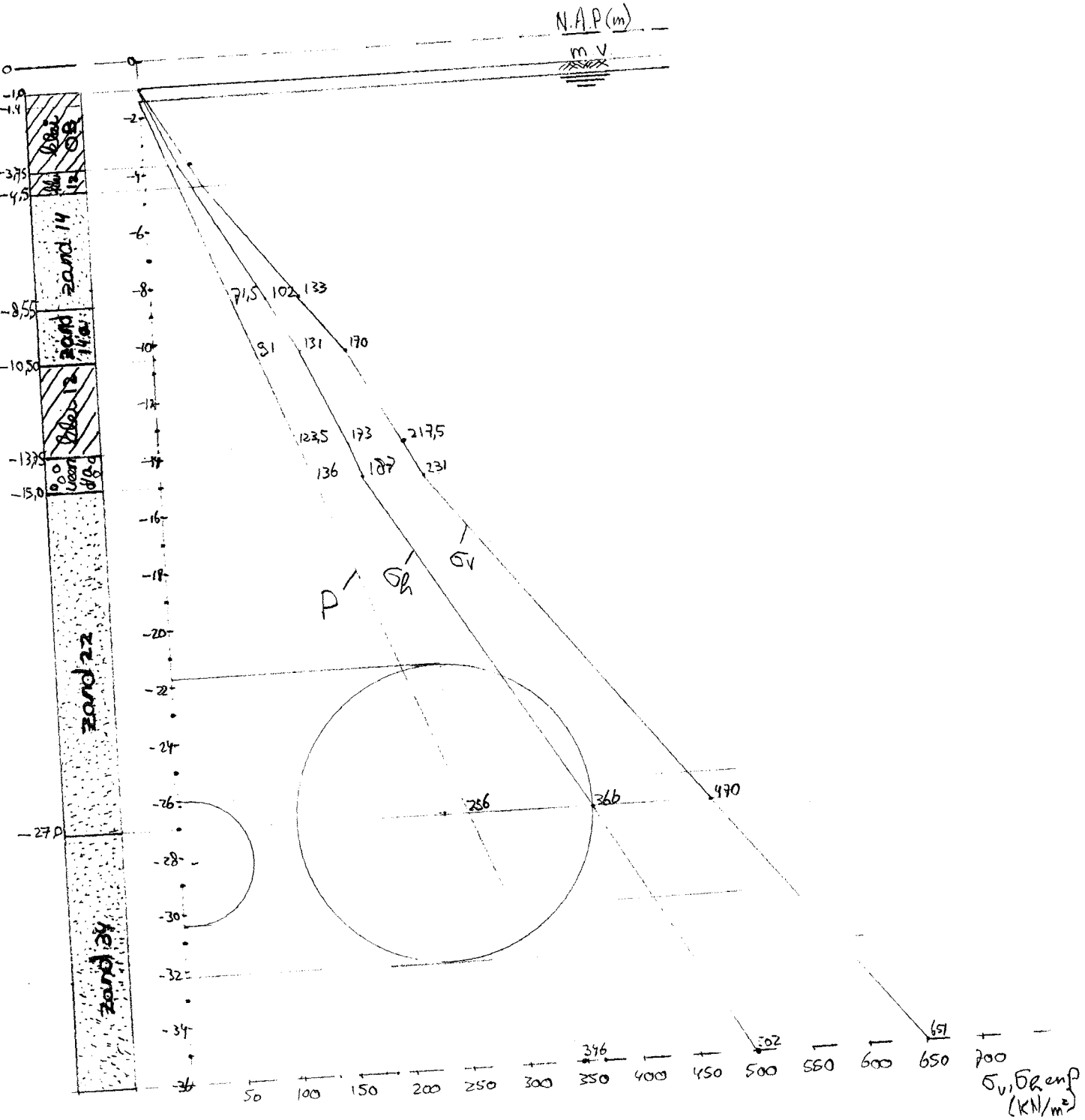
	Bouwkuip	Caissons	Open front	Pijpen	TBM	Buizenmethode	Ringmethode	Caissons
3.1 Geotechnische criteria								
1. Grondsoort	+	+	- -	+/-	+/-	- -	-	+/-
2. Grondgelaagdheid	++	+	-	+/-	+/-	- -	-	+/-
3. Waterafsluitende lagen	++	+/-	-	+/-	+/-	- -	-	-
4. Grondstabiliteit en sterkte	+	+/-	- -	+/-	+/-	-	- -	-
5. Gronddruk/dekking	+	+/-	-	-	-	+/-	-	+/-
6. Waterdruk	+/-	-	- -	+	+	-	- -	-
7. Grondwaterstroming	+	+	- -	+	+	-	+/-	+/-
8. Obstakels in de ondergrond	++	+/-	-	- -	- -	-	- -	-
3.2 Uitvoeringstechnische criteria								
1. Vriezen	(1)	(1)	(2)	(1)	(1)	-	(1)	-
2. Jetgrouten	(1)	(1)	(2)	(1)	(1)	+	(1)	++
3. Injecteren van grout en chem. opl.	(1)	(1)	(2)	(1)	(1)	++	(1)	+
4. Kalk/cement kolommen	(1)	(1)	(2)	(1)	(1)	-	(1)	-
5. Overlast door trillingen en geluid	- -	- -	++	+	+	++	++	++
6. Ruimtegebruik, apparatuur, etc.	-	+/-	+	-	-	+/-	-	+/-
7. Hergebruik apparatuur	+	+	++	++	++	- -	+	++
8. Geschiktheid serie werk	- -	+/-	-	+	+	+/-	+/-	+/-
9. Constructietijd	-	+/-	-	+	+	+/-	+/-	+/-
10. Fasering van constructiemethoden	+	+	+/-	-	-	+/-	-	+/-
11. Flexibiliteit	++	- -	+	-	-	+/-	-	+
12. Calamiteiten	++	-	+/-	-	-	+/-	- -	+/-
13. Bouwveiligheid	++	- -	-	+	+	+/-	+/-	+/-
14. Doorboring constructie/verbetering	+/-	-	+	- -	- -	- -	- -	+/-
15. Grondverbetering, overbruggingsstuk	+	+/-	+/-	- -	- -	-	- -	-
16. Verstoring van omliggende grond	- -	- -	+/-	+	+	+/-	+/-	+/-
17. Grondstabiliteit en sterkte	-	- -	-	+	+	+/-	-	+/-
18. Belasting op hoofdtunnel	+/-	+/-	+	- -	- -	+	-	+
19. Liningaanpassing hoofdtunnel	+	+/-	+/-	- -	- -	+/-	- -	+/-
20. Invloed op lining (opbouw) dwv	+	++	-	++	++	+/-	+/-	+/-
3.3 Vorm en ligging								
1. Diepte van dwarsverbinding	-	- -	+/-	+	+	+/-	+/-	-
2. Diameter dwarsverbinding/graaffront	+	+	- -	+/-	+/-	-	- -	-
3. Lengte dwarsverbinding	-	- -	+	+	++	+/-	+/-	+/-
3.4 Algemeen								
1. Ervaring	++	+/-	+/-	-	- -	-	XX	XX
2. Risico's	+	+/-	-	+/-	+/-	-	-	+/-
3. Kosten	XX	XX	XX	XX	XX	XX	XX	XX
4. Duurzaamheid	++	++	+/-	+	+	+/-	+/-	+/-
5. Bedrijfszekerheid	+	+/-	-	+/-	+/-	-		
6. Inzetbaarheid/inzetbereik	+	+/-	-	+	+	-	-	+/-
7. Veiligheid	+	+	+/-	-	-	+/-	-	+/-

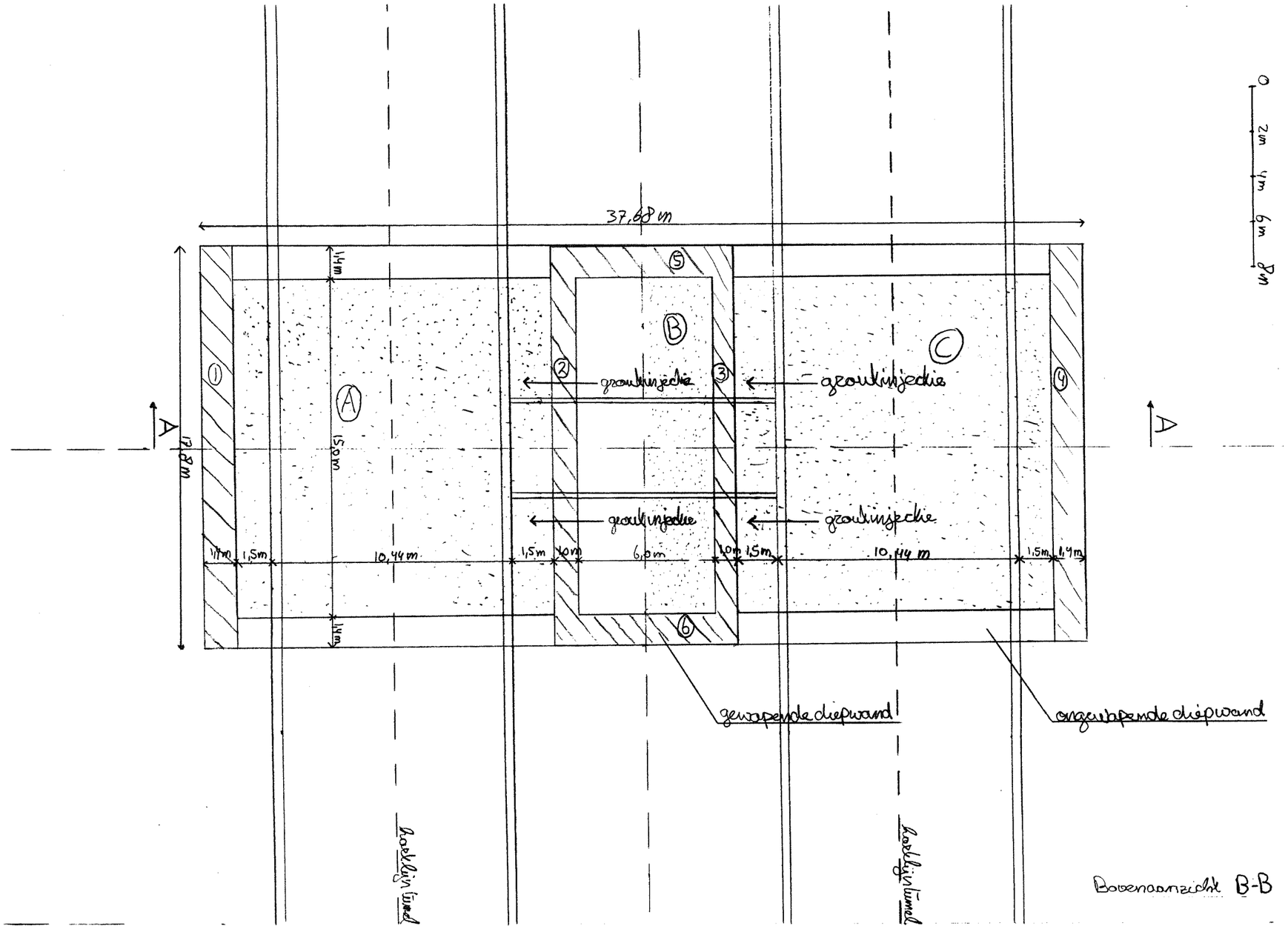
Bepalende criteria

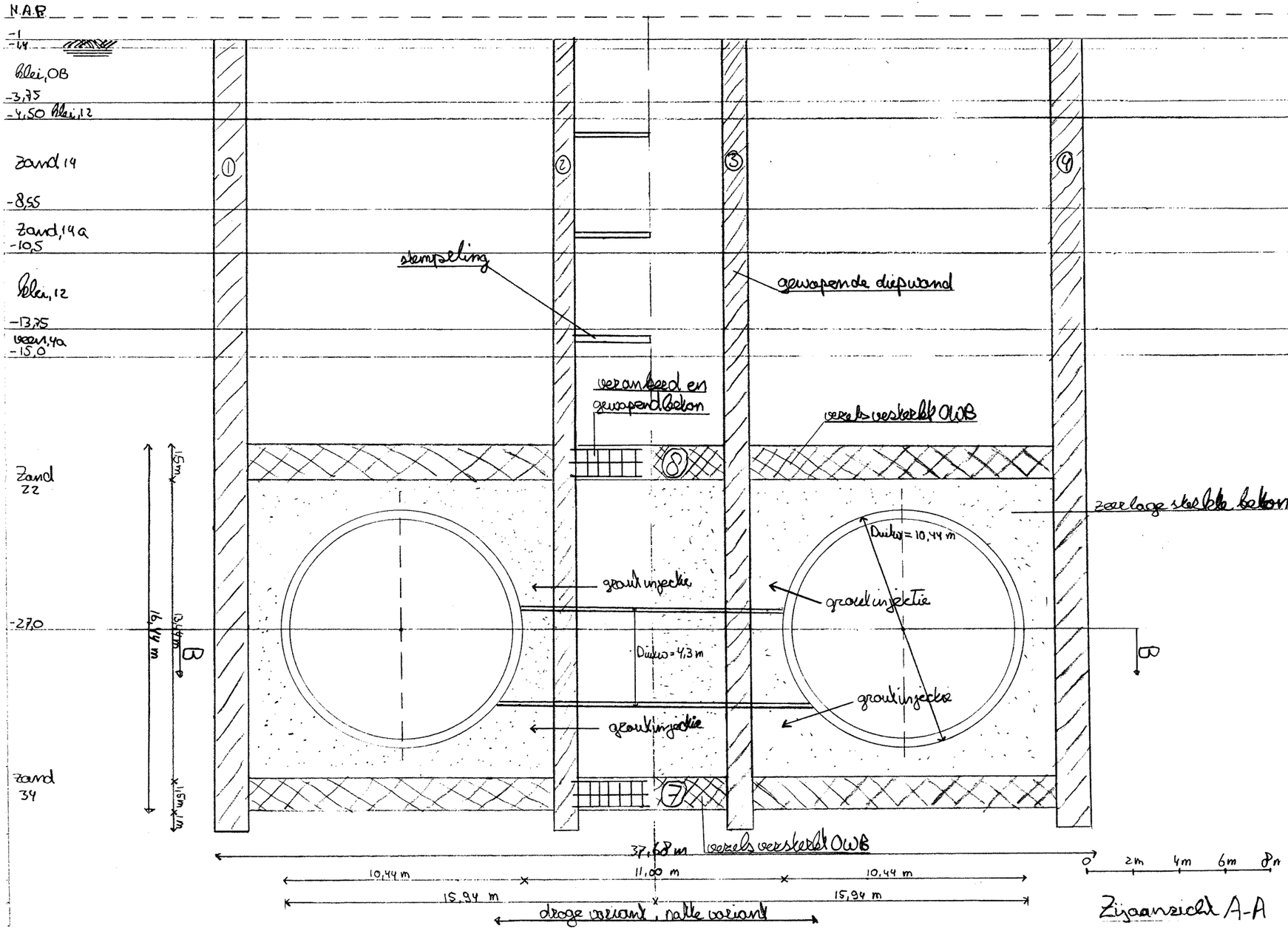
	Kanaaltunnel	Storebælt	Westerscheldetunnel	Botlekspoortunnel	4. Röhre Elbtunnel
Geotechnische criteria					
1. Grondsoort	X	X	X	X	X
2. Grondgelaagdheid			X	X	X
3. Waterafsluitende lagen		X			
4. Grondstabiliteit en sterkte		X	X		X
5. Waterdruk		X	X		
6. Grondwaterstroming/doorlatendheid	X	X	X		X
7. Obstakels in de ondergrond				X	X
8. Zoutgehalte			X		
Uitvoeringstechnische criteria					
1. Grondverbetering vanaf m.v.		X			X
2. Aanleg dwv vanaf m.v.				X	
3. Ruimtegebruik, apparatuur, etc.	X		X		
4. Hergebruik apparatuur	X				
5. Geschiktheid serie werk	X	X	X		
6. Constructietijd	X		X		
7. Flexibiliteit	X				X
8. Doorboring constructie/verbetering					X
9. Grondverbetering, overbruggingsstuk				X	X
10. Grondstabiliteit en sterkte				X	X
11. Liningaanpassing hoofdtunnel		X			
Vorm en ligging					
1. Diepte van dwarsverbinding			X		
2. Diameter dwarsverbinding/graaffront		X			
3. Lengte dwarsverbinding					X


Constructiemethode
Grondverbeteringstechnieken
Zinvol en mogelijk, construeren dwv vanaf m.v. (1)
ja
Keuze tussen kuip en caisson (2)
Kuip met lokale verbetering vanuit de kuip
Caisson met lokale verbetering vanuit de tunnel
Keuze tussen vriezen en injecteren (lokaal) (3)
Vriezen (lokaal)
Injecteren (lokaal)
Lokale grondverbetering vanuit bouwkuip of bij een caisson vanuit de tunnel (keuze uit vriezen en injecteren)
nee
Zinvol en mogelijk, grondverbetering vanaf m.v. (4)
ja
Keuze tussen open front, buizenmethode en groutboog met lokale grondverbetering vanuit tunnel. (vriezen of injecteren) (5)
Open front, met lokale grondverbetering vanuit tunnel
Buizenmethode, met lokale grondverbetering vanuit tunnel
Groutboog, met lokale grondverbetering vanuit tunnel
Keuze tussen vriezen, jetgrouten, injecteren en kalk/cement kolommen (vanaf m.v.) (6)
Vriezen (vanaf m.v.)
Jetgrouten (vanaf m.v.)
Kalk/cement kolommen (vanaf m.v.)
Injecteren (vanaf m.v.)
Grondverbeteringen vanaf m.v. én lokaal vanuit tunnel (keuze uit vriezen en injecteren)
nee
Construeren én grondverbetering vanuit de tunnel
Keuze tussen open front en andere methoden (7)
Open front met grondverbetering vanuit de tunnel
Keuze tussen vriezen, jetgrouten en injecteren (8)
Vriezen
Jetgrouten
Injecteren
Alle grondverbeteringen (ook lokale) vanuit tunnel (keuze uit vriezen en injecteren)
Keuze tussen:
- persen
- TBM
- buizenmethode
- ringmethode
- groutboog (9)
Persen, TBM, buizenmethode, ringmethode of groutboog met lokale grondverbetering vanuit de tunnel
Keuze tussen vriezen en injecteren (lokaal) (10)
Vriezen (lokaal)
Injecteren (lokaal)

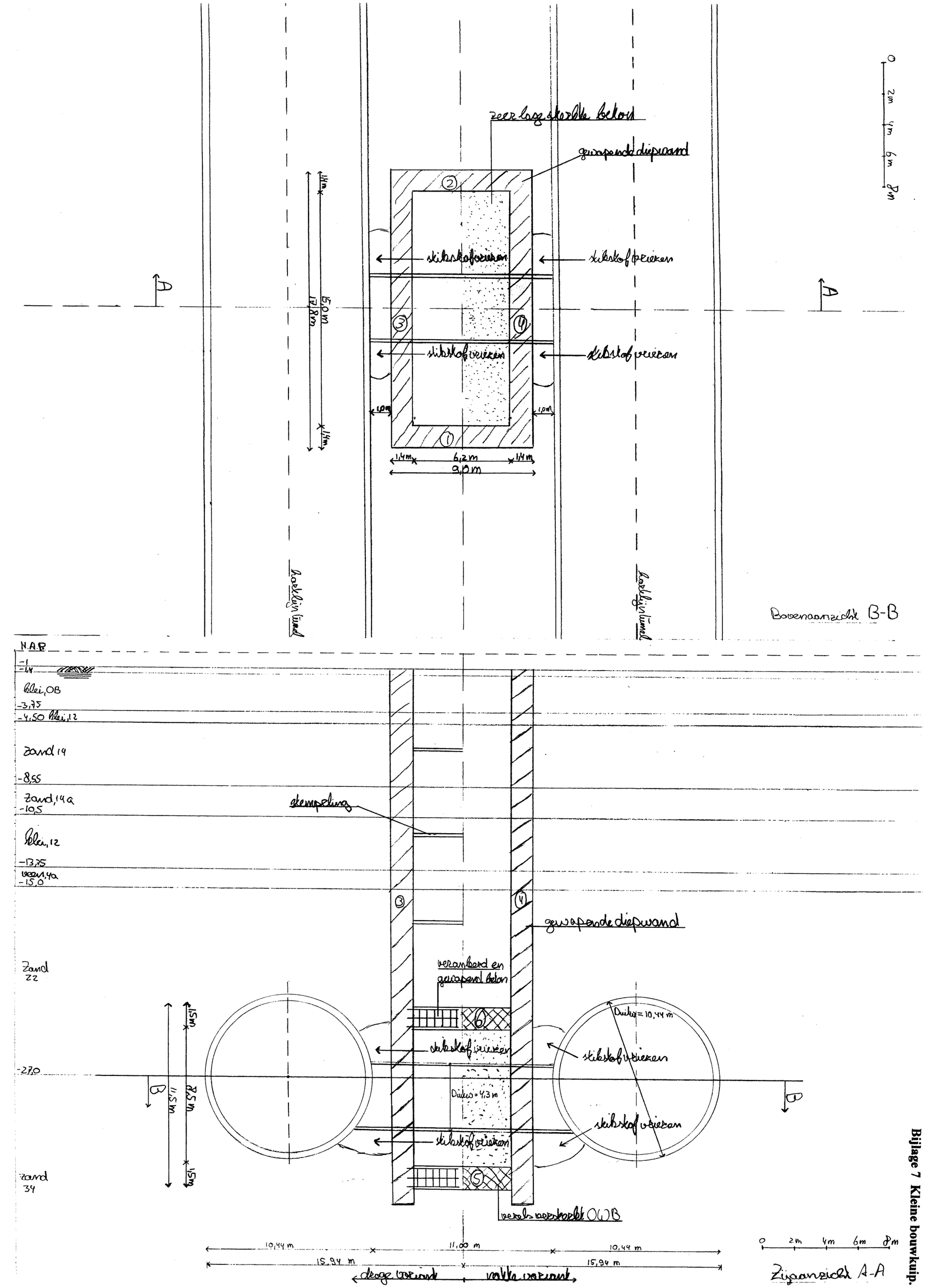
Bijlage 5 Grondopbouw, σ_v, σ_h en p.



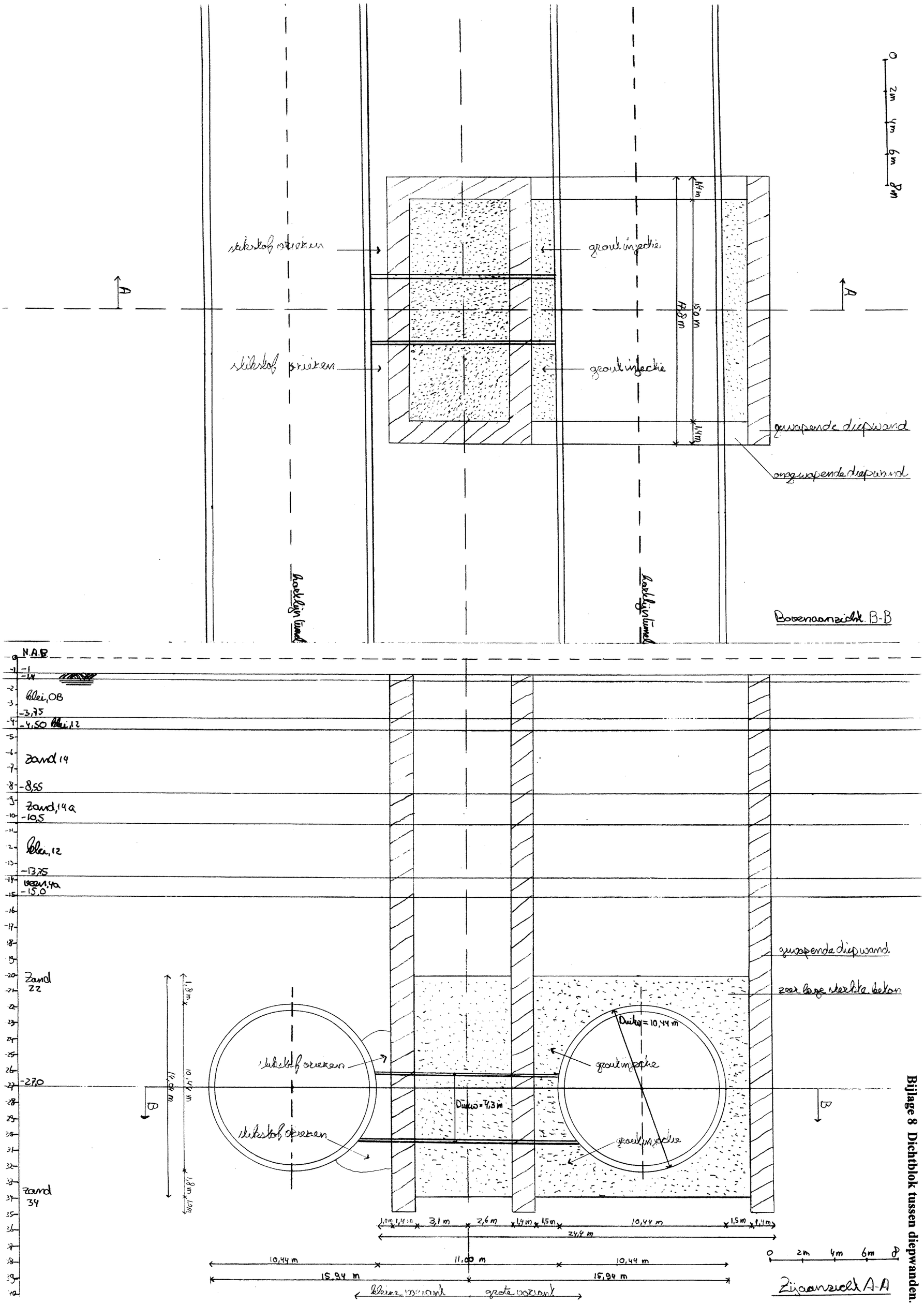




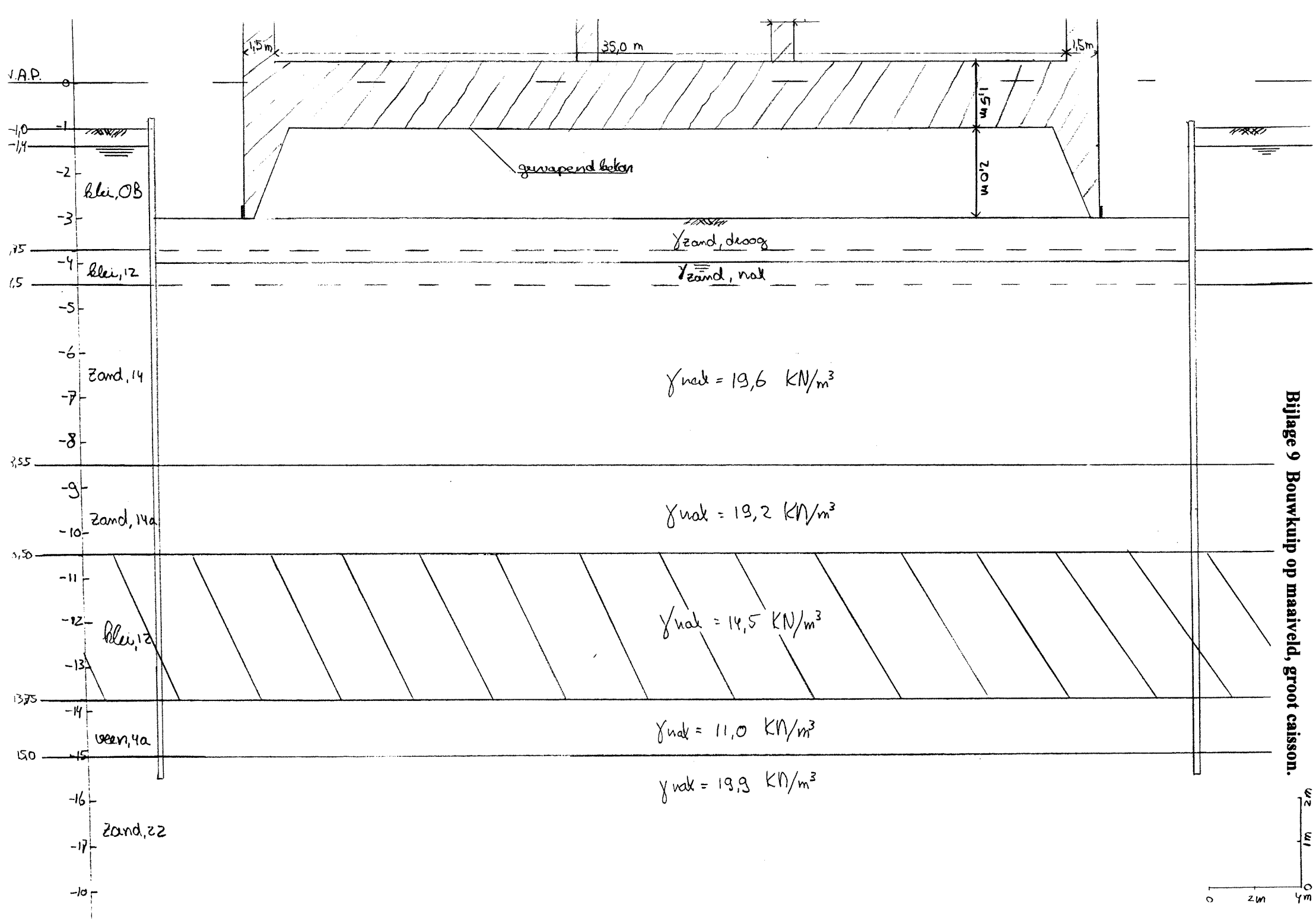
Bijlage 6 Grote bouwkuip.



Bijlage 7 Kleine bouwkuip.

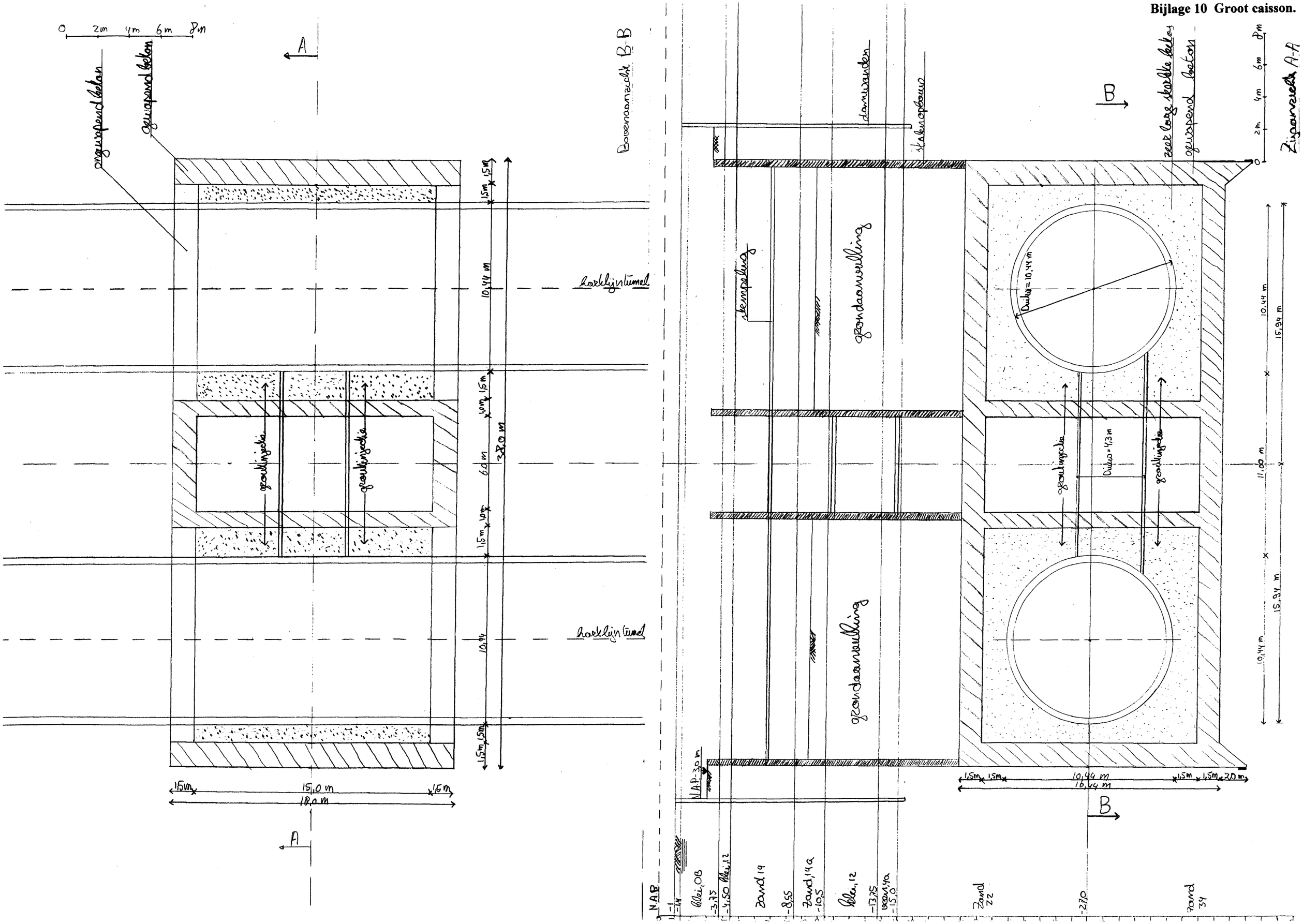


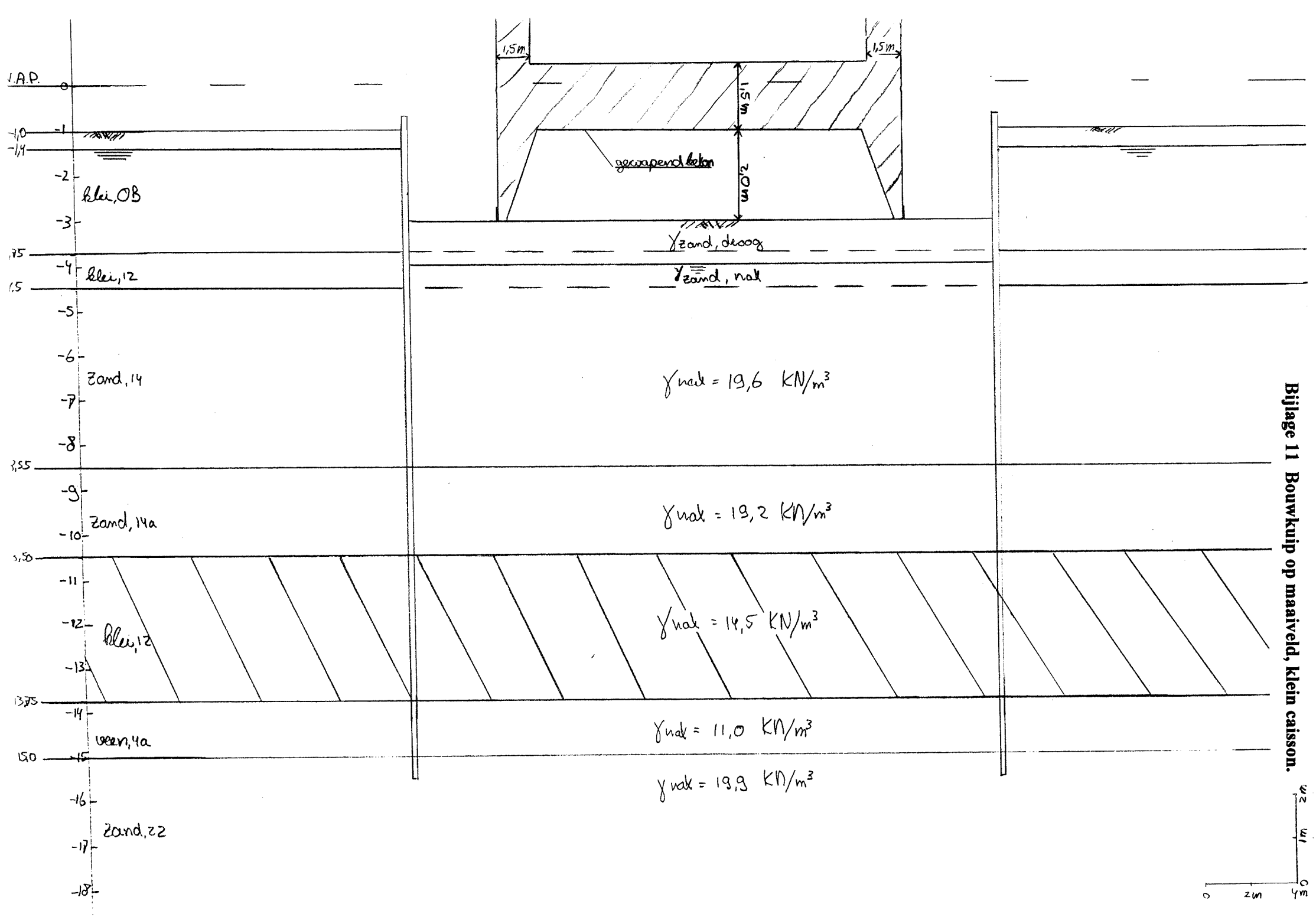
Bijlage 8 Dichtblok tussen diepwanden.



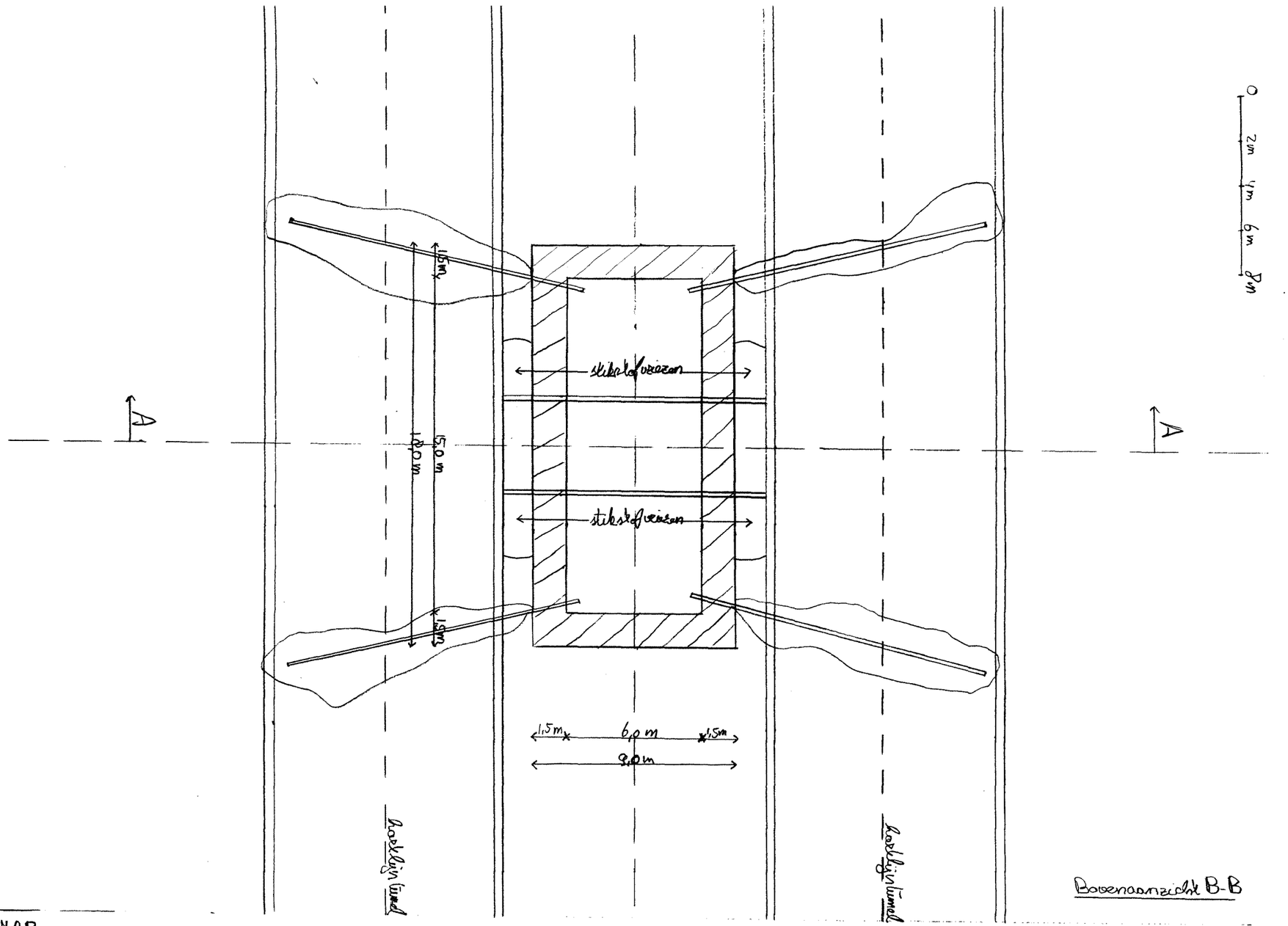
Bijlage 9 Bouwkuip op maaiveld, groot caisson.

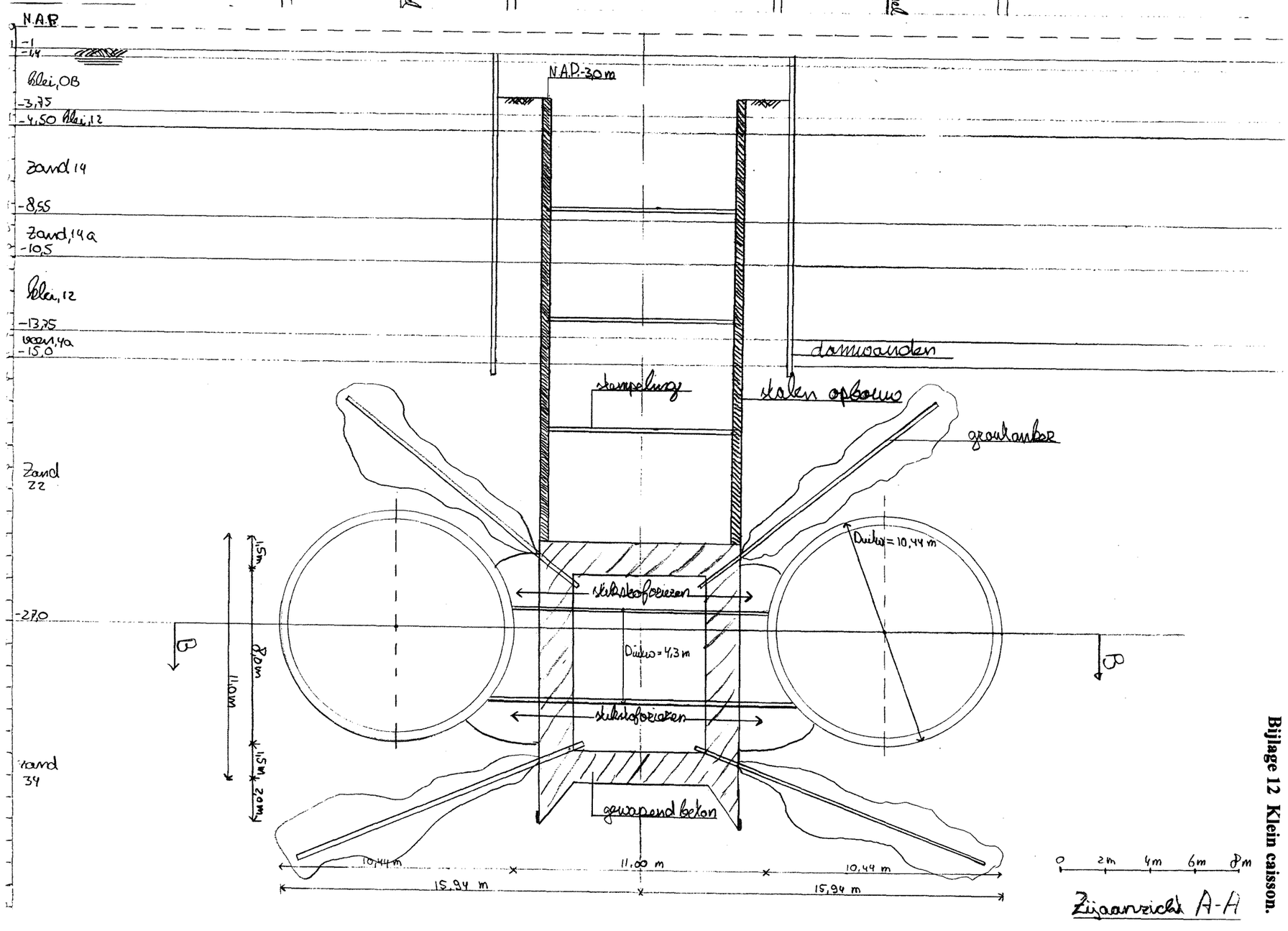
Bijlage 10 Groot caisson.



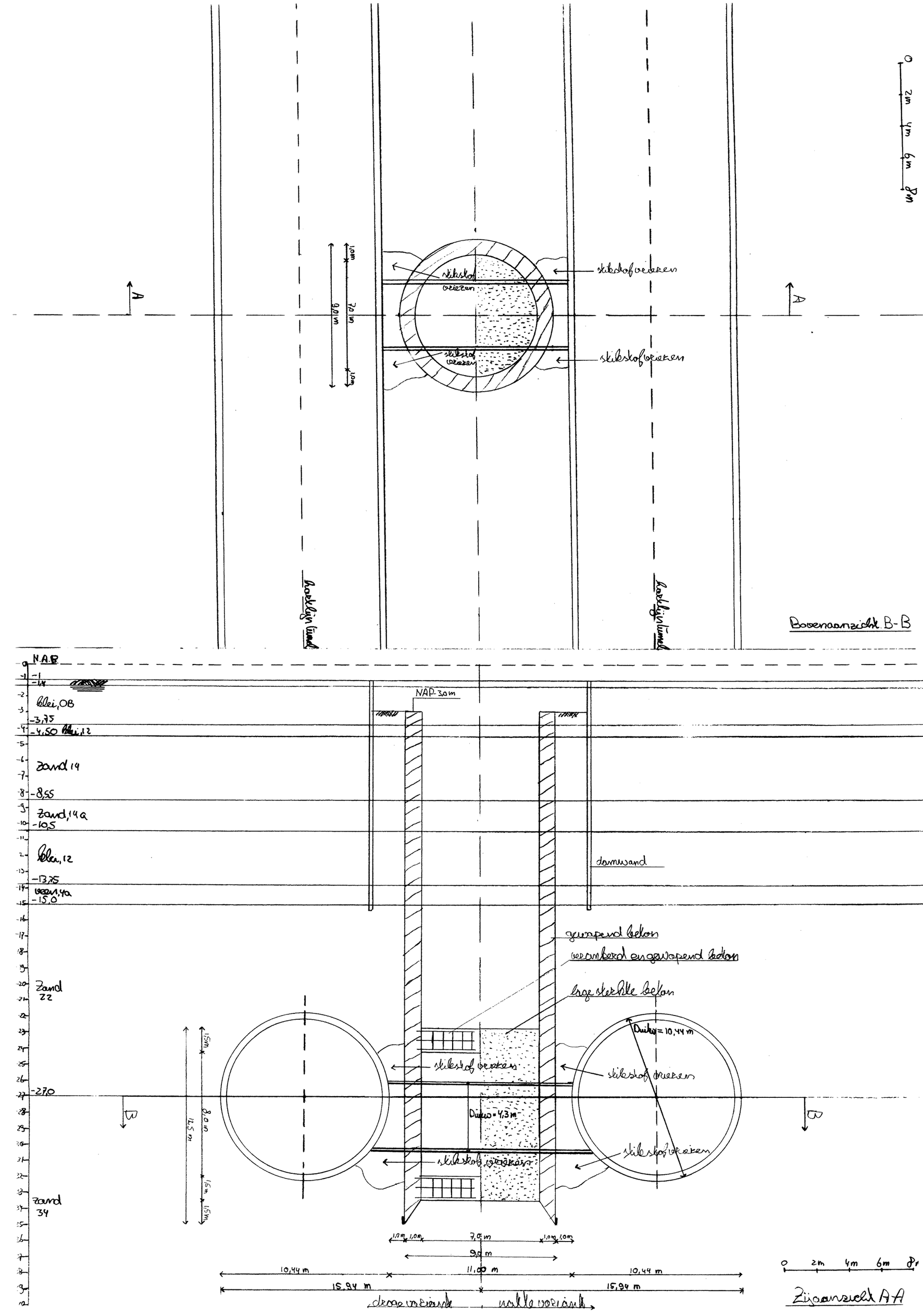


Bijlage 11 Bouwkuip op maaiveld, klein caisson.



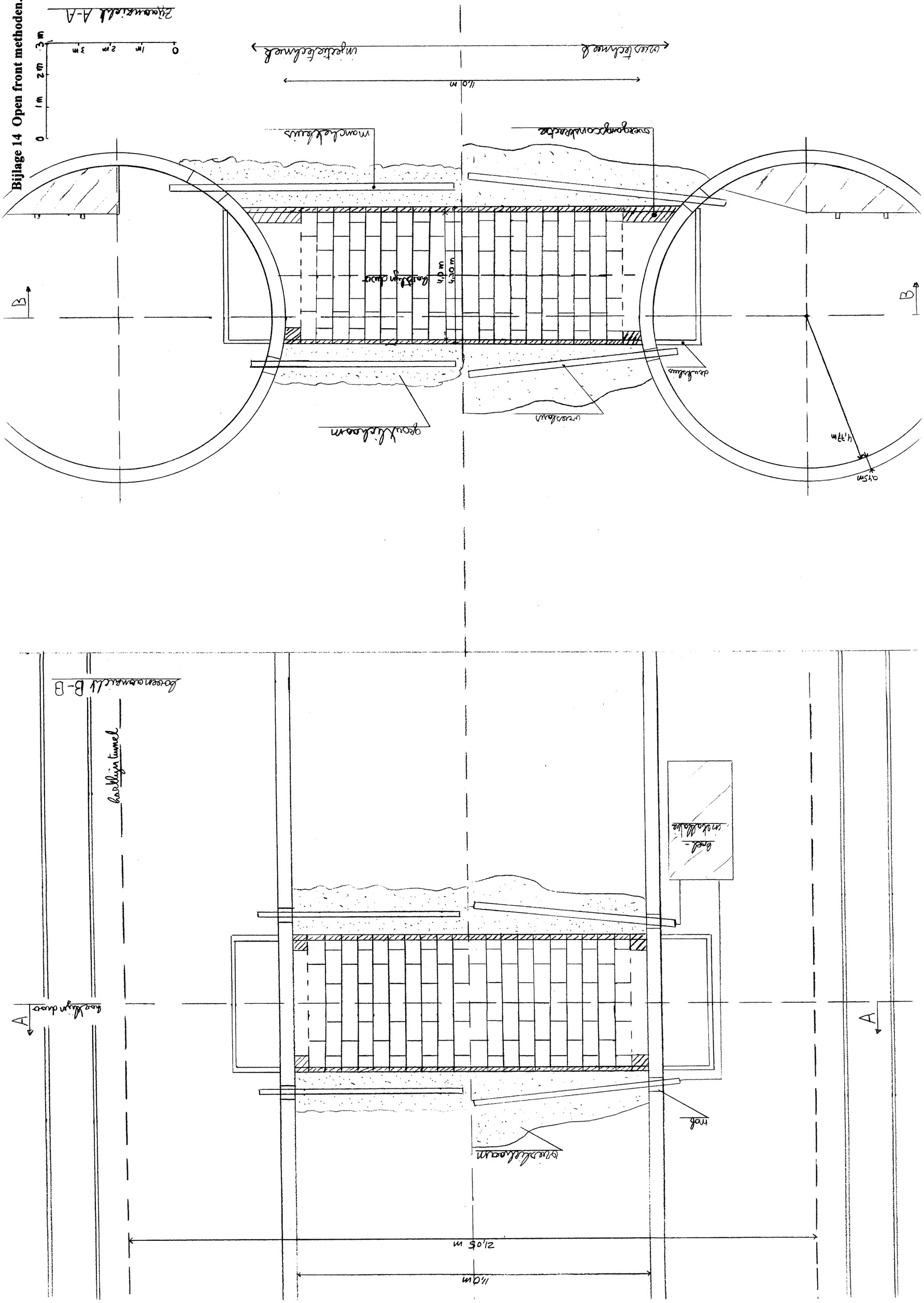


Bijlage 12 Klein caisson.

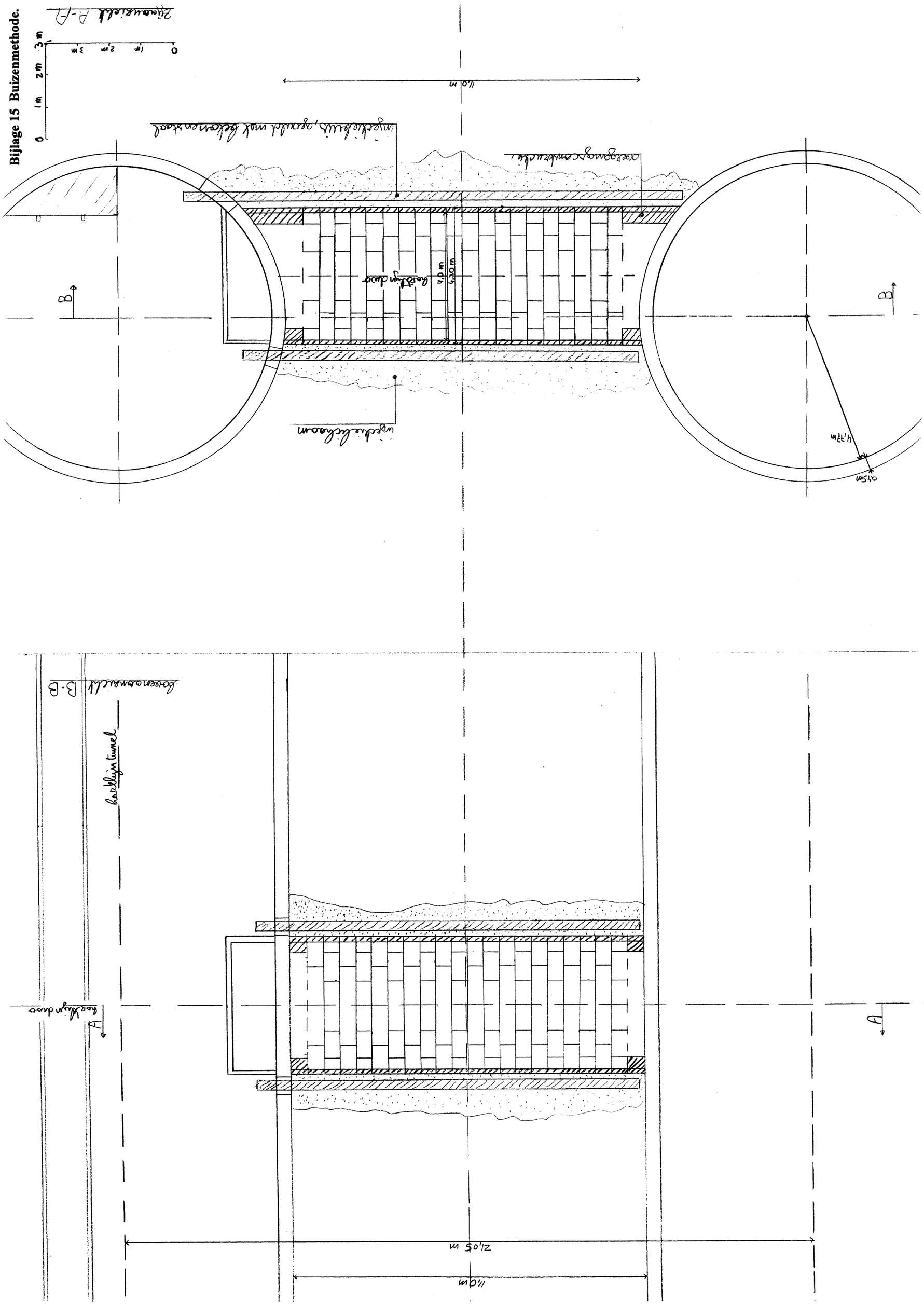


Bijlage 13 Open caisson.

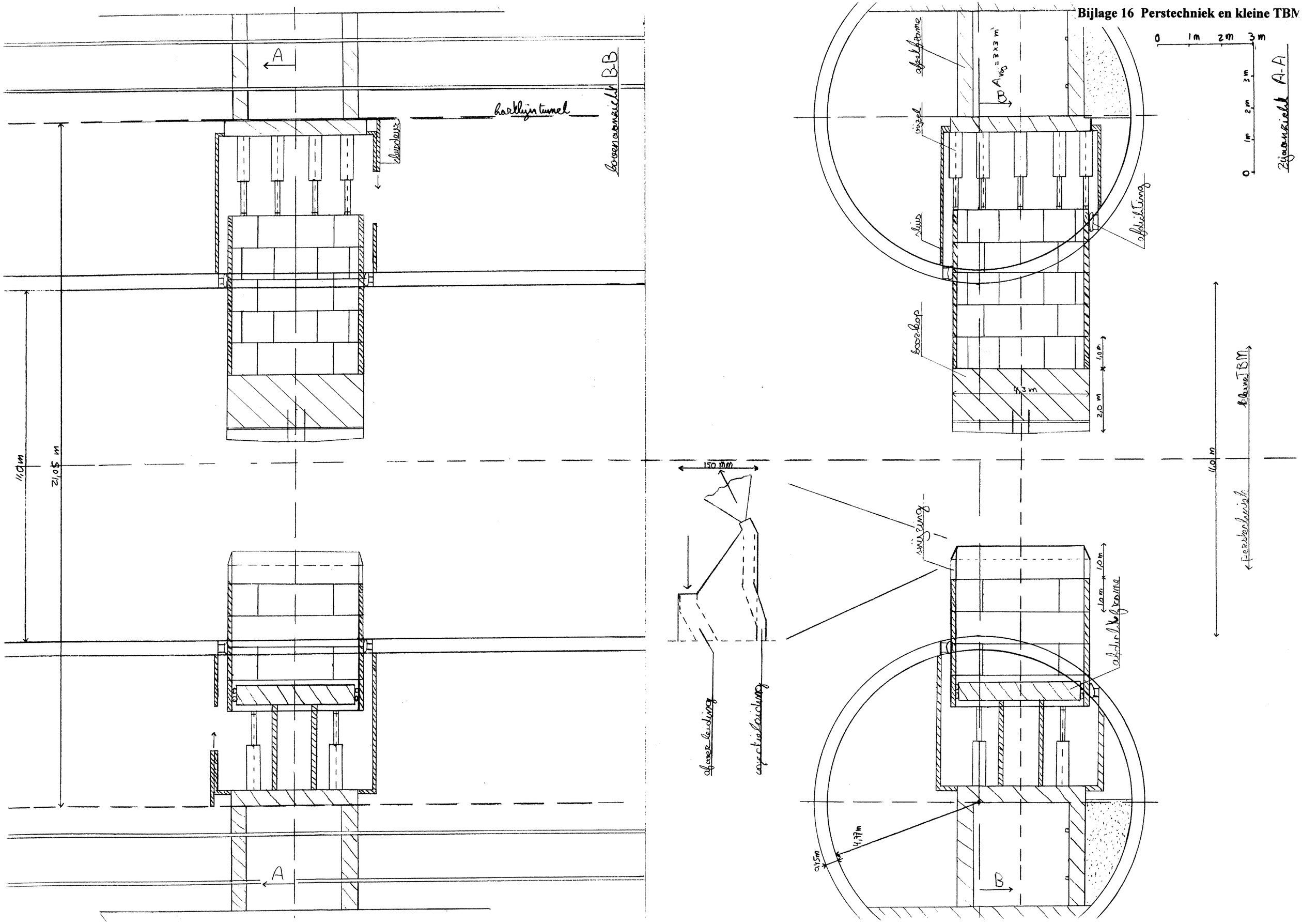
Bijlage 14 Open front methoden.



Bijlage 15 Buizenmethode.



Bijlage 16 Perstechniek en kleine TBM



11,0 m

21,05 m

A

A

boorbuistunnel

bovenaanzicht B-B

750 mm

vlies

betonbuis

vloeistof

opgevouwen vlies

mengkamer

ingieting

200 mm

jet

9,45m

4,77m

aan- en afvoer leidingen

vlies met vloeistof

ring

trekkabel

drukkamer

trekinstallatie

kabel

B

B

1,0 m

11,0 m

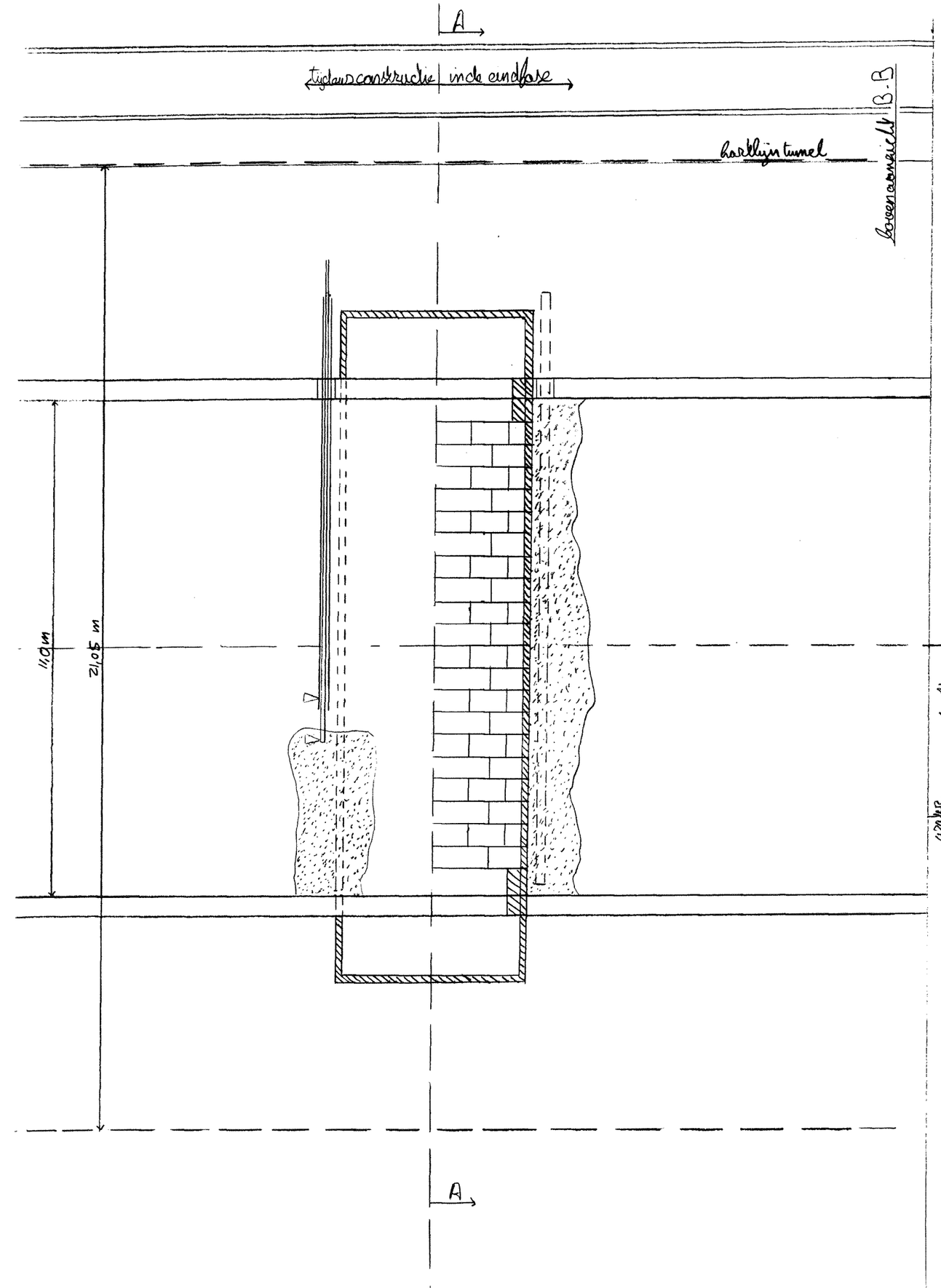
0 1m 2m 3m

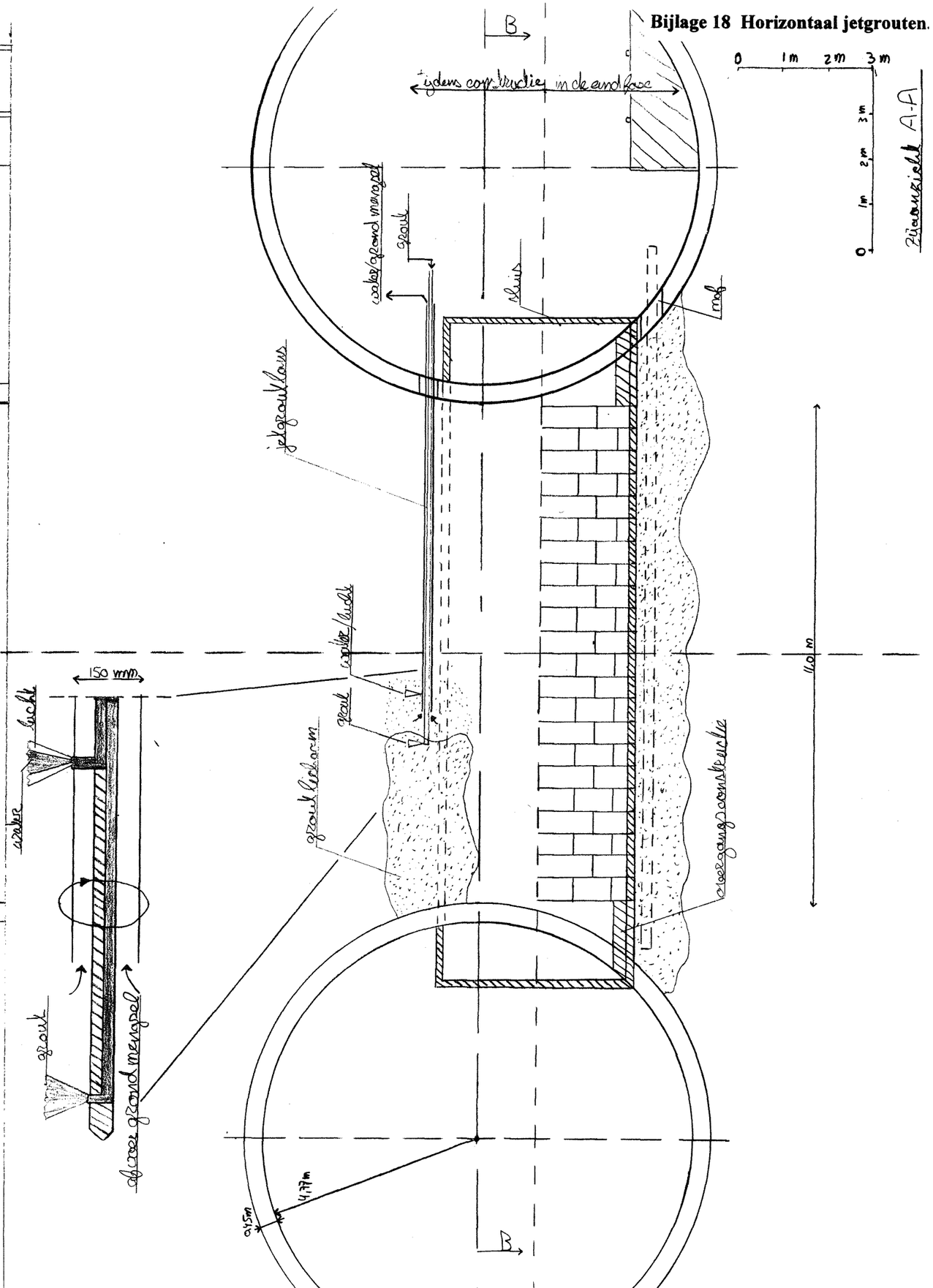
0 1m 2m 3m

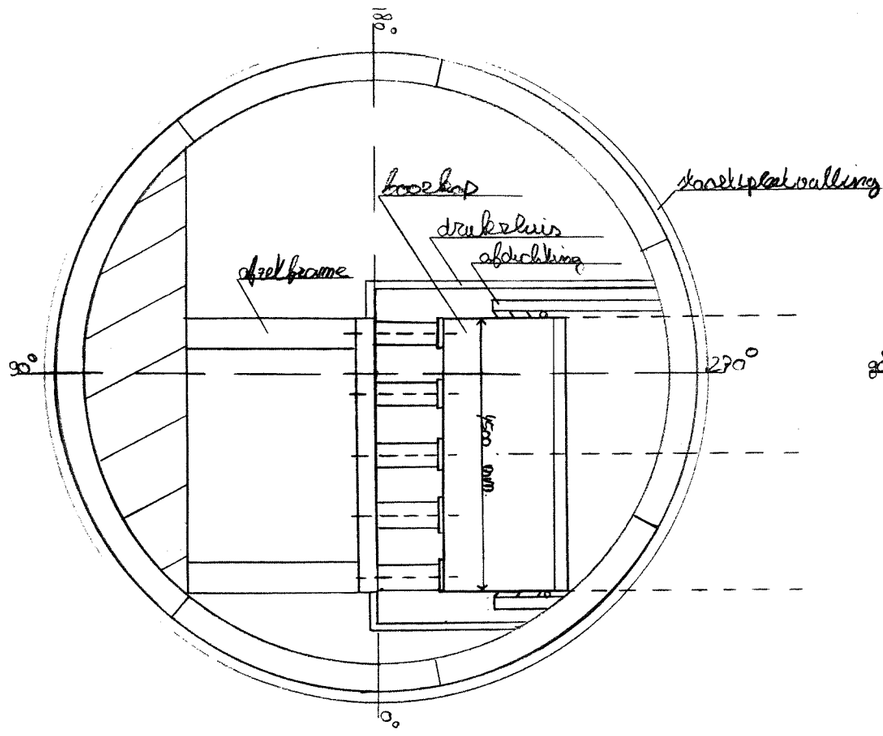
Zijaanzicht A-A

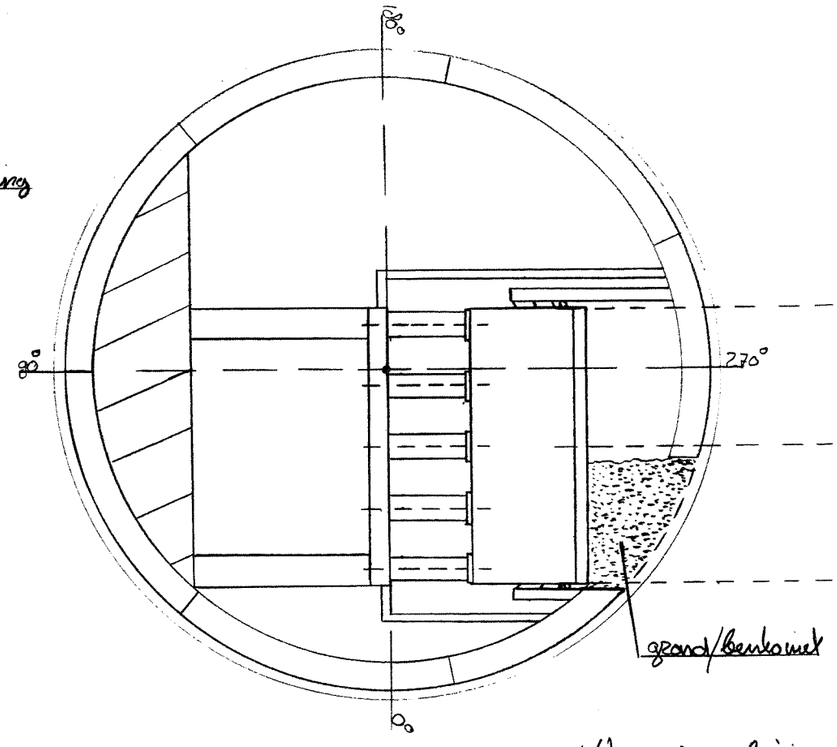
Bijlage 17 Ringmethode.

Bijlage 18 Horizontaal jetgrouten.

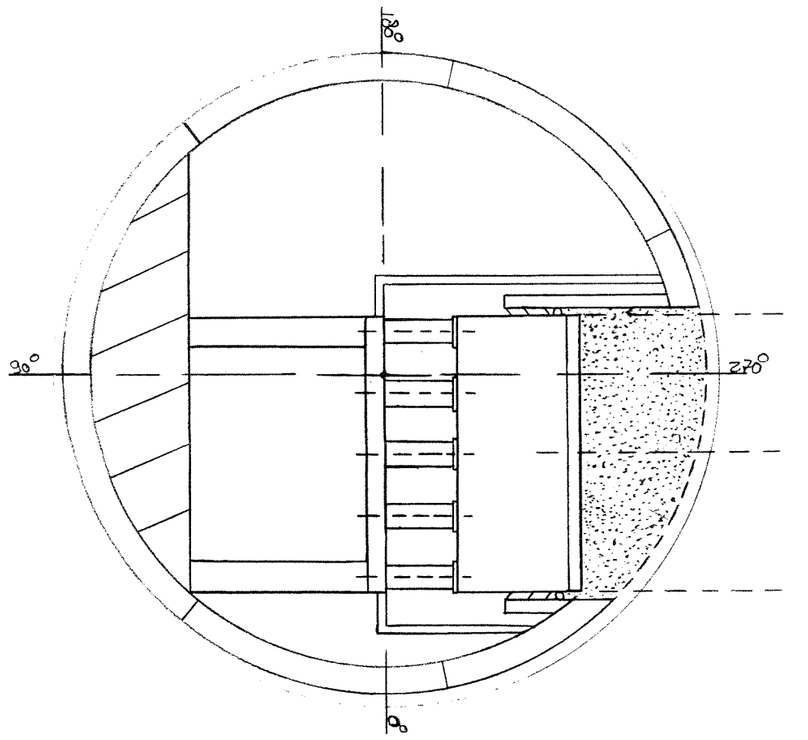






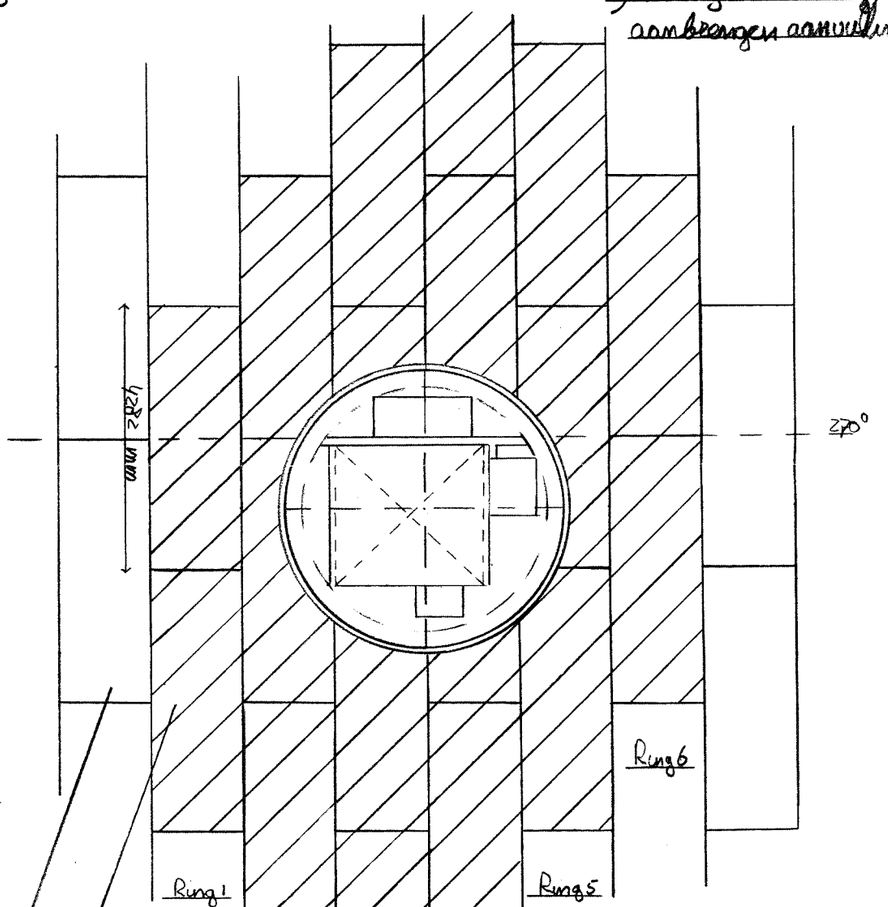


1) Plaatsing installaties

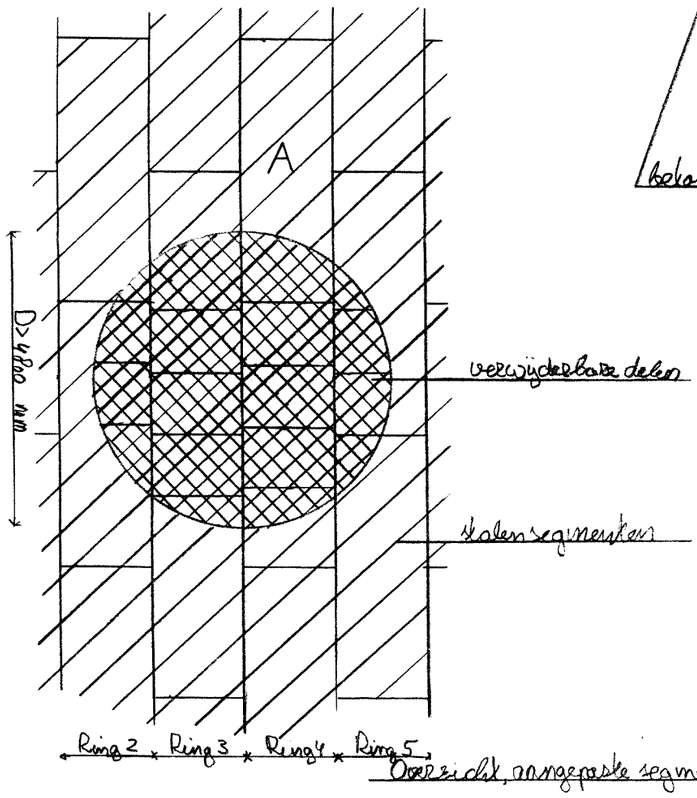


3) Stortpersen

2) Verwijderen lining aanbrengen aanvullen

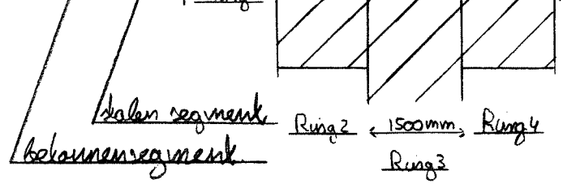


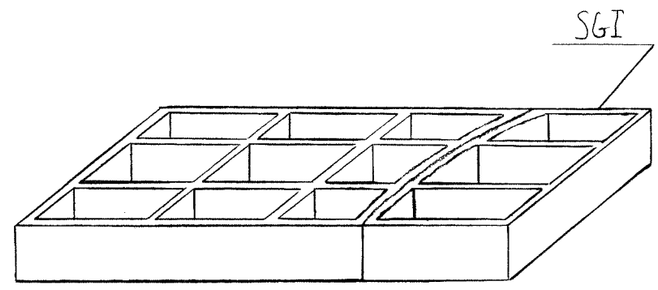
Overzicht aangepaste ringen



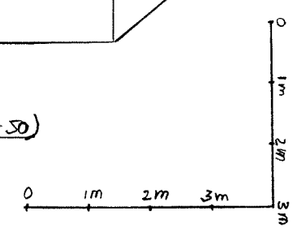
Overzicht aangepaste segmenten

stalen segment
betonnensegment





Uitslag segment A (1:50)



Bijlage 19 Opening en aanpassing van tunnellining.

spoor, dwarsverbinding

schuifdeur

spoor, TBM

afzetconstructie
afzetplaat

boven bank/kuisconstructie
afdichtingconstructie

boven bank afzetkamer
afzetplaat

opening in afdichtingconstructie t.b.v.
aanmeten grond en afvoer SGI doos

1500 mm

2500 mm

A

A

PVR, verkleinTBM

onderbank, afzetkamer

plastische verhoging

onderbank, kuisconstructie

plastische aanvulling

dwarsverbinding werkstein

Doorsnede A-A, bovenaanzicht

0 1m 2m

0
1
3

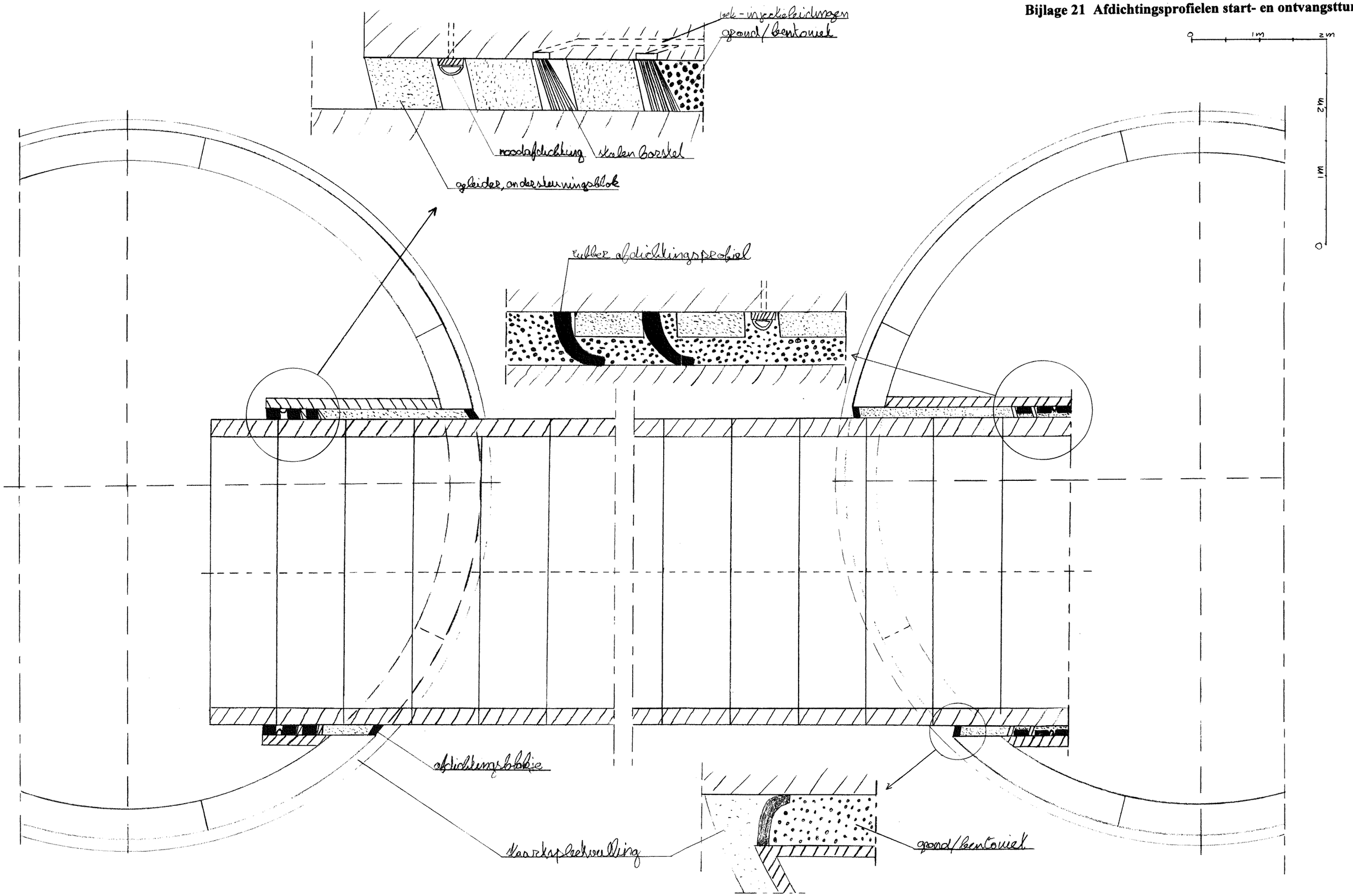
Zijaanzicht, dooddunnel

0 1m 2m 3m

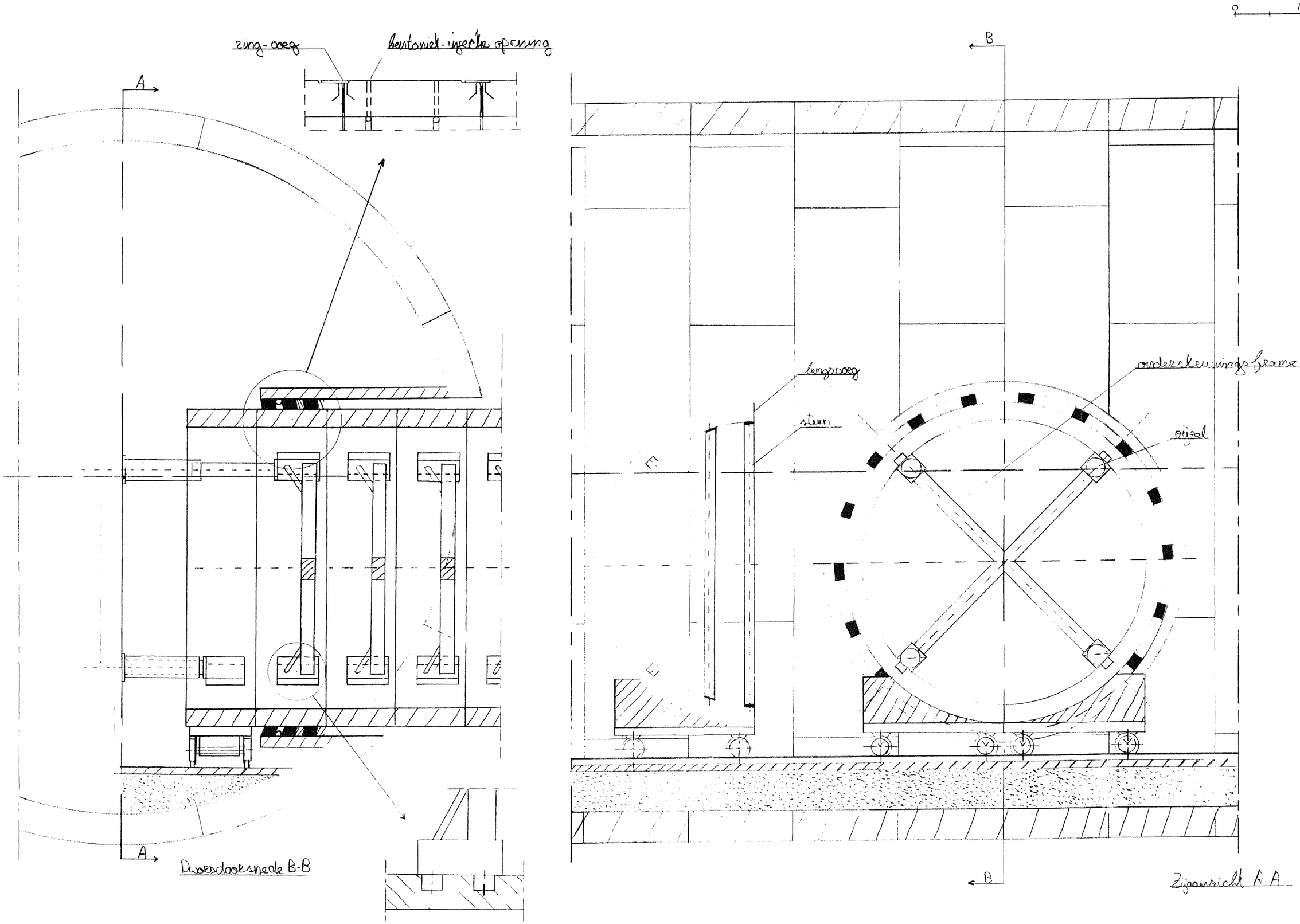
0
1m
2m
3m

Bijlage 20 Ruimtegebruik starttunnel.

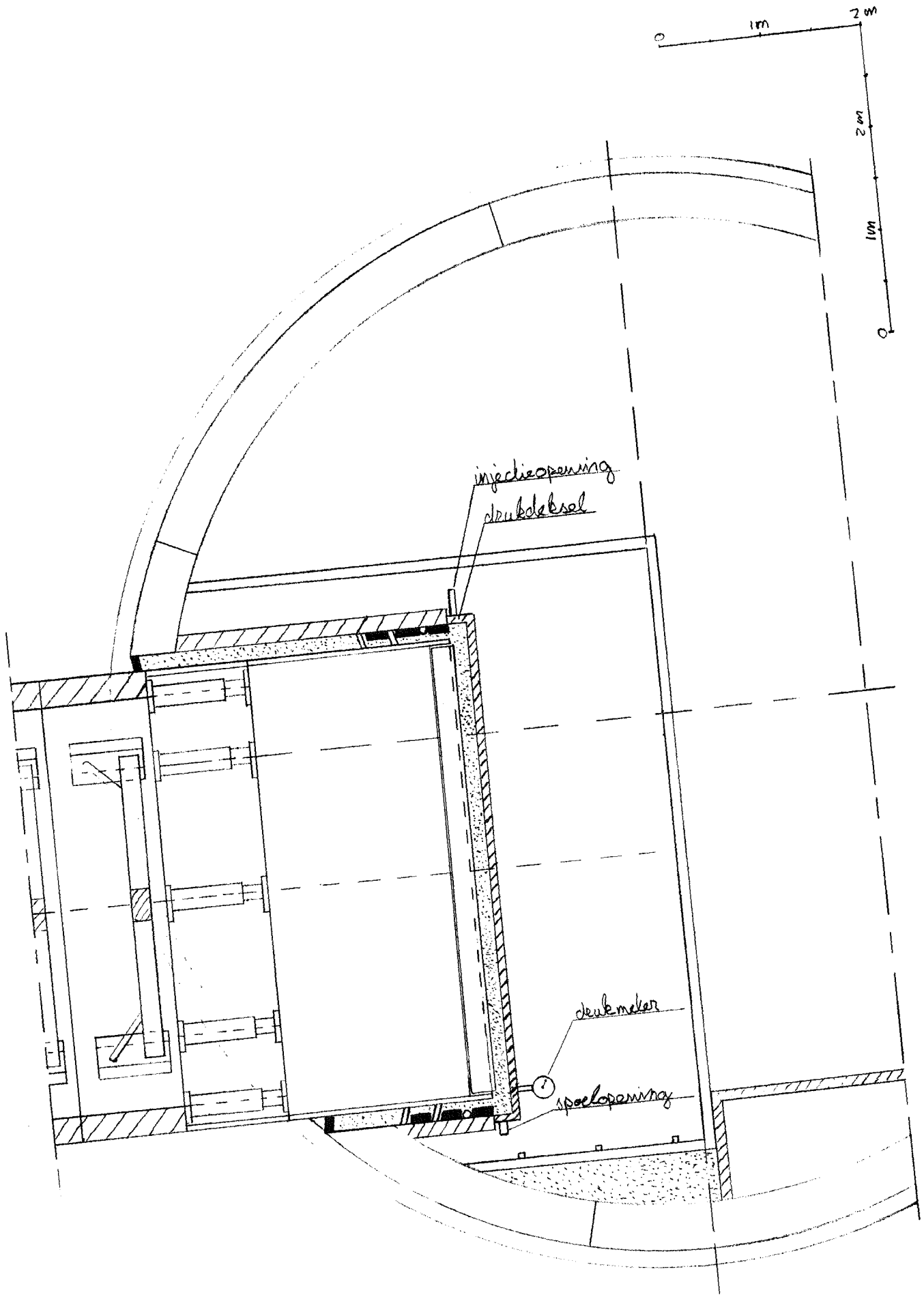
Bijlage 21 Afdichtingsprofielen start- en ontvangsttunnel.

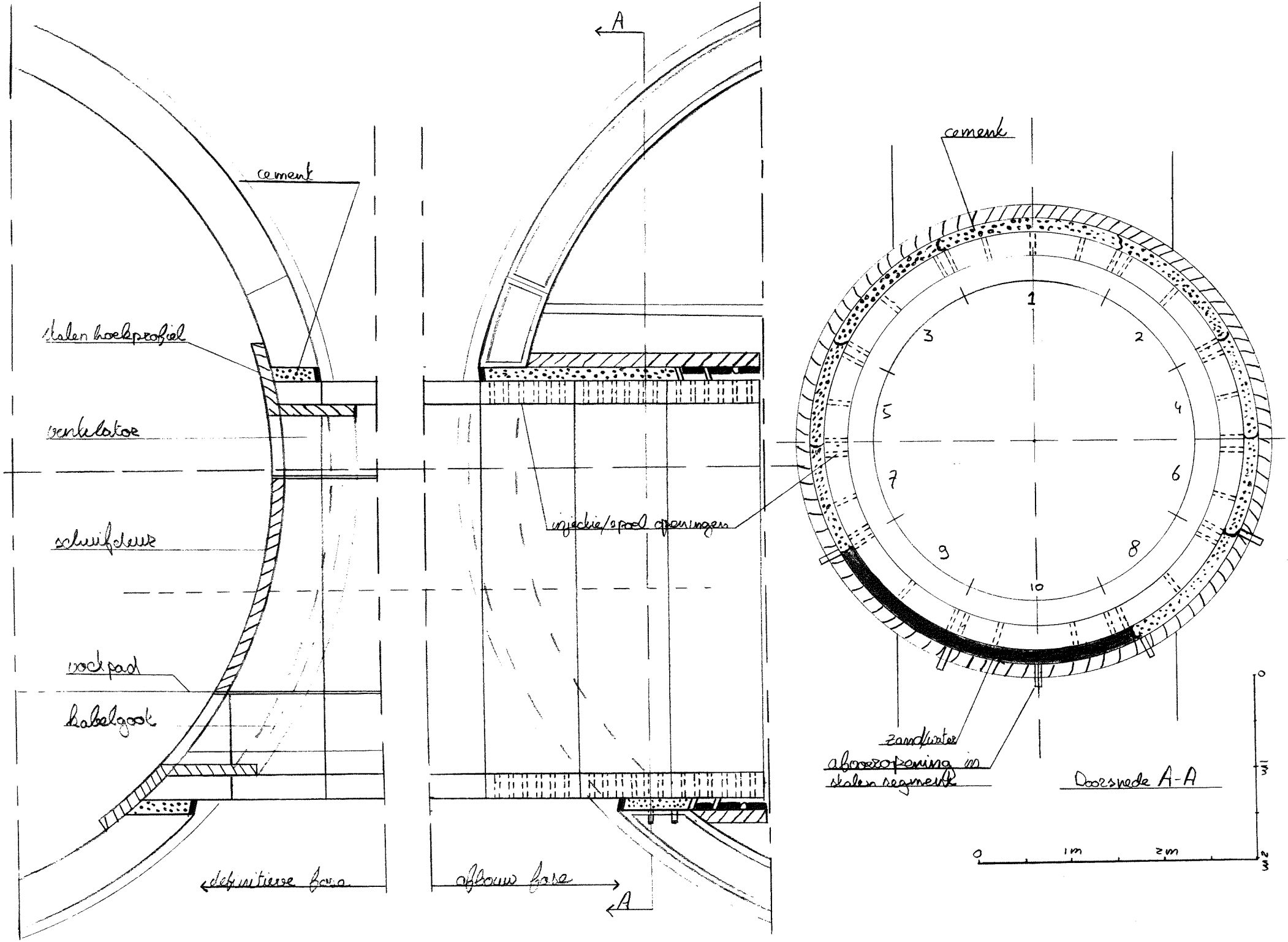


Bijlage 22 Opbouw persringen.

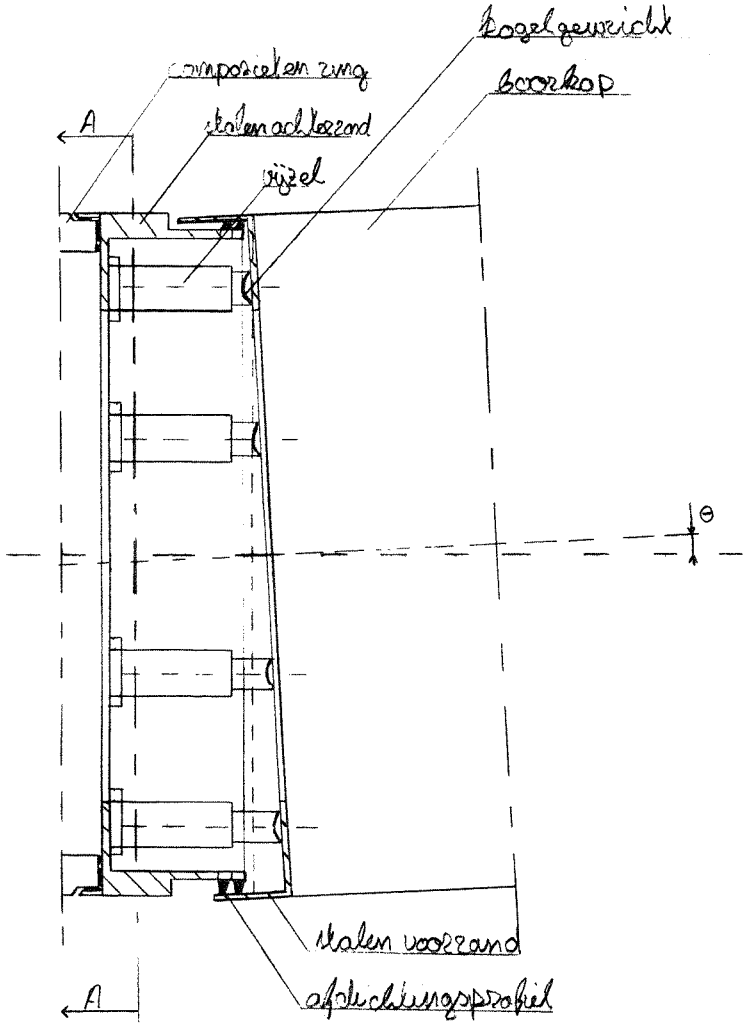


Bijlage 23 Ontvangst in tunnel.

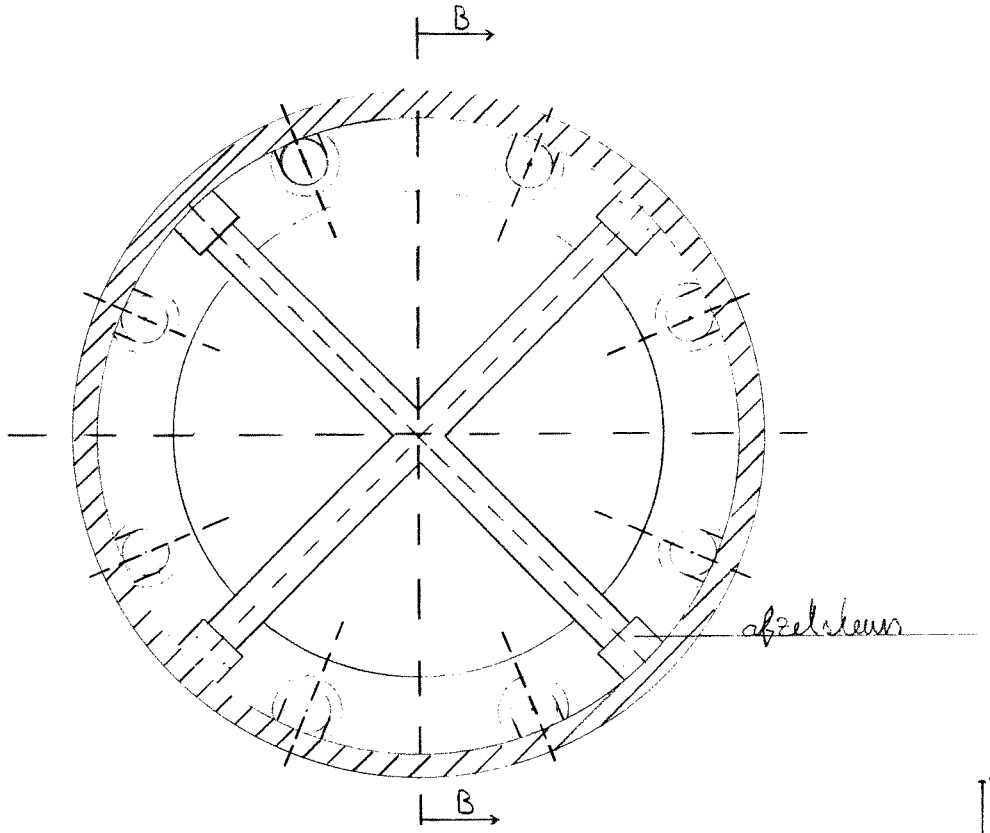




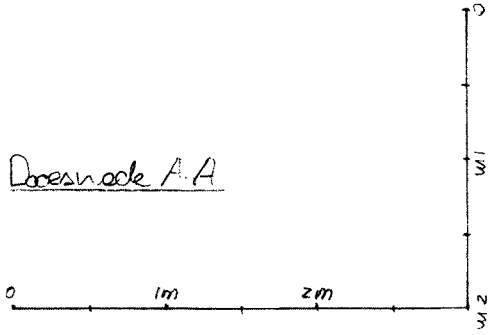
Bijlage 24 Afbouw van de dwarsverbinding.



Doorsnede B-B



Doorsnede A-A



Bijlage 25 Stuurring.

Inhoudsopgave

1 INLEIDING 3

2 TRACÉBESLUIT HSL-ZUID 5

2.1 HSL-ZUID 5
2.2 BOORTUNNEL DOOR HET GROENE HART 5
2.2.1 Ligging van het boortunneltracé 7
2.2.2 Geluid- en trillinghinder 7
2.2.3 Ecologie 7
2.2.4 Natuurcompensatie 9
2.2.5 Kruisende verbindingen 9
2.2.6 Kabels, leidingen en andere obstakels 9
2.2.7 Veiligheid 9
2.2.8 Maatregelen tijdens de bouw 10
2.2.9 Vergunningen in verband met bouwwerkzaamheden 10
2.2.10 Planning 10
2.2.11 Ontwerp en aanleg van boortunnel en toeritten 10
2.2.12 Aan- en afvoer van materialen en bouwmaterieel 10
2.2.13 Archeologie 11
2.2.14 Grondwater en oppervlaktewater 12
2.2.15 Rijnstreek-Noord: veenpolders ten noorden van de Oude Rijn 13
2.2.16 Veenpolders ten zuiden van de Oude Rijn 14

3 REFERENTIE ONTWERP 14

3.1 PROGRAMMA VAN EISEN BOORTUNNEL HSL-ZUID 14
3.1.1 Locaties dwarsverbindingen 14
3.1.2 Tussenafstand nooduitgangen 14
3.1.3 Technische levensduur 14
3.1.4 Waterdichtheid 15
3.1.5 Betrouwbaarheid 15
3.1.6 Uitvoering 16
3.1.7 Omgeving 16
3.1.8 Planning en oplevering 17
3.2 OVERIGE EISEN EN VOORWAARDEN 17
3.2.1 Grondwaterstandverlagingen middels bemalingen 17
3.2.2 Aan- en afvoer van materialen en bouwmaterieel 18
3.3 REFERENTIE ONTWERP BOORTUNNEL HSL-ZUID 18
3.3.1 Ontwerp boortunnel, toeritten en vluchtschachten 18
3.3.2 Tijdsplanning 21
3.3.3 Dwarsverbindingen 21
3.3.4 Logistiek van bouwproces 22

4 GEOLOGIE EN GEOHYDROLOGIE 24

4.1 GRONDONDERZOEK 24
4.2 GEOLOGIE EN GEOHYDROLOGIE 24
4.2.1 Opbouw ondergrond 24
4.2.2 Grondwater 28
4.3 CHLORIDEGEHALTE EN VERONTREINIGINGEN 31
4.3.1 Chloridegehalte 31
4.3.2 Verontreinigingen 31
4.4 OBSTAKELS EN ANDERE FENOMENEN IN DE ONDERGROND 32
4.4.1 Obstakels in de ondergrond 32
4.4.2 Fenomenen in de ondergrond, die van invloed op het boren kunnen zijn 32
4.5 ONTGRAVEN GROND 33

1 Inleiding

Het deelverslag "Referentie Ontwerp boortunnel HSL-Zuid' is het vervolg op het deelverslag dat de beoordelingscriteria, ten aanzien van bestaande en nieuwe grondverbeteringstechnieken en constructiemethoden, beschrijft.

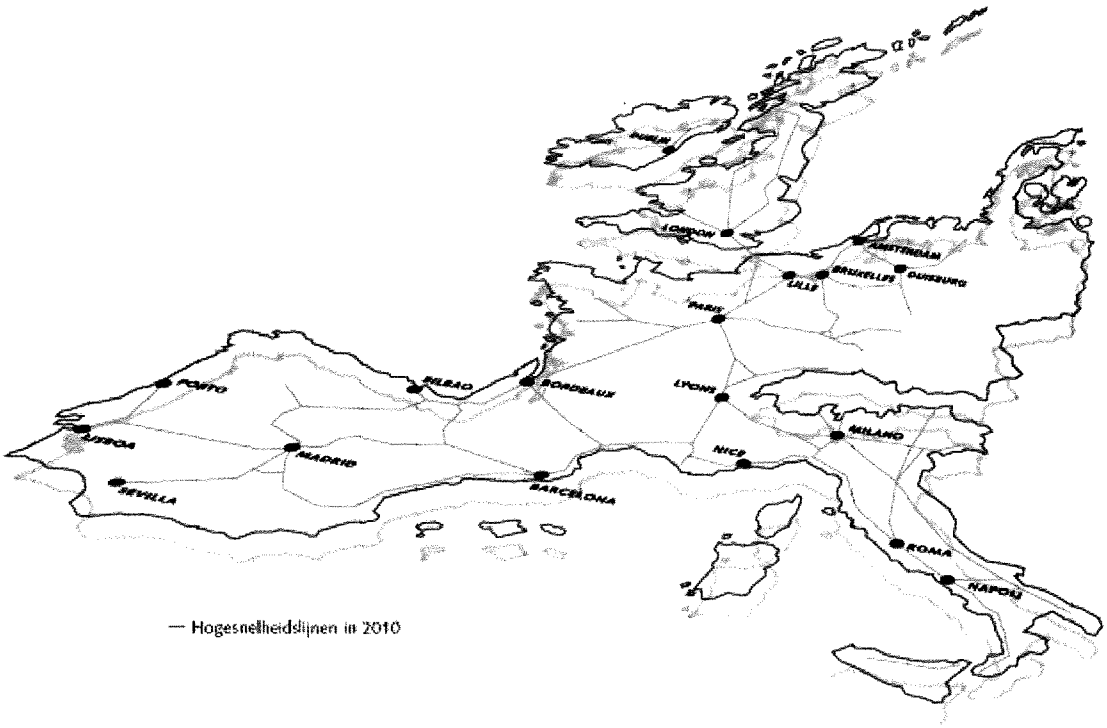
De beoordelingscriteria resulteerden in een enkel blokschema, dat, via het stellen van (zeer relevante) vragen en het op het juiste moment met de juiste gegevens onderling vergelijken van technieken en methoden, tot de meest geschikte leidt.

Wanneer men voor de situatie die men aantreft bij de toekomstige boortunnel onder het Groene Hart het keuzeschema wil doorlopen, is het noodzakelijk om de juiste gegevens bij de hand te hebben. Het doel van dit deel van het verslag is om in deze behoefte te voorzien.

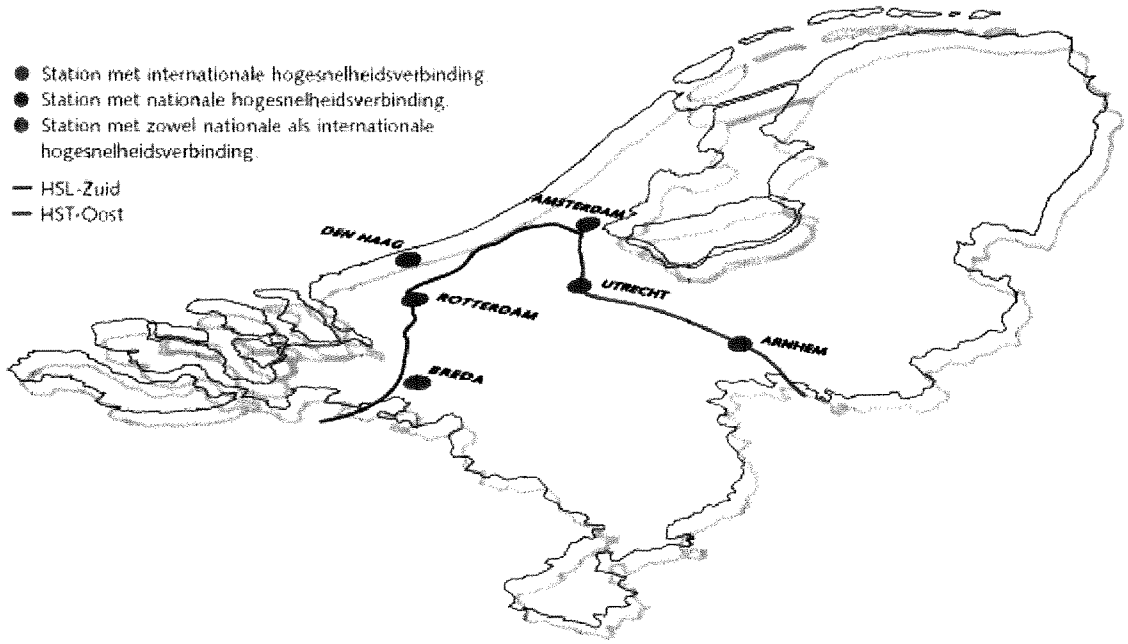
In hoofdstuk 2 worden punten uit het Tracébesluit van de HSL-Zuid, van belang voor de boortunnel, weergegeven. Zeer verschillende soorten aspecten worden beschreven; van kabels, leidingen en andere obstakels in het tracé tot de ecologische inpassing in de omgeving.

Hoofdstuk 3 behandelt het programma van eisen, opgesteld door de Projectorganisatie HSL-Zuid, Projectbureau boortunnel Groene Hart. Tevens wordt een weergave gegeven van het eigen ontwerp van het Projectbureau; het Referentie Ontwerp boortunnel HSL-Zuid.

Het vierde en laatste hoofdstuk beschrijft de geologie en geohydrologie zoals deze aangetroffen is in het geplande tracé van de boortunnel. De geologie, geohydrologie, chloridegehaltes en andere verontreinigingen, obstakels en de door de TBM ontgraven grond komen aan bod.



Figuur 2.1 Europese hogesnelheidslijnen in 2010.



Figuur 2.2 HSL-Zuid en HSL-Oost.

2 Tracébesluit HSL-Zuid

2.1 HSL-Zuid

De Nederlandse regering vindt dat Nederland aangesloten moet worden op het Europese net van hogesnelheidslijnen. In mei 1994 heeft het kabinet gekozen voor een nieuwe lijn tussen Amsterdam en de Belgische grens. Amsterdam, Schiphol en Rotterdam hebben dan een hogesnelheidsverbinding met Brussel, Londen en Parijs. Het door het kabinet gekozen voorkeurstracé is het kortst en op dit tracé kunnen de hoogste snelheden gehaald worden [36].

De allereerste plannen voor deze hogesnelheidslijn dateren van maart 1991. Het project heeft sindsdien vele besluitvormingsprocedures en andere noodzakelijke trajecten doolopen. De tracéwet bestaat bij projecten van nationaal belang, zoals de Betuweroute en de HSL, uit vier procedures; Startnotitie, Planologische Kernbeslissing (PKB), Ontwerp-Tracébesluit (OTB) en het Tracébesluit (TB).

In de Startnotitie stond welke oplossingen men voor het probleem wilde gaan onderzoeken en welke milieu-effecten onderzocht gingen worden. Het vierde en laatste deel van de PKB, de bekrachtiging van de kabinetsbeslissing door de Tweede Kamer en de goedkeuring door de Eerste Kamer, gebeurde voor de HSL-Zuid eind april 1997. Het OTB heeft van november 1997 tot en met 17 december 1997 ter inzage gelegen en resulteerde na veel inspraak en overleg in april 1998 tot het vaststellen van het Tracébesluit. Dit besluit vormt de basis voor opname van de HSL-Zuid in de provinciale en gemeentelijke ordeningsplannen. Definitief wordt het Tracébesluit (het 'nemen' van het besluit) na de uitspraken van de Raad van State, eind 1999. In 2005 moet de hogesnelheidslijn zijn aangelegd.

Direct volgend op het beëindigen van de PKB is men gestart met de nodige minnelijke grondverwerving. De grondverwerving door onteigeningen kon gestart worden na het onherroepelijk worden van de OTB en het TB.

De route van de dubbelsporige HSL-Zuid, ten noorden van Rotterdam, is te zien op figuur 2.3. De lijn start bij Schiphol en loopt parallel aan de A4 tot bij Rijpwetering. Na een kruising van die snelweg met een viaduct, komt het spoor net ten zuiden van Hoogmade bij de ingang van de Groene Hart tunnel. De tunnel eindigt bij Hazerswoude-Dorp, net ten noorden van Benthuizen. De lijn loopt vervolgens door het Westland, over de snelweg A12 en het bestaande spoor tussen Gouda en Den Haag, via constructies als o.a. een verdiepte bak en een cut & cover tunnel, die net ten noorden van Rotterdam ligt.

Men heeft gekozen voor een tunnel door het Groene Hart omdat dit een van de laatste relatief onbedorven gebieden in het centrum van Holland is. Een doorsnijding van dit gebied zal waarschijnlijk een verdere verstedelijking tot gevolg hebben. Vanwege deze reden heeft het parlement op 15 april 1998 besloten dat een doorkruising alleen toegestaan is, wanneer deze zonder verstoring van het gebied gebeurt. De enige manier om aan deze eisen tegemoet te komen is om de doorkruising als geboorde tunnel uit te voeren.

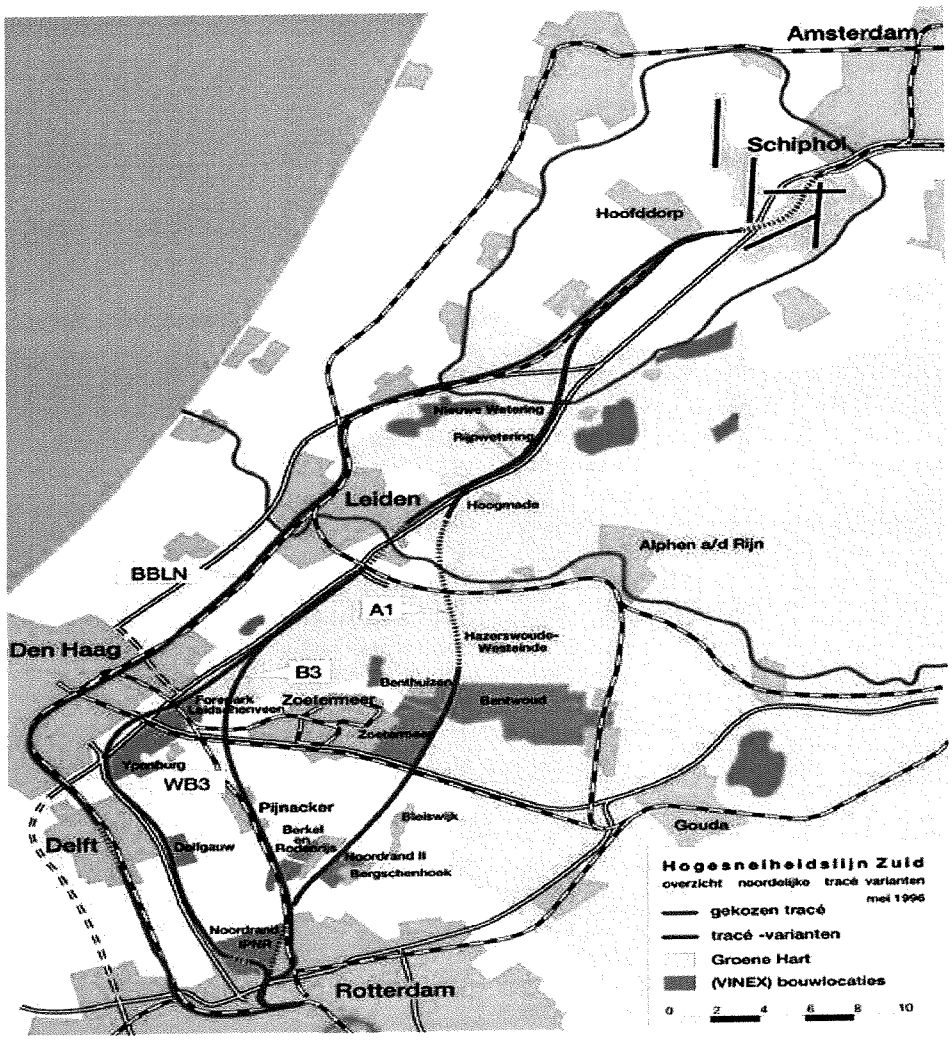
2.2 Boortunnel door het Groene Hart

In het deel van het Tracébesluit dat de boortunnel behandelt, worden de volgende zaken beschreven: beschrijving van het tracé en bijbehorende voorzieningen, infrastructurele maatregelen, geluidsmaatregelen, inpassingmaatregelen, compensatie via Structuurschema Groene Ruimte (SGR), bodem, archeologie, waterkwaliteit, aanleg spoorbaan en maatregelen met betrekking tot woningen en overige bebouwing.

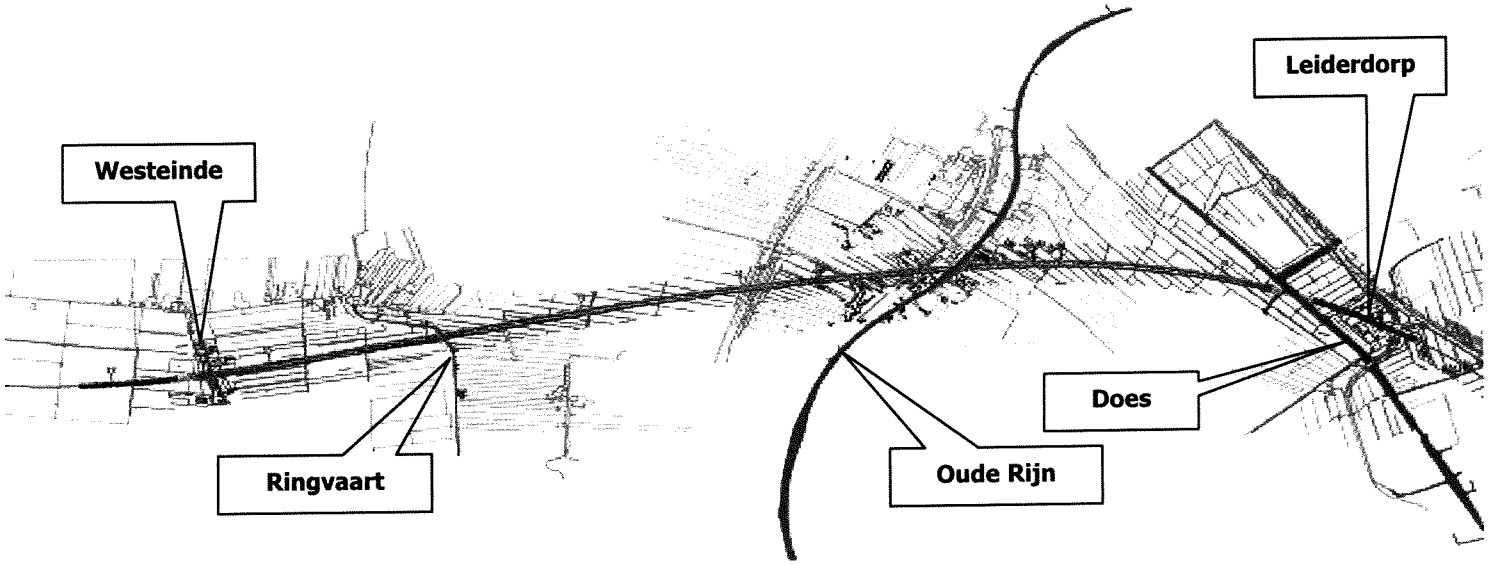
In bijlage 1 is het tracé van de boortunnel aangegeven. Een klein deel van het tracé is in bijlage 2 weergegeven; het ruimtebeslag kan in verschillende soorten gebieden onderverdeeld worden.

HSL-zone
Met deze zone wordt het ruimtebeslag van het ontwerp van de boortunnel aangegeven, rekening houdend met de grondgesteldheid en geohydrologische situatie. Deze zone omvat ook de ruimte die nodig is voor spoorsloten en hekken, veiligheidsvoorzieningen, elektrotechnische voorzieningen en gebouwen, onderhoudswerkzaamheden, de bereikbaarheid van de sporen, kunstwerken, aanpassingen ten behoeve van kruisende en te verleggen natte en droge infrastructuur en wat daarmee samenhangt en geluidswerende maatregelen.

In de op basis van dit Tracébesluit vast te stellen streek- en bestemmingsplannen dient deze zone te worden bestemd voor het realiseren van de HSL-Zuid. In gebieden die gelegen zijn boven gegraven en



Figuur 2.3 Route van HSL-Zuid.



Figuur 2.4 Boortunnel HSL-Zuid.

geboorde tunnels dient voorts te worden vastgelegd dat daar geen activiteiten mogen voorkomen of worden nagelaten, waardoor de aanleg, het gebruik, de exploitatie en/of de veiligheid van de tunnel in het geding kan komen. Provincies en gemeenten dienen hun ruimtelijk beleid hiermee in overeenstemming te brengen en te houden.

Bouwzone
De gebieden die als bouwzone zijn aangeduid, zijn tijdelijk nodig om de HSL-Zuid aan te kunnen leggen. De op basis van het Tracébesluit vastgestelde streek- en bestemmingsplannen dienen dit mogelijk te maken. Voor de periode waarvoor deze gebieden nodig zijn zal het gebruiksrecht verworven worden, als het noodzakelijk is kan dit via de Onteigeningswet.

Inpassingszone
De gebieden die binnen deze zone vallen blijven na realisering van de lijn in gebruik voor de inpassing van het project in de omgeving.

2.2.1 Ligging van het boortunneltracé

Het tracé ligt vanaf de Bospolder, net voor het begin van de toerit van de boortunnel, tot aan de Oude Rijn in de gemeente Leiderdorp en na de Oude Rijn in de gemeente Rijnwoude. De HSL ligt in een open bak in de Bospolder (vanaf km 30.3), gaat daarna met een cut & cover tunnel onder de Does door (km 29.6), die vervolgens overgaat (km 29.3) in een boortunnel in de polder Achthoven en onder de Oude Rijn. De boortunnel loopt door tot Westeinde (Hazerswoude-Dorp) en alle kruisende infrastructuur blijft hierbij gehandhaafd. Ten zuiden van Westeinde gaat de boortunnel (ter plaatse van km 22.6) over in een cut & cover tunnel, die ten zuiden van Westeinde (bij km 22.4) overgaat in een open tunnelbak, om tussen de Eerste en de Tweede Tocht in de Polder De Noordplas boven het maaiveld te komen op km 21.8.

2.2.2 Geluid- en trillinghinder

De door de HSL-Zuid veroorzaakte geluidsbelasting is bepaald volgens de voorschriften van de Wet geluidhinder en het Besluit geluidhinder spoorwegen. De geluidsbelasting mag aan de gevels van woningen en aan de grens van geluidsgevoelige terreinen niet meer bedragen dan de voorkeursgrenswaarde; voor woningen wordt een grenswaarde van 57 dB(A) aangehouden. De maximaal toegestane geluidsbelasting is 70 dB(A), tot welke deze speciaal aangevraagd dient te worden.

Tijdens de bouw en het aanleggen van de lijn mag de geluidsbelasting, tijdens de dagperiode van 7 tot 19 uur, niet meer bedragen dan 60 dB(A) etmaalwaarde. Voor werkzaamheden korter dan één maand mag een waarde van 65 dB(A) worden gehanteerd (zie Circulaire Bouwlawaai).

2.2.3 Ecologie

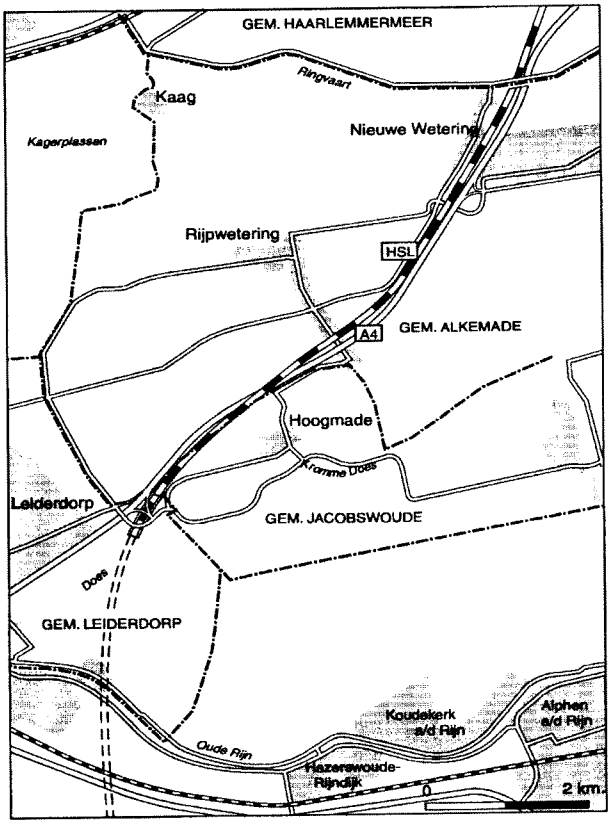
Ter plekke van een waardevol deel van het Groene Hart (vanaf Leiderdorp tot Westeinde) gaat de HSL over in een boortunnel. Dit deel van het Groene Hart is deels (tot Bent) een veenweidegebied met karakteristieke lintbebouwing en deels een droogmakerij.

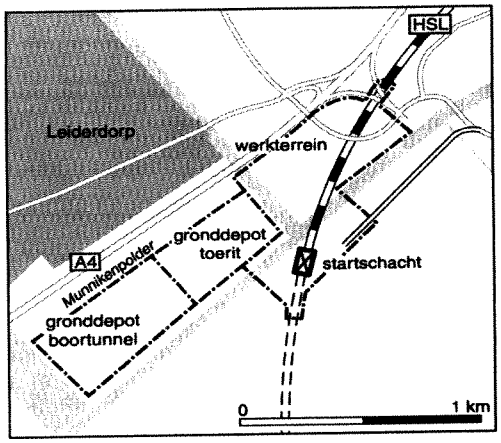
Vanwege de openheid van het landschap en kwetsbaarheid van het gebied, dienen de technische voorzieningen (die boven het maaiveld uitkomen) zorgvuldig vormgegeven te worden. Daarnaast vormen ze de enige zichtbare aanwezigheid van de boortunnel.

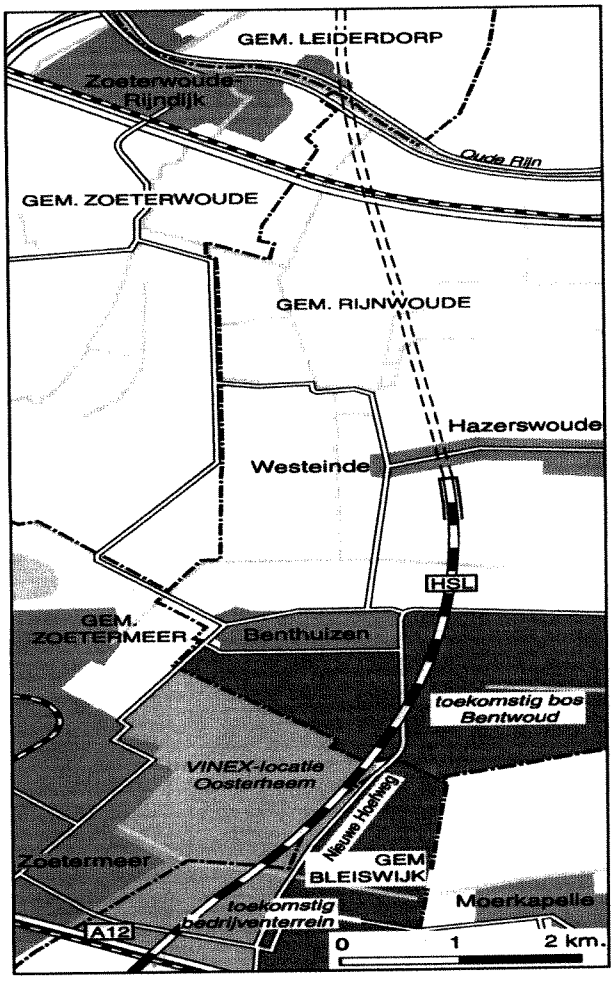
In de (Provinciale) Ecologische Hoofdstructuur is een ecologische verbindingszone gepland van moeraselementen (stapstenen) van het beheersgebied Rijnstreek Noord via het vogelreservaat de Wilck naar het toekomstige Bentwoud. Met name de watervlakken rondom de tunnelingangen (Bospolder en Westeinde) en de vluchtschachten kunnen dienst doen als moerasstapstenen. Deze stapstenen dienen te worden ingericht met laagblijvende moerasvegetatie. Verder geldt dat de toekomstige ecologische zone tussen de spoorlijn Alphen aan de Rijn - Leiden en de Rijksweg N-11 niet mag worden aangetast.

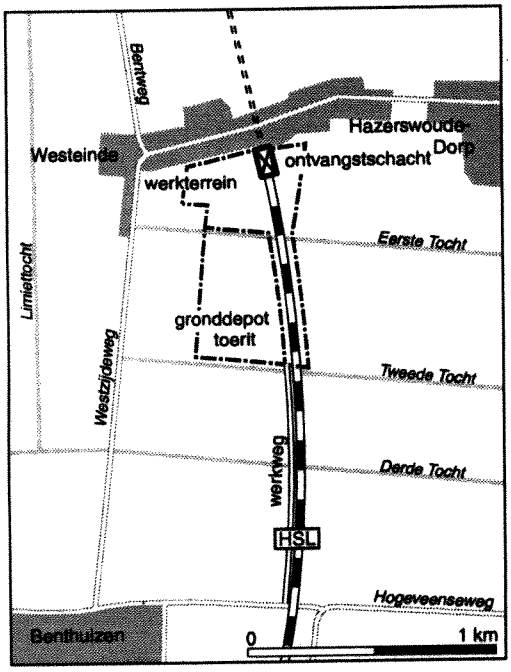
2.2.4 Natuurcompensatie

Het beleid van het rijk en diverse provincies beschermt gebieden met natuur- en landschapswaarden, zoals bijvoorbeeld het Groene Hart. Dit betekent dat hier de aanleg van een spoorlijn alleen wordt toegestaan als het om een project gaat van groot maatschappelijk belang en een andere oplossing niet voorhanden is. De aantasting van natuur- en landschapswaarden moet dan worden gecompenseerd.









Figuur 2.5 Overzicht tracé en start- en ontvangstschacht.

Voor de boortunnel door het Groene Hart zijn de volgende compensatieplichtige gebieden (SGR) van belang:
- Polder Achthoven
- Polder Groenendijk
- Munnikenpolder
- Bentwoud

2.2.5 Kruisende verbindingen

De kruisende en parallelle infrastructuur dient tijdens de aanleg van de HSL in stand te worden gehouden. De Does mag niet volledig worden gestremd. Het doorstroomprofiel van de Does mag tijdens de uitvoering maximaal 50% van het huidige doorstoomprofiel bedragen. Tijdens de bouw dienen bestaande fietspaden gehandhaafd te blijven. Aangetaste vaarroutes moeten hersteld worden met inbegrip van oevers.

2.2.6 Kabels, leidingen en andere obstakels

De (vaste) ligging en het functioneren van de kabels en (transport)leidingen mogen niet worden beïnvloed door ontwerp, uitvoering en gebruik van de tunnel en toeritten.

In het boorprofiel dient rekening gehouden te worden met mogelijke onzekerheden in de vorm van bijvoorbeeld sondeerstangen, peilbuizen, respectievelijk bemalingsboringen. Andere obstakels zoals paalfunderingen, fundamentresten, resten van oeverbeschermingen, etc. zijn niet uit te sluiten. Het boorproces moet in de mogelijkheid voorzien zulke hindernissen te bergen of te verwerken.

Er lopen vele soorten boven- en ondergrondse kabels en leidingen over het grondgebied van de gemeente Leiderdorp en Rijnwoude. De door de HSL gekruiste kabels en leidingenmoeten voor de realisering van de HSL worden verplaatst of aangepast. Het gaat tussen km 29.3 en km 22.6 (geboorde gedeelte) in hoofdzaak om de volgende leidingen:

- Waterleiding (Ø 500 mm) ter hoogte van km 28.9.
- Rioolpersleiding (Ø 75 mm) en stalen brandstofleiding (Ø 26") ter hoogte van km 27.4.
- Stalen hogedrukgasleiding (Ø 36") en twee waterleidingen (Ø 700 mm en Ø 500 mm) ter hoogte van km 26.1.

Bovenstaande leidingen zullen tijdens het aanleggen van de tunnels worden gemonitored (en eventueel worden beschermd), hetgeen betekent dat er in eerste instantie geen fysieke maatregelen noodzakelijk zijn, maar dat tijdens de bouw een voortdurende bewaking van deze leidingen nodig is.

2.2.7 Veiligheid

In het ontwerp van de boortunnel zijn onderhouds- en vluchtschachten gesitueerd, verspreid over de lengte van het gesloten tracédeel. Deze onderhouds- en vluchtschachten dienen om in geval van calamiteiten vanuit de tunnel het maaiveld te kunnen bereiken en de hulpverlenende instanties toegang tot de tunnel te bieden. Een nevenfunctie van de schachten is om de bereikbaarheid van de tunnel voor onderhoudsdoeleinden te vergroten.

Voor de gemeente Leiderdorp zijn de onderhouds- en vluchtschachten op de volgende locaties gepland:
- Nabij de Does, ter plaatse van de overgang van de open naar de gesloten toerit.
- Onderhouds- en vluchtschacht polder Achthoven, met een ontsluiting via het bedrijventerrein op de Achthovenerweg.

Voor de gemeente Rijnwoude zijn de onderhouds- en vluchtschachten op de volgende locaties gepland:
- Onderhouds- en vluchtschacht N11, aan de zuidzijde van de N11.
- Onderhouds- en vluchtschacht bij Bent, ten zuiden van de ringvaart.
- Nabij Westeinde, ter plaatse van de overgang van de open naar de gesloten toerit.

De onderhouds- en vluchtschachten, nabij de Does en Westeinde, zullen tevens als gebouw voor technische doeleinden dienen en zullen dan ook groter van omvang zijn dan de onderhouds- en vluchtschacht Achthoven.

2.2.8 Maatregelen tijdens de bouw

Tijdens de bouw kan er hinder optreden door het verstuiven van zand en stof, door bouwverkeer, geluidsoverlast door bouwactiviteiten, omrijhinder door tijdelijke wegomleggingen, etc. Voor zaken als het uitvoeren van bemalingen en ontgravingen, de behandeling van bodemverontreinigingen, het verwerken van vrijgekomen slib, etc., gelden de bestaande wettelijke bepalingen en richtlijnen.

2.2.9 Vergunningen in verband met bouwwerkzaamheden

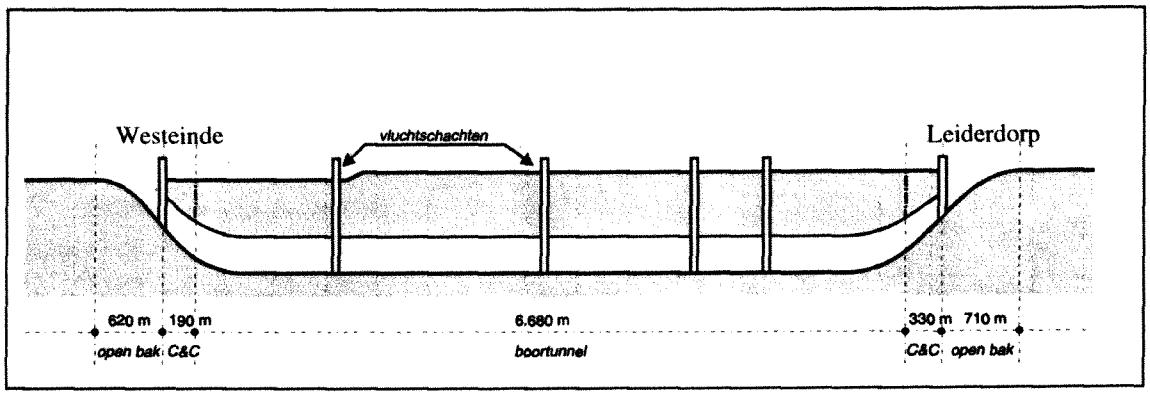
Bouw- en aanlegwerkzaamheden zijn onder bepaalde omstandigheden vergunningsplichtig. Indien het bestemmingsplan dit voorschrijft, kan voor het uitvoeren van grondwerk een aanlegvergunning vereist zijn.

2.2.10 Planning

De civiele (onderbouw)constructie moet klaar zijn (eerste geboorde tunnel) voor de bouw van het spoor en installaties, in mei 2004. Mei 2005 moet de gehele tunnel bedrijfsklaar zijn.

2.2.11 Ontwerp en aanleg van boortunnel en toeritten

Er is gekozen voor een boortunnel omdat een doorsnijding van dit gebied waarschijnlijk een verdere verstedelijking tot gevolg zal hebben. Het Groene Hart wordt als een ecologisch kwetsbaar en belangrijk milieu gebied gezien. Bij de beslissing tot dit ontwerp waren verstoring van het landschap, aantasting van het milieu (constructie, geluid en trillingen), etc. belangrijke criteria.



Figuur 2.5 Lengteprofiel boortunnel en cut & cover tunnel.

Voor de bouw- en aanlegwerkzaamheden van de spoorbaan, kunstwerken en infrastructuur zijn bouwterreinen, werkterreinen, werkwegen en gronddepots nodig, alsmede gronden voor het aanpassen van kruisende infrastructuur. Deze gronden zijn aangegeven op de kaarten als bouwzone.

De totale bouw van de spoortunnel inclusief de bouw van de toeritten duurt ruim 5 jaar. De constructie van de boortunnel is van noord naar zuid opgebouwd uit een aantal onderdelen:

- Een open toerit van circa 710 meter lengte van km 30.3 tot 29.6.
- Een gesloten toerit, cut & cover, circa 330 meter lengte van km 29.6 tot 29.3.
- Een boortunnel van circa 6680 meter van km 29.3 tot 22.6.
- Een gesloten toerit, cut & cover, circa 190 meter lengte van km 22.6 tot 22.4.
- Een open toerit van circa 620 meter lengte van km 22.4 tot 21.8.
- Vijf onderhouds- en vluchtschachten waardoor men de tunnel bij calamiteiten kan ontvluchten en die aan hulpverlenende instanties toegang tot de tunnel bieden en voor toegang van de tunnel voor inspectie en onderhoud.

Het aanleggen van de twee tunnels geschiedt met twee tunnelboormachines die vanuit de noordelijke startschacht, net ten zuiden van de Does, met een onderling tijdsverschil van circa drie maanden, naar de ontvangstschacht, net ten zuiden van Westeinde, boren.

2.2.12 Aan- en afvoer van materialen en bouwmaterieel

Langs de bouwkuipen, voor het maken van de toeritten, worden werkwegen aangelegd voor het bouwverkeer. Deze tijdelijke aan- en afvoerwegen zullen op nabijgelegen infrastructuur worden aangesloten. Het werkterrein in de Bospolder is direct aangesloten op de N446. Het werkterrein voor de startschacht is via de Ruige Kade (cultuurhistorisch en recreatief waardevol gebied) aangesloten op de N446.

2.2.13 Archeologie

Bij de aanleg van de HSL-Zuid is de uitvoerder gehouden aan de raamovereenkomst voor archeologisch onderzoek die is gesloten tussen de Rijksdienst voor Oudheidkundig Bodemonderzoek (ROB) en de Projectorganisatie HSL-Zuid.

Archeologische begeleiding ter plaatse van de dijk bij Westeinde moet mogelijk zijn tijdens de bouw. Even ten zuiden van de Oude Rijn zijn bij het onderzoek resten van een, reeds uit eerder onderzoek in de regio

bekende, Romeinse weg gevonden. Er is een proefsleuf gegraven en de vindplaats is ingemeten. Deze vindplaats wordt vanwege de keuze voor een boortunnel ter plaatse niet bedreigd.

Verder zijn in de gemeenten Leiderdorp en Rijnwoude geen indicaties voor een vindplaats aangetroffen op grond waarvan de ROB aanleiding ziet om ter plaatse van het tracé terug te keren voor nader onderzoek.

2.2.14 Grondwater en oppervlaktewater

Grondwaterstand
Grootschalige bemalingen in het freatisch grondwater zijn niet toegestaan. Grondwaterstand-verlagingen (freatische grondwaterstand en stijghoogten in watervoerende pakketten) in de omgeving ten gevolge van bemalings- en/of drainageactiviteiten zijn niet toegestaan. Alle bemalings- en of drainageactiviteiten dienen zodanig ingericht te zijn dat verdere verzilting van het grondwater aantoonbaar niet optreedt. Alle bemalings- en/of drainageactiviteiten dienen zodanig te zijn ingericht dat schade aan in de omgeving voorkomende bebouwing en/of funderingsconstructies aantoonbaar niet optreedt.

Vermenging van zout en zoet water
Er dient aandacht te worden besteed aan het verschil in zoutgehalte tussen het "zoete" freatisch grondwater en het gespannen "zoute" grondwater uit de tweede watervoerende laag. Vermengen van "zout" en "zoet" water uit de verschillende watervoerende pakketten is niet toegestaan.

Toename verzilting
Een toename van de verzilting (zoute kwel) dient zoveel mogelijk voorkomen te worden. Een toename van de verzilting (zoute kwel) in de diepe droogmakerij ten zuiden van Westeinde als gevolg van de aanleg van de HSL-Zuid moet worden tegengegaan door toepassing van op de verziltingsproblematiek toegespitste aanlegtechnieken.

Cloridegehalte
Het huidige chloridegehalte van het grondwater en het oppervlaktewater mag niet worden verhoogd door de bouwactiviteiten.

Kruising van boezemwateren
Bij kruising van boezemwateren met kunstwerken dient geen verandering van het doorstroomprofiel door deze kunstwerken op te treden.

Oppervlaktewater, vrije doorstroming
De vrije doorstroming van het bestaande hoofdwatergangenstelsel dient gehandhaafd te blijven.

Afwatering en het waterbergend vermogen
De afwatering en het waterbergend vermogen van polders dienen gehandhaafd te blijven.

Instandhouden waterkeringen
Primaire waterkeringen dienen in stand te worden gehouden. De stabiliteit van waterkeringen dient ten alle tijde gewaarborgd te zijn. Van activiteiten die de stabiliteit van de waterkering kunnen beïnvloeden dient vooraf aangetoond te worden dat de stabiliteit is gewaarborgd.

Veiligheidsniveau waterkering
De uitvoeringsactiviteiten mogen niet leiden tot een verlaging van het veiligheidsniveau van de waterkeringen.

Waterhuishouding
Eventuele verandering in waterhuishouding dient in overleg met de waterschappen te worden uitgevoerd. Als door aanleg van de ontvangstschacht van de boortunnel de tussenboezem in Westeinde tijdelijk wordt gestremd, dienen tijdelijke voorzieningen te worden getroffen om het water in de tussenboezem aan de westzijde van de tunnel op peil en van goede kwaliteit te houden.

Kwelsituatie
Alle bouwactiviteiten dienen zodanig te worden uitgevoerd dat de bestaande kwelsituatie niet aangetast wordt.

Waterdichtheid
De tunnelconstructies dienen waterdicht te zijn.

2.2.15 Rijnstreek-Noord: veenpolders ten noorden van de Oude Rijn

Functioneel-ruimtelijke aspecten
In de gemeente Jacobswoude bevindt zich ter hoogte van Hoogmade een jachthaven met circa 160 ligplaatsen. Voor de bereikbaarheid van het gebied is de volgende grootschalige infrastructuur beschikbaar:
- Rijksweg A4
- Provinciale weg N446

Verder bevindt zich in dit gebied:
- Leidingstrook Rijnmond-IJmond
- Een hoogspanningsleiding

Visueel-ruimtelijke aspecten
De ruimtelijke begrenzing van de zuidelijke polders wordt gevormd door de bebouwing van Hoogmade, de erfbeplanting langs de Groenwegh en Ofwegen, de stadsrand van Leiderdorp en de bebouwing langs de Oude Rijn. De oriëntatiemogelijkheden zijn goed. Markante oriëntatiepunten in het gebied zijn de molens (waaronder de Doesmolen, de Achthovense Molen en de molen De Hondsdijk), het Heineken-complex en andere hoge gebouwen langs de Oude Rijn en de kerktorens van Hoogmade, Groenendijk en Koudekerk a/d Rijn. De hoogspanningsleiding in de Hondsdijkse Polder versterkt de dieptewerking van de polder. De kavelstructuur in de veenweidepolders ten noorden van de Oude Rijn is onregelmatig van karakter.

Bovendien verschilt de verkavelingsrichting per polder. De polders als geheel zijn zeer open van karakter en vormen een ruimtelijke eenheid met de Doespolder en de Vlietpolder aan de noordzijde van de Ruige Kade. Het gedeelte van de polders tussen de Ruige Kade en de Molenwetering is een agrarisch gebied met natuur- en landschapswaarden (ANL-gebied) met (mogelijke) archeologische waarde.

Ecologische aspecten
De sloot- en oevervegetaties van de polders ten noorden van de Oude Rijn hebben een hoge tot zeer hoge natuurwaarde, met name in de Polder Achthoven, waar de internationaal bedreigde soorten krabbescheer en moeraszoutgras worden aangetroffen, evenals de bedreigde soorten als gewone agrimonie en padderus. Tussen de Oude Rijn en de Wijde Aa komen in het algemeen aarvederkruid, holpijp en drijvend fonteinkruid voor. Langs de Does komen plaatselijk graslandvegetaties voor met hoge natuurwaarden; elders hebben de graslanden zelf een geringe natuurwaarde. De graslanden in het veenweidegebied zijn kerngebieden binnen de ecologische hoofdstructuur (EHS) en maken deel uit van het Groene Hart. De Polder Achthoven is een agrarisch gebied met natuur- en landschapswaarden (ANL-gebied). De natuurwaarden worden (gedeeltelijk) beschermd, doordat hier een stiltegebied is vastgesteld. Het Relatie-notabeleid zal ook uitgevoerd worden, maar de begrenzing van de betreffende beheersgebieden is nog niet vastgesteld.

De veenpolders ten noorden van de Oude Rijn zijn vrij rijk aan weidevogels zoals de kievit, grutto en tureluur. Deze veenpolders in Rijnstreek-Noord worden net als die in Rijnstreek-Zuid bezocht door overwinteraars zoals smient, meerkoet en kleine zwaan. Het gebied geldt als waardevol overwinteringsgebied. Wat betreft de overige fauna dient te worden vermeld dat in deze streek zes soorten amfibieën voorkomen. Tussen Rijnstreek-Noord en -Zuid loopt een natte graslandverbinding.

Bodem- en waterkwaliteitsaspecten
In de Polder Achthoven is de ondiepe bodem uit veen- en zeekleigronden opgebouwd. De maaiveldhoogte varieert van circa NAP -1,4 m in het noordelijk deel tot circa NAP -1 m ter hoogte van de Oude Rijn. In het noordelijk deel van de Hondsdijkse Polder bestaat de bodem uit veen- en rivierkleigronden en veen. Het maaiveld ligt op circa NAP -1,5 m. In het zuidelijk deel van de Hondsdijkse Polder is de ondiepe ondergrond opgebouwd uit zeekleigronden. De hoogte van het maaiveld varieert van circa NAP -1 m tot -1,5 m. De ondergrond heeft ter plaatse van de veengronden een zeer hoge zettingsgevoeligheid. Ook de zettingsgevoeligheid van de rivier- en zeekleigronden is hoog. De zettingsgevoeligheid in de omgeving van de Oude Rijn is relatief gering, omdat de ondergrond reeds op geringe diepte zandig is ontwikkeld. Polder Achthoven en de Hondsdijkse Polder ten noorden van de Molenwatering zijn agrarische gebieden met natuur- en landschapswaarden (ANL-gebieden), het gebied ten zuiden van de Molenwatering is een potentieel ANL-gebied.

Aan het grondwater langs de Oude Rijn is de potentiële functie 'grondwater met strategische waarde ten behoeve van de drinkwaterwinning' toegekend. Er is overwegend sprake van een infiltratiesituatie.
Aan alle boezemwateren en hoofdwatergangen in de polders is de functie van viswater toegekend.

Cultuurhistorische en aardkundige aspecten
Door de onvergraven toestand van de bodem vormen de polders, met name vlak bij de Oude Rijn, een concentratiegebied met (mogelijke) archeologische waarde.

2.2.16 Veenpolders ten zuiden van de Oude Rijn

Functioneel-ruimtelijke aspecten
De belangrijkste woonkernen in het gebied zijn Groenendijk, Westeinde, Hazerswoude-Dorp, Bent en Benthuizen allen behorend tot de gemeente Rijnwoude. De woonkernen bestaan niet alleen uit woningen maar kennen ook lokale bedrijventerreinen.

De Oude Rijn begrenst het gebied aan de noordzijde. Naast een recreatieve vaarroute is de Oude Rijn ook een belangrijke route voor de beroepsvaart. Parallel aan de Oude Rijn ligt de provinciale weg N11 die een verbinding tussen Leiden en Alphen aan den Rijn vormt. Ten zuiden van de Oude Rijn en de N11 loopt de spoorlijn Leiden-Alphen a/d Rijn. Ten zuiden van deze spoorlijn is een nieuwe rijksweg in aanleg.

Visueel-ruimtelijke aspecten
Ten zuiden van de Oude Rijn bevindt zich het "Open Tussengebied". Dit gebied maakt, evenals de veenweidepolders ten noorden van de Oude Rijn, deel uit van het Groene Hart. Het gebied wordt gekenmerkt door een overgang van veenweidegebied naar droogmakerijen. Het veenweidegebied wordt landschappelijk gekenmerkt door een grote visuele openheid met zichtlijnen van 3 tot 4 kilometer en door grasland als belangrijkste grondgebruiksvorm. Het maaiveld ligt op circa NAP -1,5 tot -2 m. Het gedeelte van de veenpolders in de strook tussen de Oude Rijn en de spoorlijn Leiden-Alphen a/d Rijn kenmerkt zich door een toenemende ruimtelijke verdichting en afnemende oriëntatie in westelijke richting. De spoorlijn Leiden-Alphen a/d Rijn ligt laag en vormt in combinatie met de toekomstige N11 een belangrijke ruimtelijke begrenzing. Aan de zuidzijde van de spoorlijn heeft het gebied een open karakter. Bij Bent is sprake van een ruimtelijke verdichting door de aanwezigheid van bebouwing, beplanting (onder andere boomkwekerijen) en kassen.

Ecologische aspecten
De vegetatie van de graslanden van de Polder Groenendijk heeft over het algemeen een geringe natuurwaarde. De oever- en slootvegetaties hebben op een aantal plaatsen een hoge tot zeer hoge natuurwaarde. De internationaal bedreigde soorten Krabbescheer en Moeraszoutgras worden veel aangetroffen en plaatselijk ook Waterscheerling en Padderus. De totale waarde van de vegetaties in deze regio is matig hoog. Polder Groenendijk is een rijk weidevogelgebied (Kievit, Grutto en Tureluur). Verder is deze polder ook het leefgebied van Slobeend en Zomertaling. Wat betreft overwinteraars is het deel van Polder Groenendijk tussen de geprojecteerde N11 en de Vierheemskinderenweg zeer waardevol. De aantallen Kleine Zwaan overschrijden hier de 1%-norm. Tussen de Vierheemskinderenweg en de Eerste Tocht is het gebied rijk aan wintergasten zoals Smient en Meerkoet.

Het gebied direct ten noorden van Bent is een gebied met te beschermen natuur- en landschapswaarden. Bij Hazerswoude-Dorp ligt het weidevogelreservaat De Wilck van Staatsbosbeheer. Dit is een zeer rijk weidevogelgebied dat tevens plaats biedt aan overwinteraars. Ook voor Tureluur en Slobeend is het een belangrijk gebied. In strenge winters is De Wilck een belangrijke pleisterplaats voor de Kleine Zwaan en Kolgans (hoge waarde voor overwinteraars). Naast de genoemde vogelsoorten komen hier meer algemene soorten kleine zoogdieren, reptielen en amfibieën voor. Evenals in de Rijnstreek-Noord komen in dit gebied zes soorten amfibieën voor. In het reservaat komen ook sloot- en oevervegetaties en een enkele graslandvegetatie met hoge natuurwaarden voor. De graslanden van het veenweidegebied ten zuiden van de Oude Rijn maken deel uit van het Groene Hart. De natuurwaarden worden gedeeltelijk beschermd, doordat er een milieubeschermingsgebied voor stilte is ingesteld. Ter hoogte van Hazerswoude-Dorp loopt een belangrijke ecologische verbinding tussen de gebieden bij Boskoop/Reeuwijk en de Noord Aa.

Cultuurhistorische en aardkundige aspecten
De oeverwallen van de Oude Rijn en de niet uitgeveende polders zijn een concentratiegebied met (mogelijke) archeologische waarden.

Bodem- en waterkwaliteitsaspecten
In de Polder Groenendijk is de bodem opgebouwd uit dezelfde zeeklei-, rivierklei- en veengronden (weideveen- en koopveengronden) als in de beschreven veenpolders ten noorden van de Oude Rijn. Het maaiveld in de Polder Groenendijk ligt ter hoogte van de Oude Rijn op circa NAP -1 m en in het zuidelijk deel op circa NAP -1,6 m. De ondergrond heeft ter hoogte van de veengronden een zeer hoge zettingsgevoeligheid. De zettingsgevoeligheid van de rivier- en zeekleigronden is hoog. Alleen in de omgeving van de Oude Rijn is door de aanwezigheid van zand de zettingsgevoeligheid gering.

Aan het grondwater in de gebieden langs de Oude Rijn is de potentiële functie "grondwater met strategische waarde ten behoeve van de drinkwaterwinning" toegekend. In Hazerswoude-Rijndijk is een onttrekking ten behoeve van de drinkwatervoorziening. Er is overwegend sprake van een infiltratiesituatie. Aan alle boezemwateren en hoofdwatergangen in de polders is de functie van viswater toegekend.

3 Referentie Ontwerp

De boortunnel wordt aanbesteed op Design & Construct basis, het Referentie Ontwerp is een eerste aanzet van de opdrachtgever. De aannemers (na onderhandelingsprocedure met voorafgaande selectie) worden aangemoedigd met betere oplossingen te komen, danwel het Referentie Ontwerp te optimaliseren.

De verschillende functies van het Referentie Ontwerp zijn onder andere:
- Basis voor bestuurlijk overleg en conditionering scheppen.
- Reduceren van ontwerpinspanning gegadigde.
- Richtinggevend voor ontwerp (niet normatief).
- Kwalitatieve toetsnorm scheppen (referentiekader voor de beoordeling).
- Zoveel mogelijk ontwerpvrijheid bij markt leggen.

3.1 Programma van Eisen boortunnel HSL-Zuid

Het Programma van eisen [37], waaraan de boortunnel groene Hart HSL-Zuid hoort te voldoen, bevat ten aanzien van de geboorde tunnel en de dwarsverbindingen de volgende relevante punten:

3.1.1 Locaties dwarsverbindingen

De dwarsverbindingen mogen niet onder de waterkruisingen (Oude Rijn, Does) worden gesitueerd en dienen zo ver mogelijk van de waterkruisingen te worden gesitueerd.

3.1.2 Tussenafstand nooduitgangen

Nooduitgangen dienen te worden aangebracht met een tussenafstand van ten hoogste:
- 150 m in gesloten tunneldelen bij toepassing van tussenwanden.
- 300 m in de overige gesloten tunneldelen.
- 600 m in open bakken.

3.1.3 Technische levensduur

De minimaal geëiste levensduur van alle constructieve onderdelen van de totale constructie (exclusief de railsystemen en tunneltechnische installaties) bedraagt tenminste 100 jaar.

Chloridebelasting
Voor de chloridebelasting op alle materialen dient er vanuit te worden gegaan dat de constructie zich in zout grondwater bevindt. Het zoutgehalte van het grondwater dient gelijk te worden gesteld aan zeewater. In verband met mogelijke lekkages dient aan de binnenzijde van de tunnel te worden gerekend met dezelfde chloridebelasting.

Gebruiksfase
Van in de eindfase oncontroleerbare of niet inspecteerbare oppervlakken, dient de betondekking op de wapening met minimaal 5 mm extra te worden verhoogd.

3.1.4 Waterdichtheid

Lekwaterdebiet gebruiksfase
Voor het geboorde tunneldeel en de dwarsverbindingen geldt dat het gemiddeld toelaatbare lek-debiet maximaal 0.01 liter/m^2/dag mag bedragen met een maximale hoeveelheid van 0.05 l/m^2/dag over 10 strekkende meters.

Druppelvorming
Druppelvorming door lekkage is niet toegestaan.

Vochtplekken
Het kunstwerk dient "hoofdzakelijk droog" te zijn. Dit betekent dat de wand zo dicht moet zijn dat slechts lichte, geïsoleerde vochtplekken waarneembaar mogen zijn (als gevolg van verkleuring). Na aanraking van zo'n vochtplek met de droge hand mogen er geen sporen op de hand achter blijven. Wanneer een stuk vloeipapier of krant op de vochtplek wordt aangebracht mag er geen verkleuring ontstaan als gevolg van geabsorbeerd vocht.

Waterdichtheid boortunnel in de bouwfase
De eisen voor de waterdichtheid van de boortunnel (inclusief eventuele dwarsverbindingen) in de bouwfase zijn gelijk aan die voor het lekwaterdebiet in de gebruiksfase.

3.1.5 Betrouwbaarheid

Haalbaarheid uitvoeringswijze dwarsverbindingen
De haalbaarheid van de uitvoeringswijze van de dwarsverbinding dient vooraf te worden aangetoond. Voor minimaal de volgende situaties dient te worden aangetoond dat de sterkte en stijfheid voldoet aan de gestelde eisen:
- Gatverzwakking in hoofdbuis.
- Ontgraving van dwarsverbinding.
- Aansluiting dwarsverbinding op hoofdbuis.
- Effect van grondbehandeling op stabiliteit en vervorming van de hoofdbuis en de dwarsverbinding.

Vriesmethode
De lining van de dwarsverbinding dient, bij toepassing van de vriesmethode voor de bouw van de dwarsverbindingen, te worden voorzien van injectieopeningen ten behoeve van het aanbrengen van eventuele grondverbetering. Indien wordt gekozen voor toepassing van de vriestechniek voor de bouw van de dwarsverbinding dienen de berekeningsparameters vooraf te worden geverifieerd met proeven.

3.1.6 Uitvoering

Bouwactiviteiten boven de boortunnel
In de bouwzone en de HSL-zone boven de boortunnel mogen, behalve op de beschikbare werkterreinen ter plaatse van de schachten Achthoven, N11 en Bent en zones benodigd voor grondverbeteringen en ophogingen, geen bouwactiviteiten worden ontplooid.

Veiligheid boorproces
Ter waarborging van de veiligheid van het boorproces dient de dwarsverbinding tijdens de uitvoering altijd waterdicht te kunnen worden afgesloten van de geboorde tunnelbuizen. Daarnaast dient de aannemer een evacuatieplan in geval van falen van een dwarsverbinding op te stellen.

Maaiveldzettingen
De optredende maaiveldzettingen mogen niet meer bedragen dan 25 mm. De toegestane helling van de zettingstrog zal nader worden bepaald door de opdrachtgever. In verband met kruisende infrastructuur (kabels, leidingen, wegen, waterkeringen en spoorweg) bedraagt ter plaatse van de volgende passages de maximaal toegestane zetting 10 mm:
- De bundel spoorlijn Alphen - Leiden en autoweg N11: km 25.50 - km 26.20.
- Bundel Hoge Rijndijk en Achthovenerweg: km 26.97 - km 27.60.
- De bundel Westeinde: km 22.60 - km 22.70.
- Waterleiding: km 26.60 - km 26.70.

Uitvoering eventuele dwarsverbindingen
Vanaf het maaiveld mogen geen bouwactiviteiten ten behoeve van het maken van de dwarsverbindingen plaatsvinden. Tijdens de uitvoering dienen de vervormingen van de boortunnelbuizen ter plaatse van de dwarsverbindingen over een lengte van minimaal 15 m voor en na de dwarsverbinding gemeten, bewaakt en geregistreerd te worden. Tevens dienen de vervormingen van de dwarsverbinding gemeten, bewaakt en geregistreerd te worden.

Bij toepassing van grondinjectie bij de bouw van de dwarsverbinding dienen minimaal de volgende aspecten te worden uitgewerkt:
- Gebruik type grout in relatie tot grond.
- Benodigde afstand tussen grondinjectiepunten.
- Waterdichte doorvoering van grondinjectiepunten door lining.
- Bepaling eindsterkte van grondinjectie.
- Injectiekrachten op lining van de boortunnel.
- Risicoanalyse.

Bij toepassing van vriestechnieken voor de bouw van de dwarsverbinding dienen minimaal de volgende aspecten te worden uitgewerkt:
- Vaststellen benodigd vriespatroon.
- Uitvoering eventuele benodigde voorbehandeling van grond door bijvoorbeeld grondinjectie.
- Belastingsgeval "opgespannen water" rondom lining door het vriesproces.
- Monitoringssysteem tijdens vriesproces en tijdens het instandhouden van vrieslichaam.
- Vrieskrachten op de lining van de boortunnel (om te monitoren dienen strain gauges aan de binnenzijde van de lining te worden opgenomen).

3.1.7 Omgeving

Geluid in bouwfase
Met uitzondering van de locatie van vluchtschacht Bent geldt overal een bijzonder beschermingsniveau ten aanzien van geluid. Dit impliceert dat de geluidbelasting in de bouwfase niet hoger mag zijn dan in de gebruiksfase.

Interpretatie van bovenstaande eis leidt tot de volgende equivalente geluidsniveaus in de dagperiode ter plaatse van geluidsgevoelige bestemmingen van ten hoogste:
- 55 dB(A) ter plaatse van Toerit Noord en startschacht ten noorden van de Does.
- 50 dB(A) ter plaatse van schacht Achthovenerweg.
- 50 dB(A) ter plaatse van schacht N11.
- 60 dB(A) ter plaatse van schacht Bent.
- 50 dB(A) ter plaatse van Toerit Zuid en ontvangstschacht nabij Westeinde.

Voorkomen aantasting en verstoring
Tijdens de bouwfase dient de aannemer te waken voor zo min mogelijk verstoring van de omgeving, flora en fauna. Aantasting van de Polder Achthoven, Ruige Kade/ Does, molenbiotoop (Doeshofmolen en Achthovenermolen) en Westeinde dient voorkomen te worden.

Aantasting van de bodemopbouw ter plaatse van de werkterreinen en de gronddepots dient zoveel mogelijk voorkomen te worden. De hoogte van het maaiveld dient hersteld te worden.

Grondwater en oppervlaktewater
Zie Tracébesluit.

Kabels en leidingen
De (vaste) ligging en het functioneren van de kabels en (transport)leidingen mogen niet worden beïnvloed door ontwerp, uitvoering en gebruik van de tunnel en toeritten.

3.1.8 Planning en oplevering

Aanvang werkzaamheden
De werkzaamheden mogen eerst aanvangen als:
- De benodigde gronden beschikbaar zijn.
- De vereiste vergunningen zijn verkregen.
- De in het kader van het contract vereiste documenten door de opdrachtgever zijn geaccepteerd.

Vroegste toegestane start werkzaamheden Westeinde
De vroegste startdatum van werkzaamheden in en rond Westeinde is 01-03-2001.

Oplevering ruwbouw
De onderbouw dient uiterlijk op 14-05-2004 "gereed zijn voor de aanleg van de railsystemen". Hieronder dient te worden verstaan:
- De onderbouw dient in zijn geheel gereed te zijn. Dit wil zeggen dat alle betonwerk (inclusief kabelgoten) onder en naast de ruimte voor het aanbrengen van de spoorconstructie gereed dient te zijn;
- Er kunnen alleen nog werken uitgevoerd worden buiten het Profiel van Vrije Ruimte (PVR). Het Profiel van Vrije Ruimte dient te allen tijde vrijgehouden te worden in verband met de logistiek van het bouwproces van de railsystemen.

Oplevering werk
Het werk dient te worden opgeleverd uiterlijk op 15-05-2005.

3.2 Overige eisen en voorwaarden

Naast het Programma van Eisen bestaan er een aantal andere zaken waarmee rekening gehouden dient te worden.

3.2.1 Grondwaterstandverlagingen middels bemalingen

Voor eventuele grondwaterstandverlagingen middels bemalingen hanteert de provincie Zuid-Holland de onderstaande voorwaarden:

Algemeen
Geen meldingsplicht indien de pompcapaciteit minder bedraagt dan 1 m^3/uur.

Inrichting t.b.v. tijdelijke bemaling van bouwputten
Geen registratie- en vergunningsplicht indien voor onttrekking en bemalingsduur geldt: ≤ 50.000 m^3/maand en ≤ 4 maanden. Voor kwetsbare gebieden geldt: ≤ 20.000 m^3/maand en ≤ 2 maanden. De kwetsbare gebieden staan aangegeven in een kaart behorend bij de verordening van de provincie Zuid-Holland.

Inrichting t.b.v. grond- en grondwatersanering
Bij grondsanering geldt geen registratie- en vergunningsplicht, indien voor onttrekking en bemalingsduur geldt: ≤ 50.000 m^3/maand en ≤ 4 maanden. Voor kwetsbare gebieden geldt: ≤ 20.000 m^3/maand en ≤ 2 maanden.

Bij grondwatersanering geldt geen registratie- en vergunningsplicht, indien voor onttrekking en bemalingsduur geldt: ≤ 5.000 m^3/maand en ≤ 1 jaar.

De Provinciale Commissie Milieu Beheer en Waterhuishouding behoeft geen rapport uit te brengen als: bemaling < 1.000.000 m^3/jaar en ≤ 1 jaar, sanering < 500.000 m^3/jaar. Voor een diepe bouwput met damwanden komt vaak zoveel lekwater door de damwanden en is de duur van de "onttrekking" dermate lang, dat dit aspect veelal registratie- en vergunningsplichtig is.

3.2.2 Aan- en afvoer van materialen en bouwmaterieel

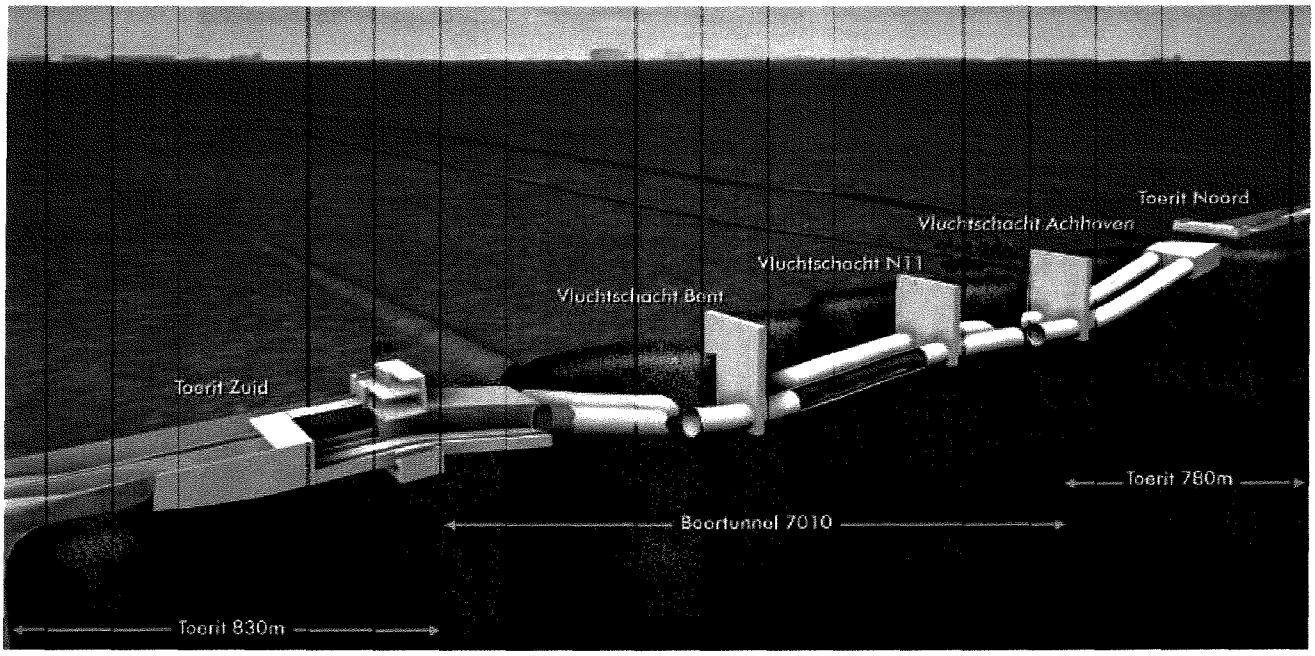
Aan- en afvoer van materialen en bouwmaterieel dient vanaf de Hogeveense Weg (N209) plaats te vinden, over een bouwweg aan de westzijde van het nieuw aan te leggen HSL-tracé. Deze bouwweg wordt door het aansluitende projectbureau Zuid-Holland Midden aangebracht tot aan de zuidelijke begrenzing van het werkterrein (km 21.77).

Er mag geen gebruik gemaakt worden van de weg door Hazerswoude-Dorp en Westeinde. Qua logistiek is dit geen beperking, omdat de Hogeveense Weg aansluit op de A12 en het toekomstige HSL-tracé. Waarschijnlijk is er voldoende ruimte binnen de bouw- en HSL-zone om tijdelijke werkwegen aan te leggen.

3.3 Referentie Ontwerp boortunnel HSL-Zuid

3.3.1 Ontwerp boortunnel, toeritten en vluchtschachten

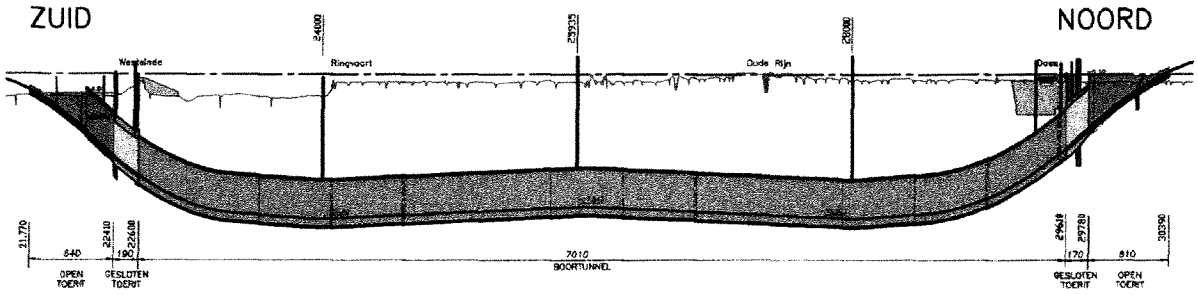
3.3.1.1 Algemeen



Figuur 3.1 Zijaanzicht boortunnel en toeritten.

De globale layout van het Referentie Ontwerp van de Groene Hart tunnel kan worden gekarakteriseerd met de volgende uitgangspunten:
- Enkelsporige tunnel.
- Twee geboorde tunnelbuizen, op regelmatige afstand met elkaar verbonden middels dwarsverbindingen.
- Tussenafstand tussen beide tunnelbuizen ter grootte van de diameter; nabij de tunnelmonden afnemend tot een tussenafstand van minimaal een halve diameter.
- Diepteligging boortunnel afgestemd op het kunnen toepassen van halve luchtdruk tijdens het boorproces (halbabsenkung) in de aanwezige grond (zonder aanvullende maatregelen). Nabij de tunnelmonden, waar de diepteligging van de boortunnel geringer is zijn wel aanvullende maatregelen toegestaan.
- Vluchtconcept: vluchten via de veilige tunnelbuis.
- Drukgolfproblematiek: vrije doorsnede 60 m^2 van per tunnelbuis in combinatie met luchtschachten.

De nadere uitwerking van deze layout is gebaseerd op het alignement volgens Moss-ontwerp M101-DSM-02-003:
- Lengte totale kunstwerk 8620 m (tussen km 21.770 en km 30.390).
- Lengte tunnel 7370 m.
- Overgang van Toerit Noord naar Boortunnel op km 29.610.
- Overgang van Boortunnel naar Toerit Zuid op km 22.600.
- Lengte Boortunnel 7010 m.
- Lengte Toerit Noord 780 m.
- Overgang open/gesloten in Toerit Noord km 29.780.
- Lengte Toerit Zuid 830 m.
- Overgang open/gesloten in Toerit Zuid km 22.410.



Lengteprofiel

Figuur 3.2 Lengteprofiel.

De totale lengte van het kunstwerk wordt gedefinieerd door de eis, gesteld aan de beëindiging van de open bak in verband met de waterkerendheid. Aan de noordzijde en zuidzijde zijn de kerende hoogten van de open bakken respectievelijk NAP –0.1 m en NAP –4.0 m. De open bakken eindigen daar waar de bovenzijde van de constructievloer de kerende hoogte snijdt; dit is in het Moss-ontwerp op km 30.390 respectievelijk km 21.770.

De locaties van de vluchtschachten en bedieningsgebouwen en de bijbehorende opstelplatforms voor hulpverleningsdiensten zijn:
- Bedieningsgebouw Toerit Noord km 29.700.
- Vluchtschacht Achthoven km 28.000.
- Vluchtschacht N11 km 25.935.
- Vluchtschacht Bent km 24.000.
- Bedieningsgebouw Toerit Zuid km 22.420.

Ten aanzien van het aspect veiligheid is voor het Referentie Ontwerp het concept *vluchten via de veilige buis* uitgewerkt. Hier wordt ingegaan op de ruimtereservering voor de vluchtregimes in de boortunnel en de toeritten.

In de tunnel zijn de vluchtregimes uit de volgende voorzieningen opgebouwd:
- Per tunnelbuis één vluchtpad.
- Vluchtpadbreedte minimaal 1.2 m; vrije hoogte minimaal 2.2 m.
- Nooduitgangen naar de veilige buis iedere 300 m (maximaal).
- In cut & cover tunnel nooduitgangen naar de veilige buis iedere 150 m.
- Vluchtschachten als nooduitgang naar maaiveld maximaal iedere 2000 m; de bedieningsgebouwen in de toeritten fungeren ook als vluchtschachten.

De belangrijkste verschillen tussen het Referentie Ontwerp en het voorontwerp (en het ontwerp dat neergelegd is in het Tracébesluit HSL-Zuid) zijn:
- Toepassen van een 'kamelenrug' ten behoeve van de waterafvoer in de tunnel.
- Aanpassen van de lengte van het geboorde gedeelte.
- Opname van dwarsverbindingen ten behoeve van vluchtregime.
- Verschuiving van de overgang open/gesloten in Toerit Noord van km 29.610 naar km 29.78.
- Verschuiving van het bedieningsgebouw in Toerit Noord van km 29.6 naar km 29.7. Deze verschuiving is mogelijk gemaakt door het verlengen van de tunnel en sluit goed aan bij de inpassingseisen met betrekking tot de locatie van het gebouw.
- In Toerit Zuid is het gestempelde deel van de open bak vervangen door een open bak met schijndak. Voor de omgeving blijft het uiterlijk van de open bak ongewijzigd.

De tunnel loopt onder de volgende polders, (water)wegen en spoorlijn door:
1. km 22.610, Zuidschacht – Westeinde
2. km 23.215, Eerste tocht
3. km 24.450, Polder Groenendijk
4. km 26.150, Spoorlijn Alphen – Leiden
5. km 27.200, Hoge Rijndijk
6. km 27.350, Oude Rijn
7. km 27.400, Achthovenweg
8. km 28.200, Polder Achthoven (Holoceen zand in de kruin)
9. km 28.350, Polder Achthoven (klei in de zool van de tunnel)
10. km 29.450, Does
11. km 29.595, Noordschacht – Does

3.3.1.2 Toeritten en vluchtschachten

Toeritten
De toeritten van de boortunnel worden gebouwd binnen bouwkuipen van dam- en combiwanden, trekpalen en onderwaterbeton.

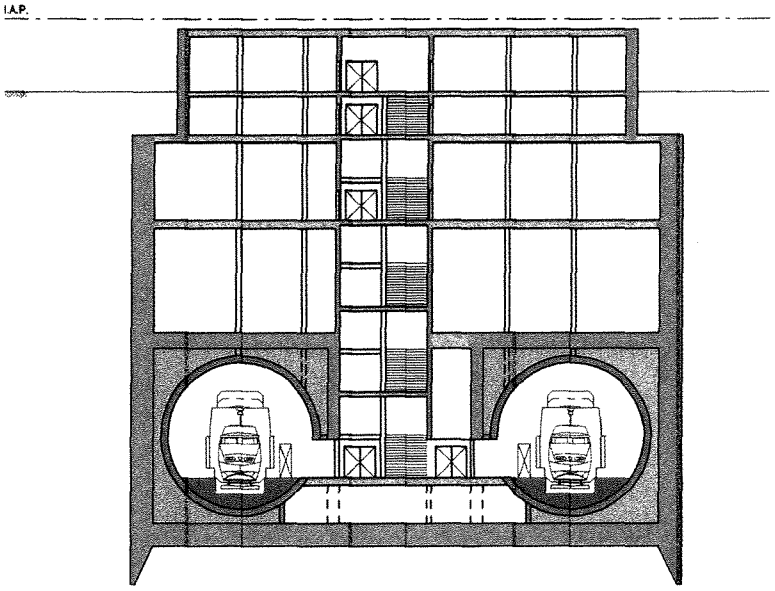
De zuidelijke toerit bij Westeinde heeft een totale lengte van 830 meter en is onderverdeeld in een gesloten deel met een lengte van 190 meter, een deel met een zogenaamd schijndak met een lengte van 210 meter en een open gedeelte. Het schijndak zorgt voor een geleidelijke overgang van het vrije doorstroomprofiel van de boortunnel naar de open toerit. Bovendien heeft het dak een stempelfunctie. De breedte van de toerit bedraagt ter plaatse van het diepste gedeelte ruim 30 meter en ter plaatse van het einde van de open toerit circa 13 meter.

De noordelijke toerit heeft een totale lengte van 780 meter, waarvan het diepste gedeelte over een lengte van 170 meter gesloten is. Ook bij de noordelijke toerit verloopt de breedte van ruim 30 meter bij het gesloten deel naar circa 13 meter bij het einde van de toerit.

Vluchtschachten
De vluchtschachten dienen als vluchtmogelijkheid voor treinreizigers om in het geval van calamiteiten in de tunnel veilig en snel het maaiveld te kunnen bereiken. De schachten mogen volgens NS-eisen niet verder dan 2000 m uit elkaar worden aangelegd. Voor het Referentie Ontwerp is aangenomen dat de schachten voorafgaand aan de passage van de boormachines gereed dienen te zijn.

De vluchtschachten worden alle drie als pneumatisch afgezonken caissons aangelegd. Bij alle drie is inspectie van de voor- en achterkant van de TBM tijdens het doorhalen mogelijk. De boormachines boren door een opening in de wand van de schacht heen en komen zo in een blok van lage sterkte mortel waarin de mogelijkheid zich voordoet de graafkamer onder verhoogde luchtdruk te zetten en zodoende controle, onderhoud en reparaties aan het graaffront uit te voeren. Te denken valt aan het wisselen van snijelementen en het vervangen van staartafdichtingen.

De dwarsverbindingen tussen de tunnels en de vluchtschachten Achthoven, N11 en Bent zijn geïntegreerd in de constructies zelf. De aansluiting moet door het verbeteren van grond gerealiseerd worden. De schachten Bent en Achthoven liggen met het diepste punt op NAP -37 m.



Figuur 3.3 Dwarsdoorsnede vluchtschacht.

3.3.1.3 Boortunnel

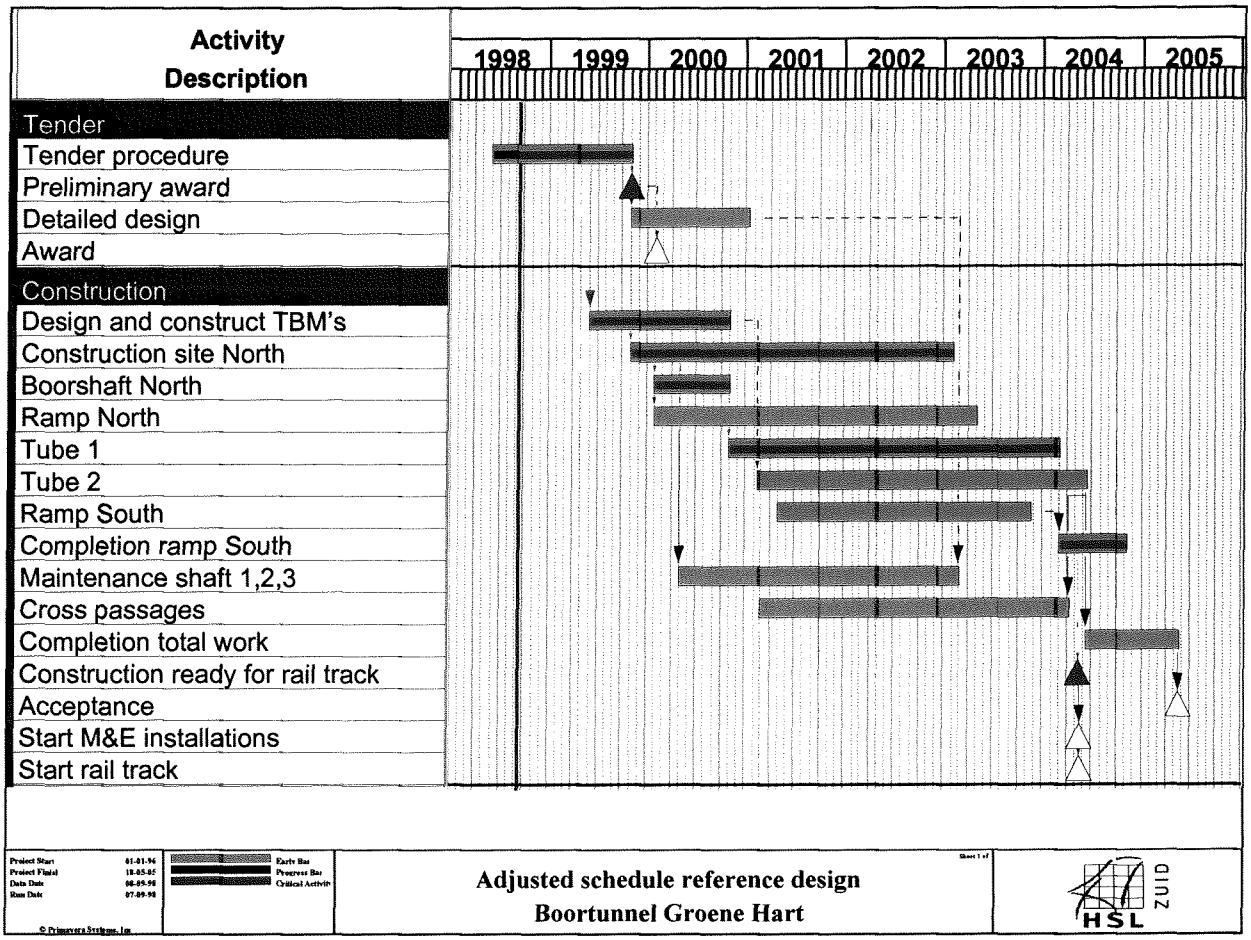
Voor de inwendige diameter van de tunnel van het Referentie Ontwerp geldt een maat van 9.54 meter. Deze diameter wordt bepaald door het benodigde vrije oppervlak van 60 m² ten behoeve van de luchtdrukproblematiek. De dikte van de lining bedraagt 0.45 meter (exclusief brandwerende laag).

Voor het Referentie Ontwerp wordt uitgegaan van het boren van de tunnels met twee vloeistofschild TBM's. De ring, opgebouwd door de TBM, bestaat uit zeven segmenten en een sluitsteen.

3.3.2 Tijdsplanning

Belangrijkste uitgangspunten voor de planning is de inzet van twee TBM's die vijf dagen per week 12 m/dag boren. Bij 5 dagen per week en 24 uur per dag, kan een gemiddelde van 60 m/week gehaald worden.

De civiele (onderbouw)constructie moet mei 2004klaar zijn (eerste geboorde tunnel) voor de bouw van het spoor en de installaties. De dwarsverbindingen moeten op dat tijdstip ook klaar zijn; de dwarsverbindingen dienen gelijktijdig aangelegd te worden met de tunnel. De onderhouds- en veiligheidsschachten moeten klaar zijn voor de passage van de TBM. Mei 2005 moet de gehele tunnel bedrijfsklaar zijn.



Figuur 3.4 Tijdsplanning.

3.3.3 Dwarsverbindingen

Zie ook bijlagen 3, 4 en 5.

Locaties van de dwarsverbindingen:

1. km 22.800
2. km 23.100
3. km 23.400
4. km 23.700
5. Vluchtschacht Bent, km 24.000
6. km 24.300
7. km 24.600
8. km 24.900
9. km 25.200
10. km 25.500
11. km 25.800
12. Vluchtschacht N11, km 25.935
13. km 26.235
14. km 26.535
15. km 26.835
16. km 27.135
17. km 27.435
18. km 27.735
19. Vluchtschacht Achthoven, km 28.000
20. km 28.300
21. km 28.600
22. km 28.900
23. km 29.200
24. km 29.400

De dwarsverbindingen zijn ingetekend op bijlage 6 en 7; het geotechnisch lengteprofiel en overzicht boortunnel.

Enkele aspecten van het ontwerp van de dwarsverbindingen:
- Inwendige diameter 4000 mm en uitwendig 4300 mm.
- Aan beide kanten is afgesloten met een brandwerende deur.
- Breedte vluchtweg in de dwarsverbinding is 2400 mm en de hoogte 2300 mm.
- Lengte is circa 12 meter, 11 m boven en 14 m onder.
- Het hart van de dwarsverbinding ligt op ongeveer 1.3 meter onder het hart van de hoofdtunnel.

Enkele aspecten met betrekking tot de uitvoering van de dwarsverbindingen:
- Uitvoeringswijze met behulp van vriestechniek.
- Grondverbetering moet vanuit de tunnels plaatsvinden.
- Gelijktijdig construeren van tunnel en dwarsverbinding.
- Constructie van West naar Oost, vanuit de oostelijke tunnel dient geopend te worden.

Constructie van dwarsverbindingen
De bouw van de dwarsverbindingen wordt door middel van achtereenvolgende stappen uitgevoerd, waarbij bedacht moet worden dat de activiteiten vanuit beide buizen tegelijkertijd plaatsvinden:
1. Het doorlopende spoor naar de tunnelboormachine (TBM) wordt plaatselijk verhoogd aangelegd. Een rangeer- of opstelspoor ten behoeve van de dwarsverbinding wordt vóór de dwarsverbinding aangelegd (vóór de dwarsverbinding om het risico van aanrijding van personeel door een volle trein met segmenten te voorkomen). Verwachte tijdsduur is 1 week;
2. Er wordt een ondersteuning van de tunnellining aangebracht in de vorm van een ringvormige balk met verticale ondersteuning. Deze verticale ondersteuning dient zo mogelijk tevens als fysieke barrière tussen de bouwers van de dwarsverbindingen en het treinverkeer van en naar de TBM. Verwachte tijdsduur is 1 week;
3. De vriesinstallatie wordt geïnstalleerd en de vrieslansen worden door de segmenten aangebracht. Verwachte tijdsduur is 2 weken;
4. Vervolgens wordt vanuit beide buizen de grond bevroren. Verwachte tijdsduur is 4 weken;
5. Na meting van de waterspanning kan met een pilot-boring (kleine diameter) worden begonnen. De segmenten van de tunnelbuis worden verwijderd. Deze zijn ter plaatse van de dwarsverbindingen over een lengte van 6 ringen van staal om de optredende spanningen beter te kunnen opnemen. De kleine buis wordt voorzien van een tijdelijke ondersteuning. Vervolgens kan op enige meters afstand van de tunnelbuizen de diameter verder worden uitgebouwd en kan de definitieve lining van segmenten aangebracht worden. Er wordt dan in de richting van beide buizen teruggewerkt. Verwachte tijdsduur is 3 weken;
6. Tot slot dienen de beide aansluitingen uitgevoerd te worden. Dit is een risicovol en geduldig werk. De tunnelbuizen kunnen eventueel deels op de uitgevoerde dwarsverbindingen steunen. De ondersteuning van de tunnelbuissegmenten door het vrieslichaam dient uit oogpunt van veiligheid wel beetje bij beetje te worden weggenomen. De verwachte tijdsduur is 4 weken.

Uitvoering van bovenstaand proces betekent dus een doorlooptijd van 15 weken per dwarsverbinding. Om de totale doorlooptijd van de dwarsverbindingen in te passen in de beschikbare tijd is het noodzakelijk om per tunnelbuis 3 vriesinstallaties ter beschikking te hebben. De onderlinge volgtijd tussen de starttijden van twee dwarsverbindingen bedraagt 4 weken.

3.3.4 Logistiek van bouwproces

Een tunnel met een grote lengte en met de randvoorwaarde dat maar vanaf één zijde gebouwd mag worden staat tijdens de uitvoering van het gehele project onder grote tijdsdruk. De operatie is op zichzelf al een complex project, hetgeen alleen nog maar versterkt wordt door de noodzaak, uit tijdsdruk geboren, van het gelijktijdig uitvoeren van de bouw van 21 dwarsverbindingen vanuit de beide tunnelbuizen. De benodigde werkruimte in de buizen plus de bijbehorende transporten van aan- en afvoer van materialen voor de dwarsverbindingen zorgen voor een verstorende factor op de logistiek van het boorproces. Ze vormen zo een risico voor de haalbaarheid van de einddatum van de bouw.
Ten behoeve van het totale boorproces van ontgraven tot en met plaatsen van segmenten vindt er een veelheid aan logistieke activiteiten plaats: aanvoer van segmenten, bentoniet, grout, personeel, water, elektriciteit, onderdelen en evenzo afvoer van het slurry-mengsel, personeel, onderdelen, etc. Terwijl deze activiteiten plaatsvinden via òf rails òf pijpleidingen òf kabels, dienen tegelijkertijd de dwarsverbindingen te worden gebouwd. Dit zou een belemmering van de aan- en afvoer van materialen voor het boorproces kunnen vormen, maar gezien de grote diameter van de tunnel behoeft dit geen probleem te zijn.

In eerste instantie werd gedacht aan de noodzakelijkheid van twee sporen over de gehele lengte van de boortunnel uit oogpunt van bedrijfszekerheid, maar dit geeft mogelijkerwijs problemen ter plaatse van de dwarsverbindingen. Voor de bouw van de dwarsverbindingen is een vrije ruimte nodig, die indien mogelijk door een fysieke afbakening gescheiden wordt van doorlopende sporen. Hier is het niet mogelijk om twee sporen naast elkaar te laten lopen, tussen de dwarsverbindingen in echter wel. De noodzaak van twee

sporen is echter niet aantoonbaar. Zelfs bij een maximale productie van 120 m/week is het volgende aantal treinen nodig:

- Eén trein per 45 minuten voor de aanvoer van segmenten (passage van drie vervoersbewegingen).
- Eén trein per uur voor aanvoer van overige materialen of onderdelen (passage van twee vervoersbewegingen).
- Eén trein per uur voor personeel (passage van twee vervoersbewegingen).

Het maximale aantal vervoersbewegingen bedraagt zo niet meer dan zeven per uur ten behoeve van het boorproces. Hier dienen bij opgeteld te worden de treinen ten behoeve van de bouw van de dwarsverbindingen. Deze zullen echter naar alle waarschijnlijkheid niet meer dan één per uur bedragen. In totaal komt men dan op negen treinpassages per uur, oftewel één per zes á zeven minuten. Zelfs tijdens de aangenomen topproductie van 120 m/week behoeft dit dus geen onoverkomelijk bezwaar te zijn.

Gezien de krappe planning is het noodzakelijk met de bouw van de dwarsverbindingen te beginnen terwijl het boorproces van beide buizen nog bezig is. Een duidelijk nadeel hiervan is dat de activiteiten elkaar verstoren en daarmee dus risico's met betrekking tot de voortgang van het project met zich meebrengen. Om de beïnvloeding van beide activiteiten tot een minimum te beperken is het raadzaam met de bouw van de dwarsverbinding te beginnen op enkele honderden meters (ca. 300 m) afstand van de TBM. Dit om zowel elkaar niet te verstoren in de tunnel met uitvoeringswerkzaamheden als uit oogpunt van verstoring van de grond door twee onafhankelijke activiteiten.

Voor de bouw van de dwarsverbindingen dient een rangeer-/opstelspoor te worden aangelegd nabij de dwarsverbinding. De bouw vraagt een hoeveelheid specifiek materiaal, een onafhankelijke planning en uitvoering én aparte ploegen mensen. Materialen en gereedschappen zijn vriesinstallaties, vrieslansen, meetapparatuur, boor- en hakgereedschap, spuitbeton, stalen of betonnen segmenten, afdichtingsprofielen etc. Dit vraagt om een compleet eigen transportprogramma en inzet van "eigen" treinen. Uitvoering van het aanbrengen van een verticale ondersteuning van de ringen ter plaatse van de dwarsverbinding, levert een vrije werkruimte op van ca. 6 meter breedte. Dit moet voldoende zijn voor een onbelemmerde uitvoering.

4 Geologie en geohydrologie

4.1 Grondonderzoek

Oostelijke, westelijke en midden raai
In de eerste helft van 1998 is het fase 3 (laatste fase) grondonderzoek uitgevoerd. Op basis van de resultaten uit dit grondonderzoek, is het geotechnische lengteprofiel, daar waar nodig was, geactualiseerd. Het derde faseonderzoek omvatte globaal een verdubbeling van de omvang van het grondonderzoek. Het sondeernet is tot drie raaien sonderingen verdicht: een tussen de geplande tunnelbuizen en een aan weerszijde van de tunnelbuizen. In deze raaien bedroeg de sondeerafstand gemiddeld 100 meter. Ter plaatse van beide uiteinden van het geboorde tunnelgedeelte is de sondeerafstand gehalveerd. De gemiddelde onderzoeksdiepte in het geboorde tunneldeel bedraagt NAP –40 m. Ter plaatse van de vluchtschachten en toeritten is de maximale onderzoeksdiepte NAP –70 m en de minimale diepte NAP –40 m.

De onderzoekslocaties betreffen het boortunnel tracé van km 21.790 tot 30.320. De boortunnel zal hier onder de polders 'De Noordplas', 'Groenendijk' en 'Achthoven' worden geboord en "kruist" de dorpen Hazerswoude en Groenendijk. De onderzoekslocaties zijn niet gelegen in een grondwaterbeschermingsgebied.

De hierboven genoemde polders zijn voor zover bekend van oudsher in gebruik als agrarisch terrein. In Groenendijk is een klein industrieterrein aanwezig. Bij de tunneltoerit aan de noordzijde zijn enkele kleine kassen langs het tracé aanwezig.

4.2 Geologie en geohydrologie

Zie bijlage 8 voor het geotechnische lengteprofiel (middenraai) met legenda.

4.2.1 Opbouw ondergrond

4.2.1.1 Algemene geotechnische beschrijving

Het gebied waar het tracé van de boortunnel doorheen loopt, heeft tot aan de laatste ijstijd, het Weichseliën genaamd, onder invloed van de Rijn of voorlopers van de Rijn gestaan. De sedimenten die door de rivier de Rijn en in deze periode zijn afgezet behoren tot de Formatie van Kedichem/Tegelen en tot de Formatie van Urk. De oudste formatie die we in dit gebied aantreffen is de Formatie van Kedichem/Tegelen. Het onderscheid tussen enerzijds de Formatie van Tegelen en anderzijds de Formatie van Kedichem is op basis van de gebruikte gegevens niet te maken.

Tijdens de laatste ijstijd (het Weichseliën) lag er geen landijs in Nederland; de ondergrond was een groot deel van het jaar bevroren. Nederland was bedekt met toendra vegetatie (lage struiken en grassen). Deze begroeiing gaf weinig bescherming tegen erosie en afzetting van zand door de wind. In deze periode is de Formatie van Twente ontstaan (eolische afzettingen).

Aan het begin van het Holoceen, ongeveer 10.000 jaar geleden, begon de temperatuur weer te stijgen. Het buiten ons land aanwezige landijs begon te smelten en hierdoor trad er een zeespiegelstijging op. Onder deze gunstiger omstandigheden kon er een vegetatiedek ontstaan. De plantenresten hoopten zich vervolgens op tot veen. Doordat de zeespiegel sneller steeg dan de ophoging van het land door veenvorming, kon de zee het gebied penetreren en werd klei afgezet. Dit vond plaats tot ongeveer 5000 jaar geleden. Vanaf die tijd nam de snelheid in zeespiegelstijging af, waardoor in het gebied een dicht vegetatiedek kon ontstaan. Door het ophopen van de plantenresten ontstond een dik veenpakket. In het laatste gedeelte van het Holoceen, tot ongeveer de Middeleeuwen, nam de snelheid van de stijging van de zeespiegel weer toe waardoor de zee het gebied weer kon penetreren en sedimentatie van klei plaats kon vinden. Hiervan is in het onderzochte echter weinig te merken. Ten eerste omdat dit gebied te ver van de kustlijn lag en ten tweede omdat het onderzochte gebied voor een groot deel onder invloed heeft gestaan van de rivier de Rijn (zie geotechnisch profielen km 26.4 tot km 25.7). In de directe omgeving van het stroomgebied heeft de rivier oudere afzettingen geërodeerd (plaatselijk zelfs de sedimenten van de Formatie van Twente). Verder van het stroomgebied van de Rijn is op het veen klei afgezet. (Afzettingen van Tiel).

Na de Middeleeuwen heeft de mens duidelijk invloed gehad op de geologische ontwikkeling van het gebied. Door de aanleg van dijken is de invloed van de rivier de Rijn beperkt tot een zeer klein gebied. Bovendien heeft op grote schaal afgraving van veen, ten behoeve van de turfindustrie, plaatsgevonden. Dit is in de profielen waarneembaar tussen km 21.7 en km 24.1. De sedimenten die in het Holoceen zijn afgezet en die hierboven zijn beschreven worden gerekend tot de Westland Formatie.

De in het profiel onderscheiden sedimenten zijn op grond van hun ontstaanswijze en ouderdom onderverdeeld in formaties.

0A	Hoofdzakelijk zand	*Antropogene gronden*		*HOLOCEEN*
0B	Hoofdzakelijk klei			
0C	Hoofdzakelijk veen			
12	Klei, zwak siltig	*Afzettingen van Tiel*	*WESTLAND FORMATIE*	
13	Klei, zandig met zandlaagjes			
12A	Klei, zwak siltig humeus en veenstukjes			
14	Zand, matig grof, siltig			
14A	Zand, matig grof, siltig en kleilaagjes			
4	Veen	*Hollandveen*		
4A	Veen, kleiig			
6	Klei, siltig, plaatselijk humeus	*Afzettingen van Calais*		
6A	Klei, siltig, sterk humeus, plaatselijk met veenstukjes			
7	Klei, siltig tot sterk siltig, tot zand kleiig			
8	Zand, matig grof, siltig			
8A	Zand, kleiig met kleilaagjes q_c< 3 MPa			
8B	Zand, met kleilaagjes			
9	Veen	*Basisveen*		
21	Leem, zandig met zandlaagjes	*Formatie van Twente*		PLEISTOCEEN
22	Zand, matig fijn, siltig			
34	Zand, uiterst grof, fijn grindig	*Formatie van Urk*		
34A	Zand, uiterst grof, fijn grindig met siltlaagjes			
38	Zand, matig grof, siltig	*Formatie van Kedichem/Tegelen*		
38A	Klei, sterk siltig met zandlaagjes			
38B	Zand, matig grof, siltig met kleilaagjes			
38C	Veen (verkoold)			

Tabel 4.1 Lithostratigrafische legenda.

4.2.1.2 Beschrijving van lithostratigrafische eenheden (van oud naar jong)

Formatie van Kedichem/Tegelen (Pleistoceen, nrs. 38, 38A, 38B en 38C)
De Formatie van Kedichem/Tegelen bestaat uit matig grove zanden, siltig en plaatselijk met kleilaagjes, die door een rivier zijn afgezet. De onderkant van deze afzettingen is nergens in dit gebied aangetroffen. De top van deze formatie ligt rond NAP -37 m. De top van de formatie is echter niet in het hele gebied op deze diepte aangetroffen, omdat de bovenkant op verschillende plaatsen geërodeerd is.

Opvallend aan deze formatie is het voorkomen van een sterk siltige kleilaag die aan de top van de formatie ligt. Deze kleilaag is het duidelijkst aangetroffen tussen km 23.5 en km 25.2.

Formatie van Urk (Pleistoceen, legendanummers 34 en 34A)
De Formatie van Urk bestaat uit zeer grove zanden met grind die door een rivier zijn afgezet. De formatie ligt discordant op de Formatie van Kedichem/Tegelen (discordant wil zeggen dat het materiaal pas na een significante periode van erosie is afgezet). De onderkant van deze formatie ligt rond NAP -37 m. De top van deze zeer grove zanden ligt rond NAP -30 m. Tijdens de periode van afzetting van deze formatie heeft de rivier veel verschillende stromingspatronen gehad. Van een verwilderd stromingspatroon tot een meanderend stromingspatroon. Hierdoor kan het voorkomen dat plaatselijk geen grind wordt aangetroffen en dat op andere plaatsen grind in zogenaamde banken voorkomt.

Formatie van Twente (Pleistoceen, legendanummers 21 en 22)
Deze formatie is afgezet door wind, sneeuw en stromend water in het toendra-achtige klimaat van het Weichseliën. De afzettingen bestaan hoofdzakelijk uit fijne zanden met plaatselijk enkele leemlaagjes. Tevens worden in deze formatie leemlagen aangetroffen (km 23.0 tot km 24.6, tussen km 25.0 en 27.0 en nabij km 30. De onderkant van deze formatie ligt rond NAP - 30 m. De top van deze formatie die aan de top fijner is dan aan de basis ligt op circa NAP -12 m. Tussen km 22.5 en km 23.5 is de top van de formatie door mariene activiteit geërodeerd en zijn mariene zanden uit het Holoceen afgezet. Ter plaatse van de rivier de

Rijn (km 26.6 tot km 28.3) is de top van de formatie door fluviatiele activiteit geërodeerd en zijn fluviatiele zanden uit het Holoceen afgezet.

Westland-Formatie (Holoceen)
Alle in het onderzochte gebied voorkomende holocene afzettingen behoren tot de Westland-Formatie. De Westland-Formatie bestaat uit de mariene sedimenten van de Afzettingen van Calais, de organische afzettingen van het Basisveen en het Hollandveen, en uit de fluviatiele sedimenten van de Afzettingen van Tiel.

Basisveen (legendanummer 9)
Tot het Basisveen hoort alleen de veenlaag die direct op het pleistocene zand ligt. Op een aantal plaatsen is deze veenlaag door latere erosie verdwenen (zie km 22.5 tot km 23.5 en km 26.6 tot km 28.3). Het Basisveen is nooit dikker dan 1 meter.

Afzettingen van Calais (legendanummers 6, 6A, 7, 8 en 8A)
De sedimenten van de Afzettingen van Calais zijn afgezet in een milieu dat vergelijkbaar is met het Waddengebied. In de geulen worden siltige, kleiige zanden (legendanummer 7, 8 en 8A) afgezet en op de hogere delen, de kwelders, worden kleien (legendanummers 6 en 7) afgezet. Op de kwelders kon plantengroei ontstaan waardoor de kleien ook humeus en/of venig kunnen zijn. Na verloop van tijd trok de zee zich terug en bleef de invloed beperkt tot een aantal kleine stroompjes. In die stroompjes werden venige kleien en zanden afgezet.

Hollandveen (legendanummer 4)
Het Hollandveen omvat alle holocene veenlagen met uitzondering van het hierboven genoemde Basisveen. Buiten de invloedssfeer van de rivier de Rijn ligt het Hollandveen aan de oppervlakte. In het invloedsgebied van de Rijn is het veen van het Hollandveen opgeruimd of wordt het bedekt met een kleilaag van de Afzettingen van Tiel. Van km 21.7 tot km 24.1 is een groot deel van het veen afgegraven. Dit komt tot uiting doordat het maaiveld op dit gedeelte van het tracé lager ligt.

Afzettingen van Tiel (legendanummers 12, 12A, 13, 14 en 14A).
Deze afzettingen worden alleen maar in de nabijheid van de rivier de Rijn aangetroffen (km 26.6 tot km 28.3). De dikte van deze afzettingen varieert tussen enkele decimeters (voornamelijk klei) tot 20 meter (voornamelijk zand). Het zand (legendanummers 14 en 14A) is afgezet in de hoofdgeul van de rivier. Buiten de hoofdgeul van de rivier zijn de kleiige afzettingen (legendanummers 12, 12A en 13) afgezet.

Antropogene gronden (legendanummers OA, OB en OC)
Tot de antropogene gronden worden alle door de mens opgebrachte of geroerde gronden gerekend. Aan het maaiveld ligt meestal een laag van ongeveer een halve meter grond die door de mens is beïnvloed. Om de uit veen bestaande toplagen meer begaanbaar te maken, is op veel plaatsen klei of zand door het veen geploegd. Hierdoor is een wat kleiige, zandige veenlaag ontstaan die tot de antropogene gronden wordt gerekend.

Tabellen met parameters:

code	gemiddelde waarden						
	γ_{gem} [kN/m^3]	$\gamma_{sat;gem}$ [kN/m^3]	c'_{gem} [kPa]	φ'_{gem} [°]	Ψ'_{gem} [°]	ν'_{gem} [-]	$E_{oed;gem}$ [MPa]
OA	18,0	20,0	0	32,5	2,5	0,33	
OB	15,5	15,5	5	20,0	0	0,40	
OC	10,5	10,5	3	20,0	0	0,45	
12	14,5	14,5	3	20,0	0	0,40	
13	16,0	16,0	2	22,5	0	0,38	
12A	12,0	12,0	1	17,5	0	0,43	
14	17,6	19,6	0	35,0	5,0	0,33	33,0
14A	17,2	19,2	0	30,0	0	0,37	14,0
4	10,6	10,6	2	20,0	0	0,45	
4A	11,0	11,0	2	20,0	0	0,44	
6	14,3	14,3	2	20,0	0	0,40	
6A	12,5	12,5	1	17,5	0	0,43	
7	16,8	16,8	5	22,5	0	0,38	
8	17,5	19,5	0	32,1	2,1	0,33	28,0*
8A	17,5	17,5	1	29,0	0	0,36	4,5
9	10,8	10,8	5	20,0	0	0,45	
21	17,5	17,5	3	30,0	0	0,40	12,0
22	17,9	19,9	0	33,8	3,8	0,33	47,0
34	18,2	20,2	0	31,9	1,9	0,33	64,0
34A	17,6	19,6	0	31,0	0	0,36	55,0
38	18,1	20,1	0	30,5	0,5	0,33	65,0
38A	19,5	19,5	6,5	27,5	0	0,40	26,0
38B	18,1	20,1	2	31,0	0	0,37	52,0
38C	14,0	14,0	7	27,5	0	0,35	13,0

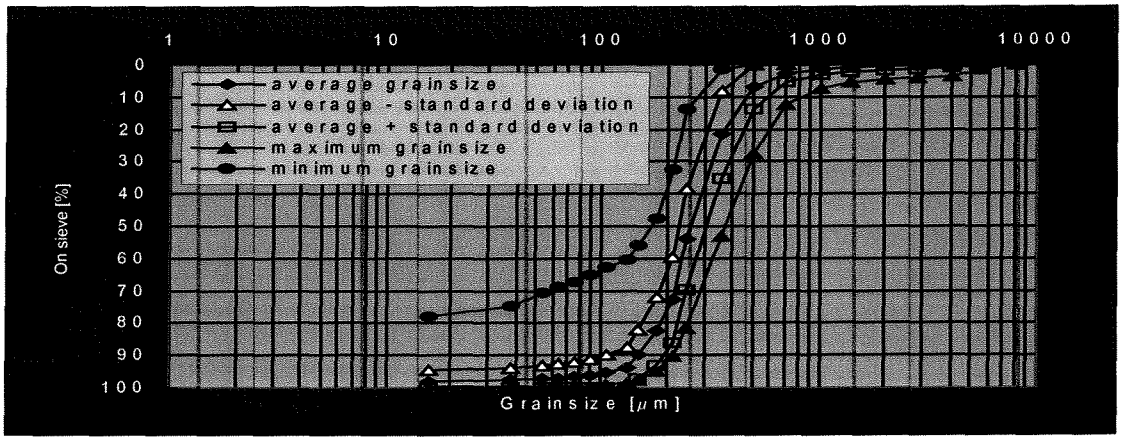
* alleen geldig beneden circa NAP -10 m

Tabel 4.2 Volumieke gewichten en sterkte parameters, gemiddelde waarden.

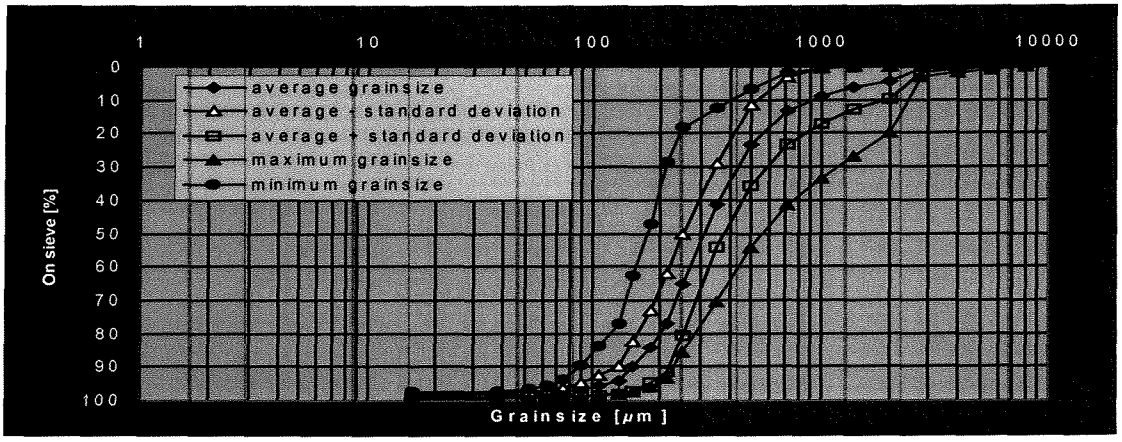
Als gemiddelde waarden voor de dichtheden kan aangehouden worden:
- Veen, 10.5 Kn/m^3.
- Klei, 14 Kn/m^3.
- Zand, 20 Kn/m^3.

4.2.1.3 'Laag 22 en 34'

De tunnel ligt in twee soorten zandlagen. De onderkant ligt in de formatie van Urk (34: zand zeer grof). Het grootste deel ligt in de formatie van Twente (22: zand, matig fijn, siltig, lokaal komen leemlenzen voor(21)) Het diepste gedeelte van de tunnel ligt op NAP – 33.0 meter. De zandlagen in de formatie van Twente en Urk hebben een dikte van 10 tot 15 meter, de gemiddelde relatieve dichtheid is 50-65%, er zijn echter ook sublagen gevonden met een dichtheid van 10-15%. Het losgepakte zand heeft een ongedraineerde schuifsterkte van 1.7 tot 2.2 Kpa. Een van de gevolgen is een verhoogd risico voor liquefactie tijdens het boren.



Figuur 4.1 Korrelverdeling van formatie van Twente (22).



Figuur 4.2 Korrelverdeling van formatie van Urk (34).

Voor de Pleistocene zanden kan in het kort gezegd worden:
- Gemiddeld fijn tot grof.
- Zeer los tot dicht gepakt.
- Liquefactie risico.
- Aanwezigheid van wat grind (0.1 m diameter)

De Holocene cohesieve lagen worden ook wel 'dik water' genoemd.

4.2.2 Grondwater

4.2.2.1 Grondwater(stand)

Vanaf maaiveld is de bodemopbouw zeer globaal als volgt (Grondwaterkaart van Nederland):

kilometer	m-mv	Beschrijving deklaag	Kwel/infiltratie	Maaiveldhoogte (m) t.o.v. NAP
21.7 - 24.1	0 - 4 tot 0 - 7	Klei, zwak tot sterk siltig klei	Kwel	-5.5 tot –4.5
24.1 - 26.0	0 – 3 3 - 7	Veen Klei, zwak tot sterk siltig, humeus	Infiltratie	
26.0 – 28.1	0 – 3 3 - 7	Klei, zwak siltig Zand, matig grof, licht siltig	Infiltratie	
28.1 - 30.3	0 – 2 2 – 3 3 – 10	Klei, zwak siltig Veen Klei, zwak tot sterk siltig, humeus	Infiltratie	-2

Geconcludeerd kan worden dat in het zuiden kwel optreedt en in het noorden enige infiltratie.

Een geohydrologische schematisering kan voor de verschillende lagen van de ondergrond gemaakt worden:

Deklaag
De slecht doorlatende deklaag wordt gevormd door de Westland Formatie. Deze formatie kan nader worden onderverdeeld in sedimenten die in een voorgaande paragraaf zijn beschreven.
De deklaag heeft in het afgeveende zuidelijk deel van het tracé (km 21.7 tot km 24.1) een dikte van 4 tot 7 m en bestaat voor het grootste deel hoofdzakelijk uit klei en in enkele gedeelten hoofdzakelijk uit veen. Het maaiveld bevindt zich hier op een niveau van NAP –5.5 à –4.5 m.

Van km 24.1 tot aan het invloedsgebied van de (Oude) Rijn ligt hier bovenop een circa 3 m dikke veenlaag.

Vanaf km 26.0 neemt het aandeel zand, afgezet door de Rijn, sterk toe en deze afzettingen lopen door tot km 28.5. Vanaf km 28.5 tot de toerit aan de noordzijde wordt een deklaag van circa 10 m dik aangetroffen, waarbij het maaiveld op circa NAP -2 m ligt.

De onderzijde van de deklaag wordt voor het grootste deel van het tracé gevormd door het basisveen. Dit Basisveen is niet dikker dan 1 m en op enkele plaatsen in het geheel niet aanwezig; met name als gevolg van insnijdingen van de Rijn in de pleistocene afzettingen. Het Basisveen ligt op het Pleistoceen op een diepte van circa NAP -12 m.

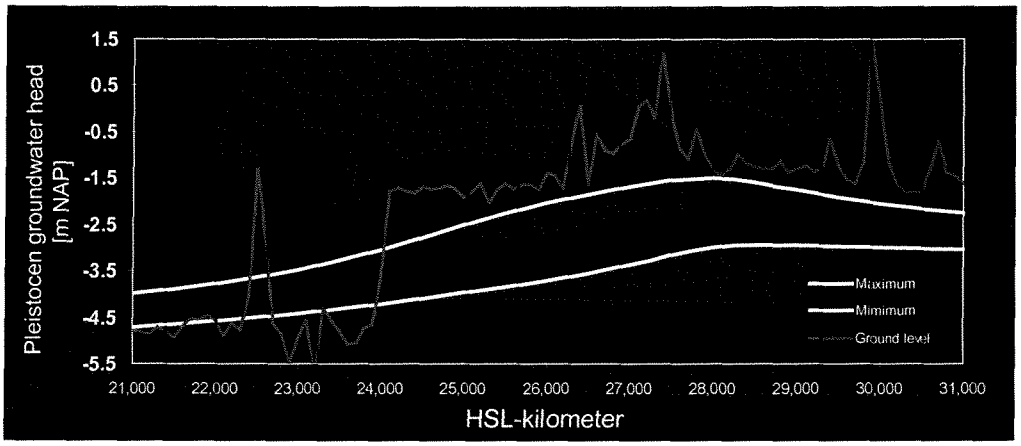
Eerste watervoerende pakket
Het eerste watervoerende pakket bestaat uit de goed doorlatende Formaties van Twente en van Urk. De Formatie van Twente bestaat uit fijn zand (dekzand) en matig fijn tot matig grof zand en enkele ingeschakelde leemlagen die voornamelijk wat meer aan de onderzijde van het pakket voorkomen. De dikte van deze Formatie bedraagt 5 à 15 m. De Formatie van Urk ligt onder de Formatie van Twente en bestaat uit overwegend matig fijne tot grove zanden en is in het algemeen iets grover dan de Formatie van Twente. Lokaal komt fijn grind met siltlaagjes voor. De dikte van deze Formatie bedraagt circa 10 à 25 m.

De dikte van het gehele eerste watervoerende pakket varieert over het boortunneltracé van 25 tot waarschijnlijk 40 m.

Eerste scheidende laag
De eerste scheidende laag bestaat uit de slecht doorlatende Formatie van Kedichem/Tegelen. Door erosie vertoont de bovenzijde van deze formatie een onregelmatig reliëf. Deze formatie is niet overal in het grondonderzoek aangetroffen, daar de onderzoeksdiepte voor het grootste deel van het tracé beperkt was tot een diepte van 40 m onder het maaiveld. De eerste scheidende laag heeft een dikte van 10 à 25 m.

Tweede watervoerend pakket en dieper
Uit Regis-afbeeldingen blijkt verder dat het tweede watervoerende pakket een dikte heeft van 70 à 80 m en hiermee op een diepte van circa NAP -60 tot circa NAP -135 m ligt.

De tweede scheidende laag heeft een dikte van 10 à 25 m.
Het derde watervoerende pakket heeft een dikte van 80 à 120 m.
De geohydrologische basis wordt aangetroffen op een diepte van circa NAP -270 m.



Figuur 4.3 Stijghoogte grondwater Pleistocene WVP.

De stijghoogten van het freatische grondwater en het grondwater in het eerste watervoerende pakket in het invloedsgebied van de Oude Rijn corresponderen op een aantal plaatsen waarschijnlijk in redelijke mate. Verder geldt dat de seizoensgebonden fluctuatie van de stijghoogte in dit gebied groter is dan in het omliggend polderland met sterk waterremmende toplagen.

Het freatisch vlak is nagenoeg gelijk aan het grondniveau, in het zuidelijke deel van de geboorde tunnel is het vlak ongeveer 1.5 meter onder het maaiveld gelegen. Voor de freatische grondwaterstanden kan voor het grootste deel van het boortunneltracé het maaiveld als maatgevend niveau worden aangehouden.

De gemiddelde stijghoogte in het eerste watervoerend pakket ligt volgens het grondwaterplan van Zuid-Holland [PZH ongedateerd] op ongeveer NAP –2.5 m nabij Hoogmade en op ongeveer NAP – 4 m nabij Hazerswoude-Dorp.

De gemiddelde stijghoogte in het tweede watervoerend pakket ligt volgens [PZH ongedateerd] op ongeveer NAP – 3 m nabij Hoogmade en op ongeveer NAP – 4 m nabij Hazerswoude-Dorp.

In onderstaande tabel staan de aangehouden polderpeilen weergegeven, afkomstig van de desbetreffende waterschappen.

Polder	Zomerpeil t.o.v. NAP	Winterpeil t.o.v. NAP
Bospolder	-2.20	-2.30
Polder Achthoven	-1.80	-1.90
Polder Groenendijk	-1.90 à -2.20	-2.00 à -2.40
Polder de Noordplas	-6.40	-6.40

Tabel 4.3 Polderpeilen boortunneltracé.

Peilen waterlopen
Voor zowel de Oude Rijn als de Does dient een waterstand te worden aangehouden van het Boezempeil van Hoogheemraadschap Rijnland van NAP –0.60 m. Als rekenwaarde gelden standen van NAP –0.60 m ± 0.25 m. Voor de andere waterlopen dienen de polderpeilen te worden aangehouden als minimale stand en maaiveld als maximale stand. In geval van hevige regenval in korte tijd kan het namelijk voorkomen dat de gemalen van de polders niet op de boezem kunnen lozen of wellicht in een uitzonderlijke situatie de toestroom van hemelwater niet kunnen bijhouden waardoor in de sloten het polderpeil niet kan worden gehandhaafd.

Er dient rekening mee te worden gehouden dat ten gevolge van de aanleg van de tunnel en de blokkade van de grondwaterstroming een opstuwing in het watervoerend pakket kan plaatsvinden. Volgens uitgevoerde globale berekeningen [GD 1998c] kan de opstuwing aan de bovenstroomse zijde van de noordelijke toerit waar de grondwaterstroming vrijwel haaks op het tunneltracé is, circa 0.15 m bedragen.

4.2.2.2 Grondwaterstroming

Uit een vergelijking van grondwaterstanden en stijghoogtepatronen kan het volgende worden afgeleid:

In het gebied tussen Hoogmade en Hazerswoude-Rijndijk, oostelijk van Leiden, treedt infiltratie van grondwater op door de slechtdoorlatende toplagen. In de diepere polders van de droogmakerijen treedt kwel van grondwater vanuit het watervoerend pakket op. Polder de Noordplas kent de grootste kwelflux in deze regio.

Als gevolg van de ligging van diepe polders in de regio treedt een grondwaterstroming op in het eerste watervoerende pakket die aan de noordkant van het boortunneltracé (km 28 t/m km 31) in oostelijke richting is en aan de zuidkant van het tracé (km 21 t/m km 23) in zuidelijke richting. De stroming veroorzakende gradiënt van de stijghoogte is ongeveer 0.25 m stijghoogteverschil per 500 meter afstand.

De eerste schattingen van de grondwaterstroming geven een gemiddelde stroomsnelheid (Darcy snelheid) van 0.01 à 0.05 m/dag. De extreme schatting is 0.75 à 0.85 m/dag.

4.3 Chloridegehalte en verontreinigingen

4.3.1 Chloridegehalte

In bijlage 9 en 10 zijn de chloridegehaltes weergegeven, zoals deze verkregen zijn uit geleidbaarheidssonderingen. De zes metingen op bijlage 9 zijn terug te vinden op bijlage 10, bij de verticale zwarte strepen.

Ter plaatse van de Oude Rijn beweegt zich door de ondergrond een 'schoen' van zoet water richting de polder in het zuiden. Zoals in de metingen te zien is, is er bij de geplande Toerit Noord een zeer hoge concentratie van chloride. Dit bestaat uit 'oud' water (5000 jaar oud) dat door de zeer lage grondwaterstroming vrijwel niet verplaatst. Plaatselijk kunnen concentraties tot 4500 mg/l verwacht worden. De legenda geeft verdere uitleg over de tekeningen en grafieken.

De gevonden gehalten aan chloride zijn indicatief maar geven aanleiding tot de veronderstelling dat het chloride-gehalte in het boortunnelzand waarschijnlijk onder de 200 mg/kg ds zal blijven. Daarmee is het zand (mits er geen andere verontreinigingen aanwezig zijn) vrij te verwerken. Blijkt het chloride-gehalte bij nader onderzoek hoger te zijn dan dient uitloogonderzoek te worden uitgevoerd om vast te stellen of het zand als categorie-1 bouwstof mag worden toegepast in een werk.

4.3.2 Verontreinigingen

In het tracé van de boortunnel (ten oosten van Leiden) is enig onderzoek gedaan naar de kwaliteit van de grond en het grondwater. Hierbij zijn tijdens de boringen ten behoeve van het geotechnisch onderzoek ook grond- en grondwatermonsters voor milieuonderzoek genomen. Aangezien bij de geotechnische boringen niet conform de (strenge) eisen voor milieuboringen wordt gewerkt zijn deze resultaten niet 100 % betrouwbaar. Ze geven wel een indicatie voor de milieuomstandigheden ter plaatse.

In enkele peilbuizen verdeeld over het hele boortunnel tracé zijn verhoogde gehaltes aan vluchtige aromaten en gehalogeneerde koolwaterstoffen aangetroffen. De verhoogde gehaltes zijn alleen in de ondiepe peilbuizen (maximaal 7.5 m-mv) aangetoond. Geografisch gezien lijken deze verontreinigingen vrij algemeen voor te komen in het gebied.

De gehaltes aan macroparameters chloride, ijzer, N-Kjeldall en incidenteel ammonium-N en sulfaat liggen boven de voorlopige lozingseisen.

In een tweede analyseronde (met gefiltreerde monsters) zijn verhoogde gehaltes aan zware metalen aangetroffen ten opzichte van de streefwaarde. Er is geen ruimtelijke begrenzing van de verontreiniging met zware metalen aan te geven. In één peilbuis (12477H) wordt een overschrijding van de toetsingswaarde voor nikkel aangetroffen.

Van de overige componenten is een verhoogde concentratie aan Nikkel waargenomen op een aantal locaties. Deze concentratie zou veroorzaakt kunnen zijn door de methode van werken bij het nemen van de grondmonsters. Vooralsnog wordt ervan uitgegaan dat de grond niet verontreinigd is. Verder onderzoek moet hierover uitsluitsel geven.

4.4 Obstakels en andere fenomenen in de ondergrond

4.4.1 Obstakels in de ondergrond

Bij "kunstmatige" obstakels kan ondermeer gedacht worden aan:
- Funderingen van opstallen en verwijderde funderingen.
- Ophogingen, gronddepots.
- Oude watergangen.
- Ontgravingen.

Rekening dient te worden gehouden met de volgende potentiële ondergrondse obstakels:
- km 27.050, panden met onbekende paallengte.
- km 25.600, mogelijk nog een fundering van een verdwenen huis aanwezig.
- km 26.000, mogelijk nog een fundering van een verdwenen huis aanwezig.
- km 27.900, mogelijk nog een fundering van een verdwenen huis aanwezig.
- km 29.590, mogelijk nog een fundering van een verdwenen huis aanwezig.

Volgens oude luchtfoto's stonden er op de aangegeven locaties vier bebouwingen. Deze bevonden zich boven beide geplande assen. Uitgezocht moet worden of deze bebouwingen op palen waren gefundeerd. Mocht dit het geval zijn dan is de vraag of de palen ooit getrokken zijn, dit in verband met de kans op een blow-out tijdens het boorproces. Op basis van het geotechnisch lengteprofiel bestaat er een grote kans op fundaties op palen.

Er worden verder geen archeologische sites en explosieven verwacht.

4.4.2 Fenomenen in de ondergrond, die van invloed op het boren kunnen zijn

Bij het bouwen in de ondergrond worden de pleistocene formaties als substraat beschouwd. Met andere woorden; het Pleistoceen wordt als de basis voor geotechnische constructies beschouwd. Bij een bouwwerk op het oppervlak staat de fundering in de "vaste zandlagen" van het Pleistoceen. Een tunnel ligt meestal op of in de "vaste zandlagen" van het Pleistoceen. Derhalve is het van belang om te weten of in de geologische geschiedenis de zandpakketten van het Pleistocene in een later stadium (in het Holoceen) zijn geërodeerd en depositie van cohesieve materialen (klei en veen) heeft plaatsgevonden.

Ten tijde van het Holoceen heeft op twee niveaus erosie en depositie plaatsgevonden. Door de rivier de Rijn heeft erosie plaatsgevonden en door lokale stroompjes/geultjes heeft erosie plaatsgevonden. De rivier de Rijn kan tot grote diepte in de pleistocene zandlagen hebben ingesneden. De stroomsnelheid van de rivier is echter altijd zo groot geweest dat de gevormde geulen met zandig materiaal zijn opgevuld. Opvulling van de geulen met klei heeft in het onderzoeksgebied niet plaatsgevonden. De kleine lokale geultjes hebben in de meeste gevallen niet tot in de pleistocene zandlagen ingesneden. Over het gehele tracé zullen geen diepe geulopvullingen met klei worden aangetroffen. Deze hypothese wordt door de uitgevoerde sonderingen bevestigd.

Een ander belangrijk voorkomend probleem voor het boren is de aanwezigheid van grind en met name van grindbanken. Als we naar de opbouw van de pleistocene ondergrond, ter plaatse van het tracé kijken, dan zien we de Formatie van Twente op de Formatie van Urk en deze weer op de Formatie van Kedichem/Tegelen. De Formatie van Twente is door de wind afgezet. Deze formatie is opgebouwd uit fijn zand (tussen 90 μm en 350 μm). Heel plaatselijk kunnen in dit fijne zand grindsnoertjes voorkomen. Het gaat hierbij om snoertjes van 1 tot 2 centimeter dik, over een lengte van enkele meters. Aan de basis van de Formatie van Twente kunnen verspreid enkele grindjes voorkomen.

De Formatie van Urk en de Formatie van Kedichem/Tegelen zijn door een sterk meanderende rivier afgezet (een voorloper van de huidige rivier de Rijn). Dit betekend dat de afgezette sedimenten grof tot zeer grof zijn. Hoofdzakelijk zullen deze formaties bestaan uit grove grindhoudende zanden. Uit de sonderingen kan worden geconcludeerd dat van NAP -30 tot NAP -38 meter over bijna het gehele tracé een laag voorkomt die een hoge concentratie grind bevat. Er dient hierbij te worden opgemerkt dat het uit de sonderingen moeilijk is op te maken of een laag in hoofdzaak uit grind bestaat. In één boring, die dieper dan NAP –30 meter is uitgevoerd, is grind aangetroffen met een bijmenging van grof zand. Dit is echter zeer plaatselijk en we spreken daarom van grindbanken. Plaatselijk is op deze diepte ook een zandlaag aangetroffen waarin geen grind is aangetroffen en waarvan de korrelgrootte middelfijn is.

Uit de boringen is gebleken dat plaatselijk in de Formatie van Urk stenen voorkomen. Voor zover uit de uitgevoerde boringen blijkt, hebben deze stenen een grootte tot 10 centimeter. Er kan worden aangenomen dat er geen lagen met een hoge concentratie aan stenen in voor zullen komen.

4.5 Ontgraven grond

Civieltechnische kwalitatieve eigenschappen
Op basis van het op dit moment beschikbare grondonderzoek is voor de tweebuizen-variant een gemiddelde korrelverdeling beschikbaar. Het ontgravingsproces levert een heterogeen mengsel op. In de onderstaande tabel staan waarden weergegeven afgeleid uit de gemiddelde korrelgrootteverdeling van de ontgraven grond, op basis van de op dit moment beschikbare gegevens. Over het tracé zullen de in onderstaande tabel vermelde percentages wisselen, afhankelijk van het aangeboorde grondprofiel; het betreft hier een gemiddelde korrelverdeling.

Korrelgrootte	Percentage
< 2 mm	0 %
< 20 mm	2 %
< 63 mm	3 %
< 90 mm	6 %
< 125 mm	13 %
< 180 mm	31 %
< 250 mm	53 %
< 1 mm	95 %
< 2 mm	98 %
< 4 mm	100 %

Tabel 4.4 Gemiddelde cumulatieve korrelgrootteverdeling boortunneltracé Referentie Ontwerp.

Op basis van het geotechnische lengteprofiel van de tunnel onder het Groene Hart blijkt dat voornamelijk de volgende grondlagen worden doorsneden:
- Formatie van Twente.
- Formatie van Urk.

Met gegevens, zoals deze op dit moment bekend zijn, kan de volgende schematisering worden opgesteld:

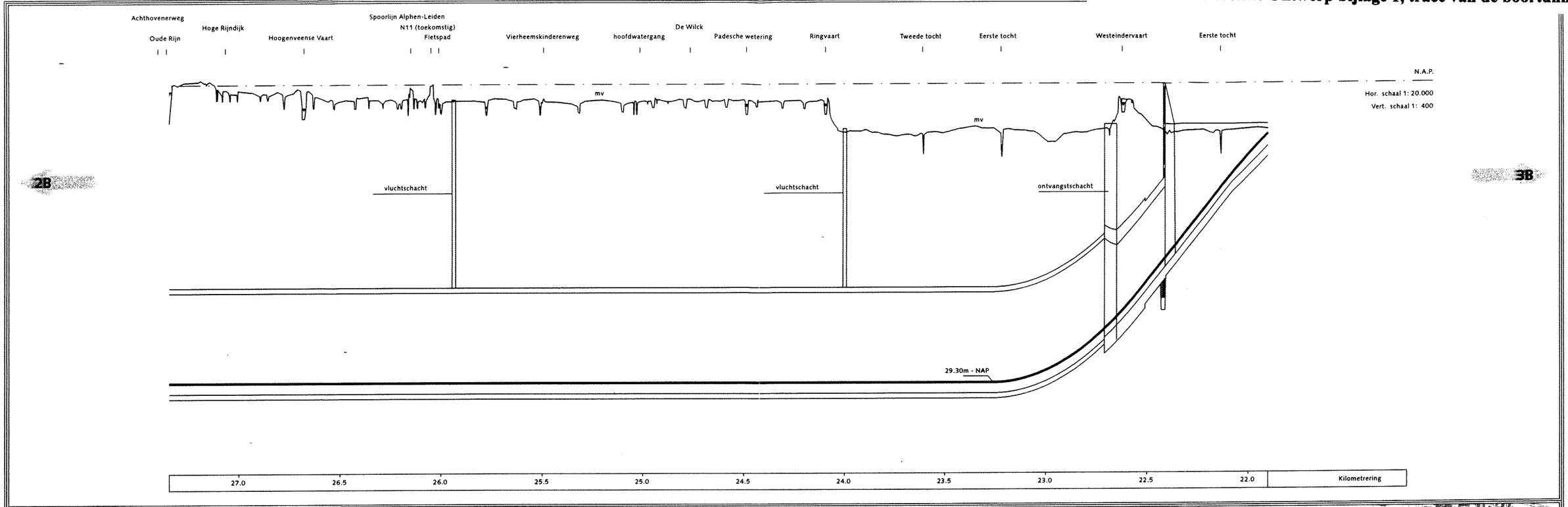
Sectie	Lengte (m)	Km aanduiding	Grondlaag	%	D_{50} (μm)	d60/d10
1	500	29,600 – 29,100	22	100	270	1,81
2	2.000	29,100 – 27,100	22	60	270	1,81
			34	40	340	2,18
3	700	27,100 – 26,400	22	60	270	1,81
			34	35	340	2,18
			21	5	200	2,00
4	250	26,400 – 26,150	22	80	270	1,81
			34	20	340	2,18
5	150	26,150 – 26,000	22	50	270	1,81
			21	50	200	2,00
6	600	26,900 – 25,500	22	95	270	1,81
			21	5	200	2,00
7	300	25,400 – 25,100	22	60	270	1,81
			21	20	200	2,00
			34	20	340	2,18
8	300	25,100 – 24,400	22	70	270	1,81
			34	30	340	2,18
9	400	24,400 – 24,000	22	50	270	1,81
			21	15	200	2,00
			34	35	340	2,18
10	800	24,000 – 23,200	22	85	270	1,81
			21	10	200	2,00
			34	5	340	2,18
11	600	23,200 – 22,600	22	60	270	1,81
			21	15	200	2,00

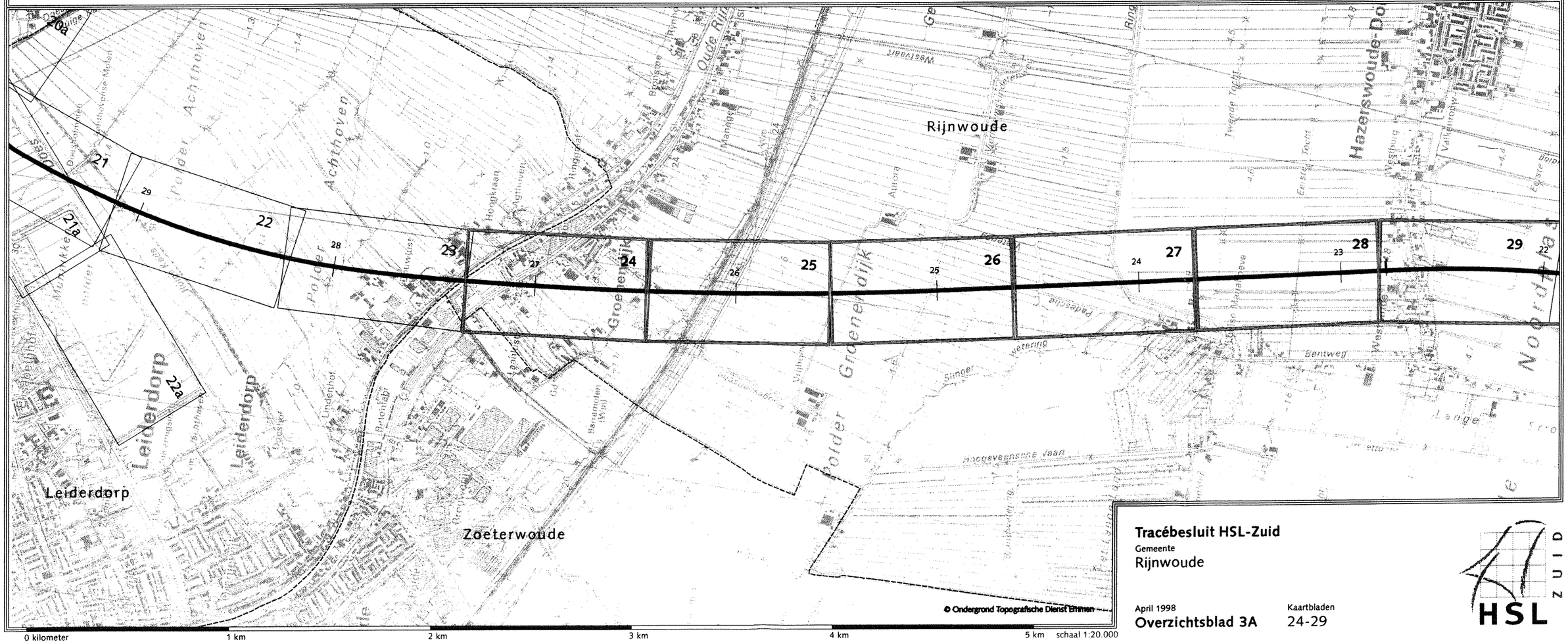
Sectie	Lengte (m)	Km aanduiding	Grondlaag	%	D_{50} (μm)	d60/d10
			8	20	150	1,45
			4	5	200	2,47

Tabel 4.5 Doorboorde lagen.

Het geotechnisch profiel van het doorboorde deel bestaat voor 60% uit medium fijne zandlagen, voor 25% uit fijne grindlagen en voor 5% uit dunne kleilagen. Vanwege deze geologie is een slurry/hydro schild gekozen voor het Referentie Ontwerp.

Referentie Ontwerp bijlage 1, tracé van de boortunnel.





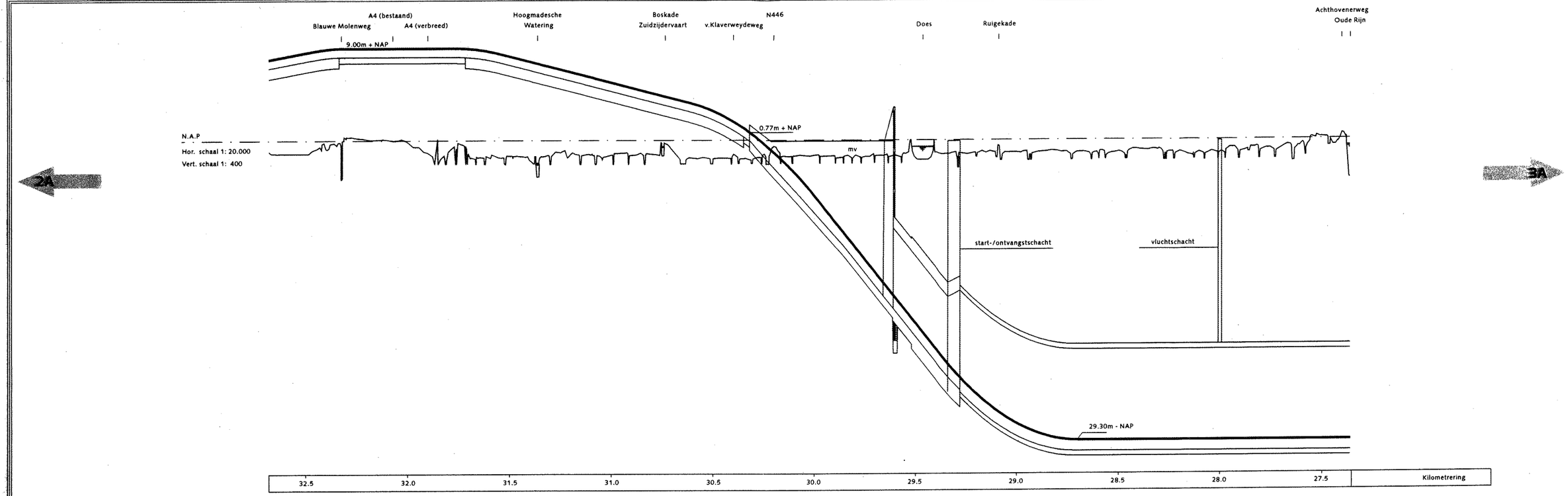
Tracébesluit HSL-Zuid

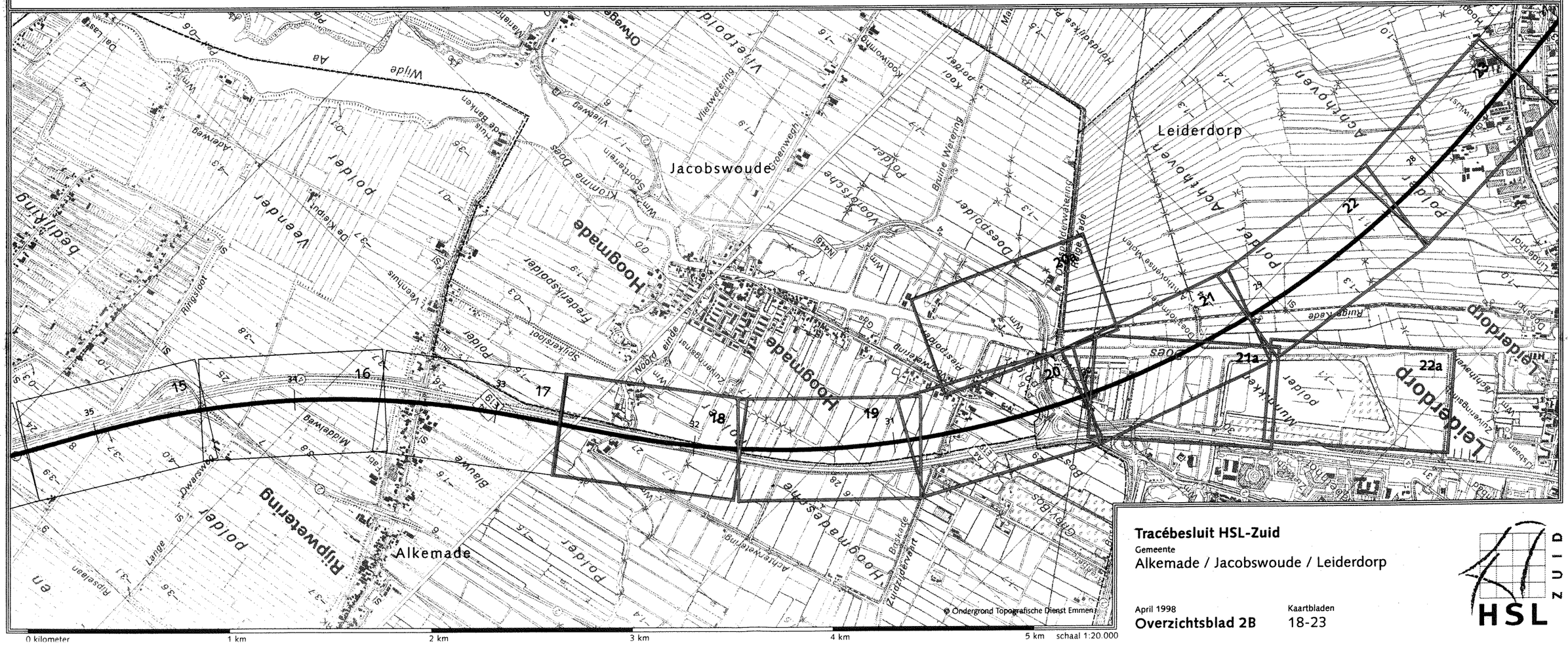
Gemeente
Rijnwoude

April 1998
Overzichtsblad 3A

Kaartbladen
24-29

HSL ZUID





Tracébesluit HSL-Zuid

Gemeente

Alkemade / Jacobswoude / Leiderdorp

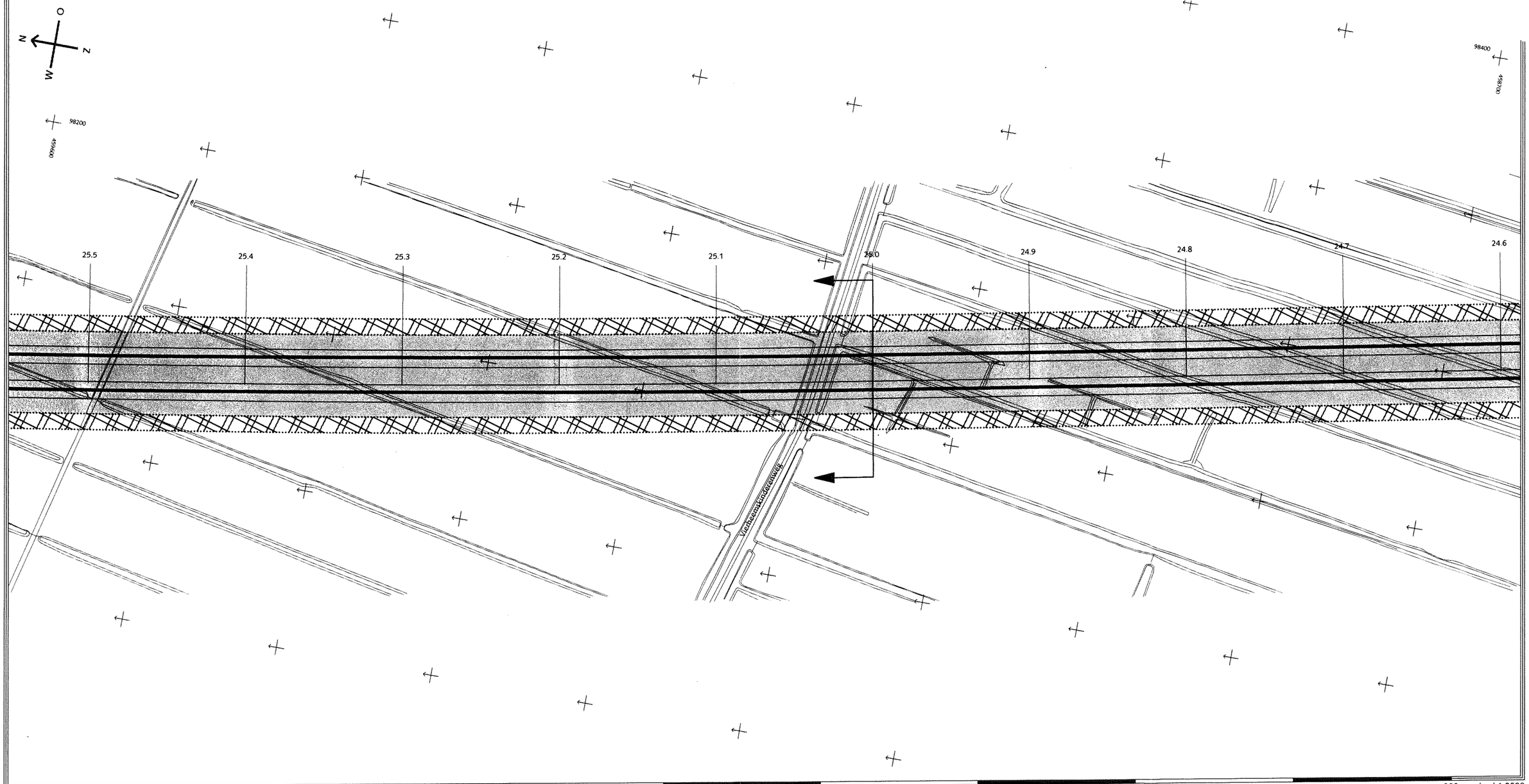
April 1998

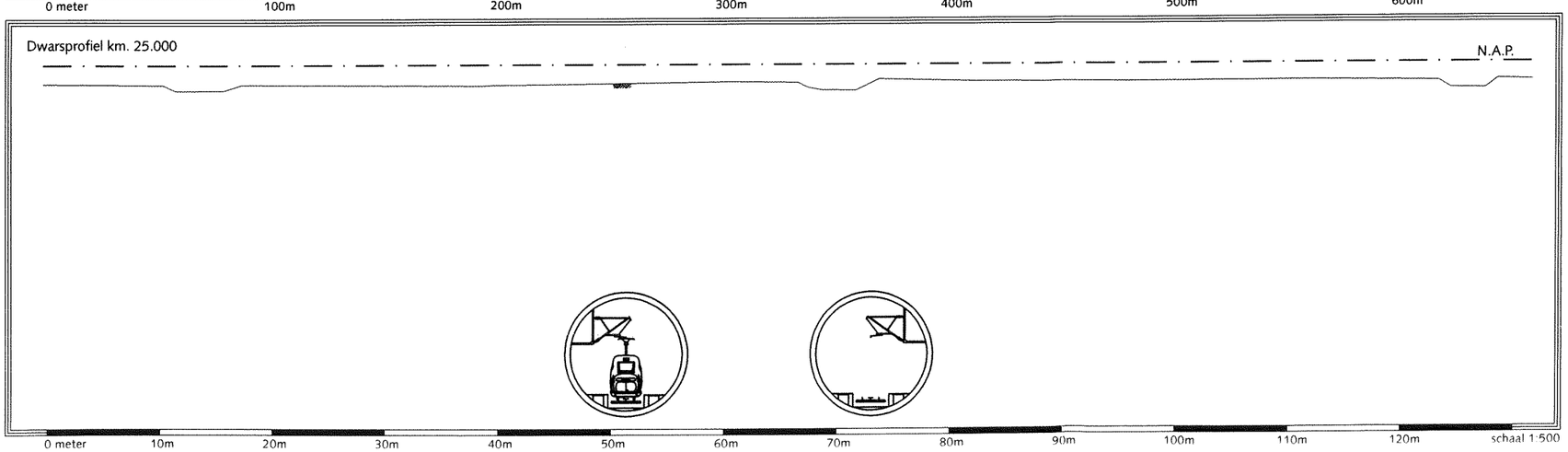
Overzichtsblad 2B

Kaartbladen

18-23

HSL ZUID





HSL-zone

Bouwzone

Aan de bestemming te onttrekken bebouwing

Inpassingszone

Geluidswerende voorzieningen

Tracébesluit HSL-Zuid

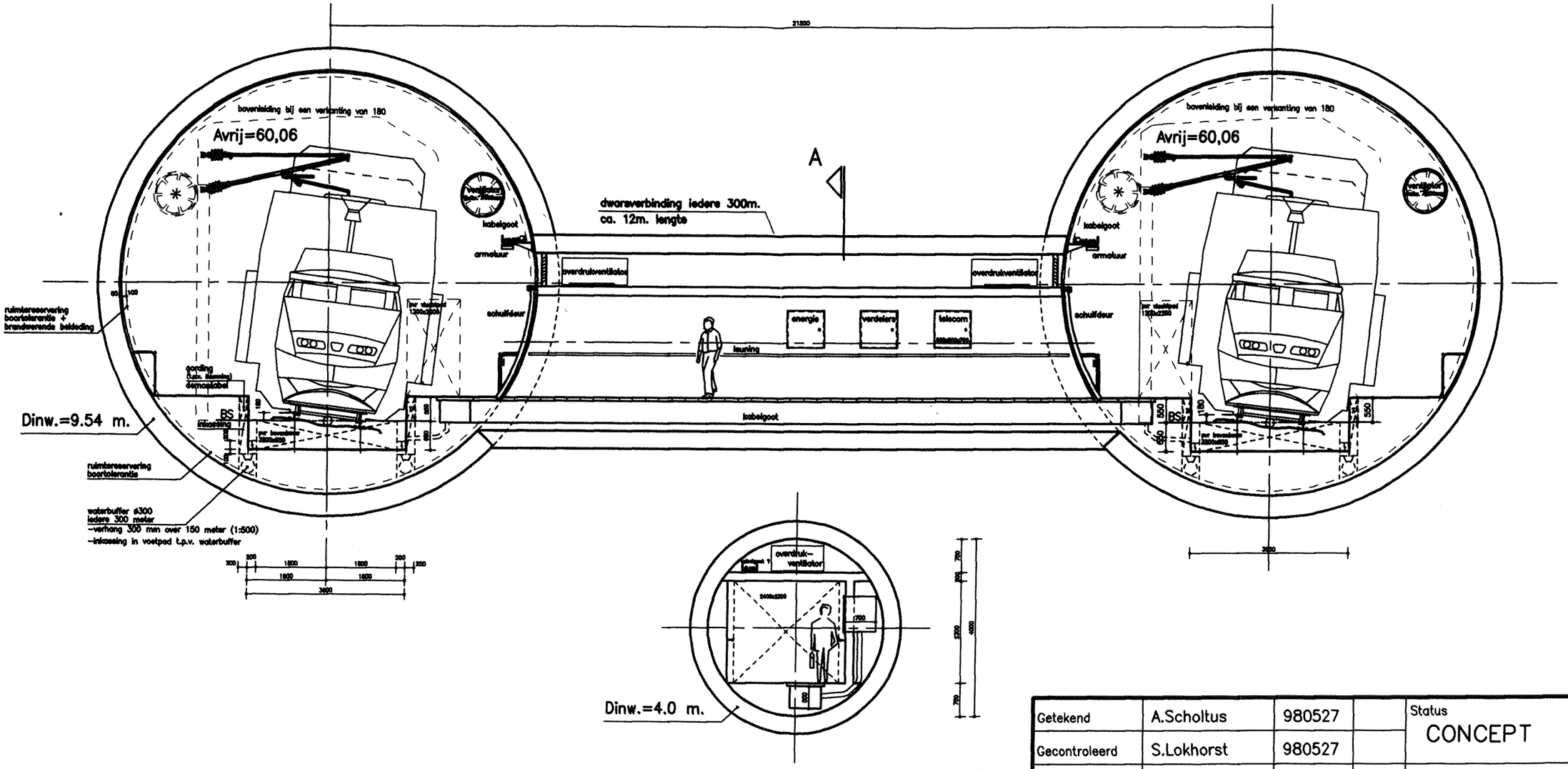
Gemeente
Rijnwoude

Locatie
Boortunnel

RFO 032 / april 1998

Kaartblad 26

HSL ZUID



Doorsnede A

Getekend	A.Scholtus	980527		Status	CONCEPT
Gecontroleerd	S.Lokhorst	980527			
Goedgekeurd				Fase	Referentieontwerp
Geautoriseerd					
Maten in millimeters		Schaal 1:100		Objectnummer	
Peilen in m. t.o.v. N.A.P.		Formaat A2			

Omschrijving

Boortunnel "Groene Hart"

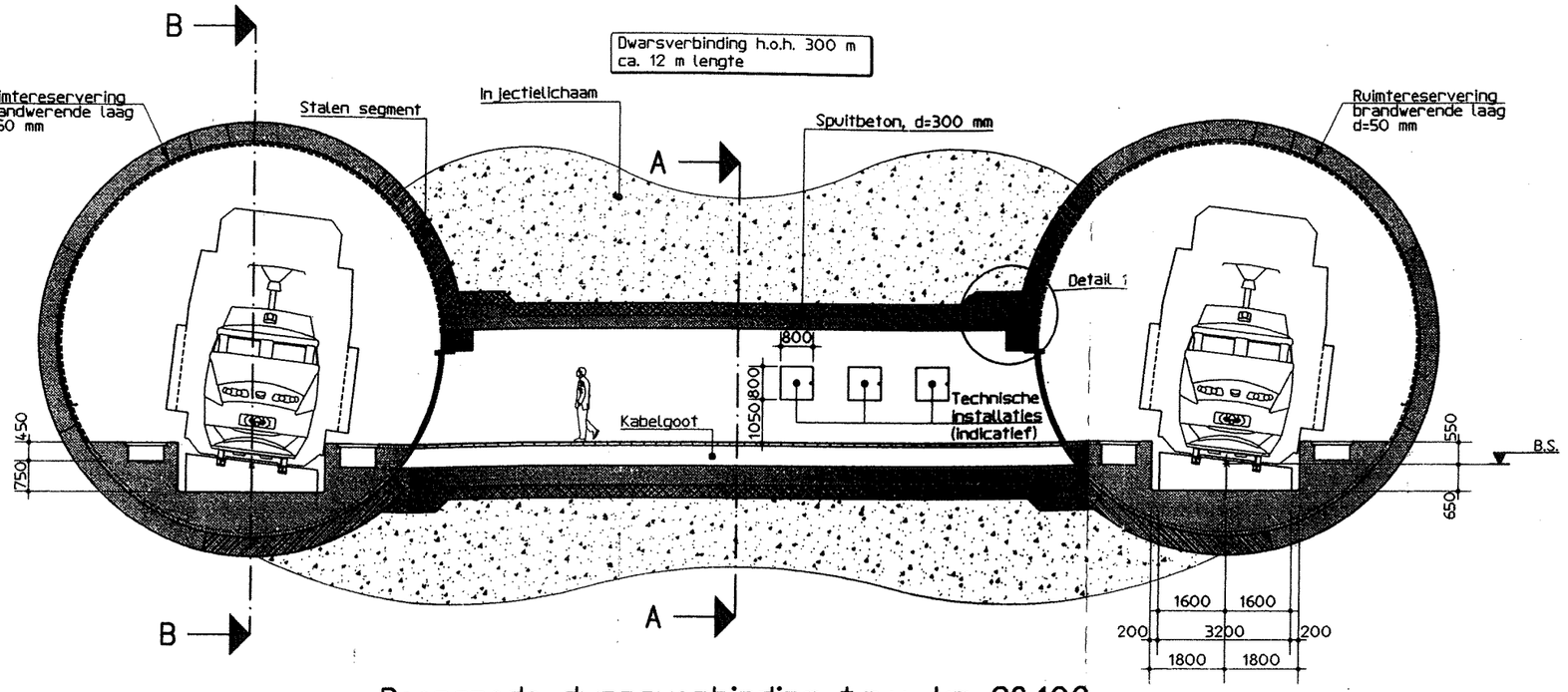
Boortunnel t.p.v. dwarsverbinding

Maatvoering functioneel ontwerp

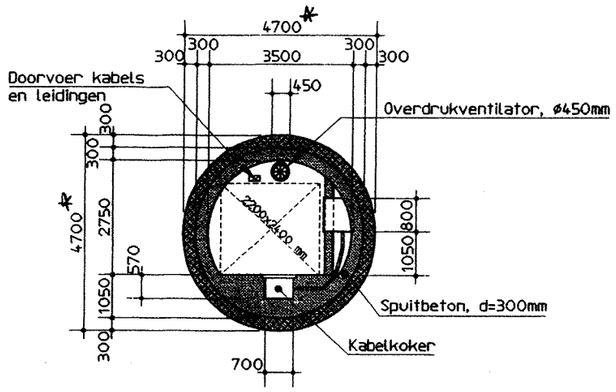
Tekeningnummer				
C	1M101	INST	01	A

© Projectorganisatie Hogesnelheidslijn-Zuid Infra.

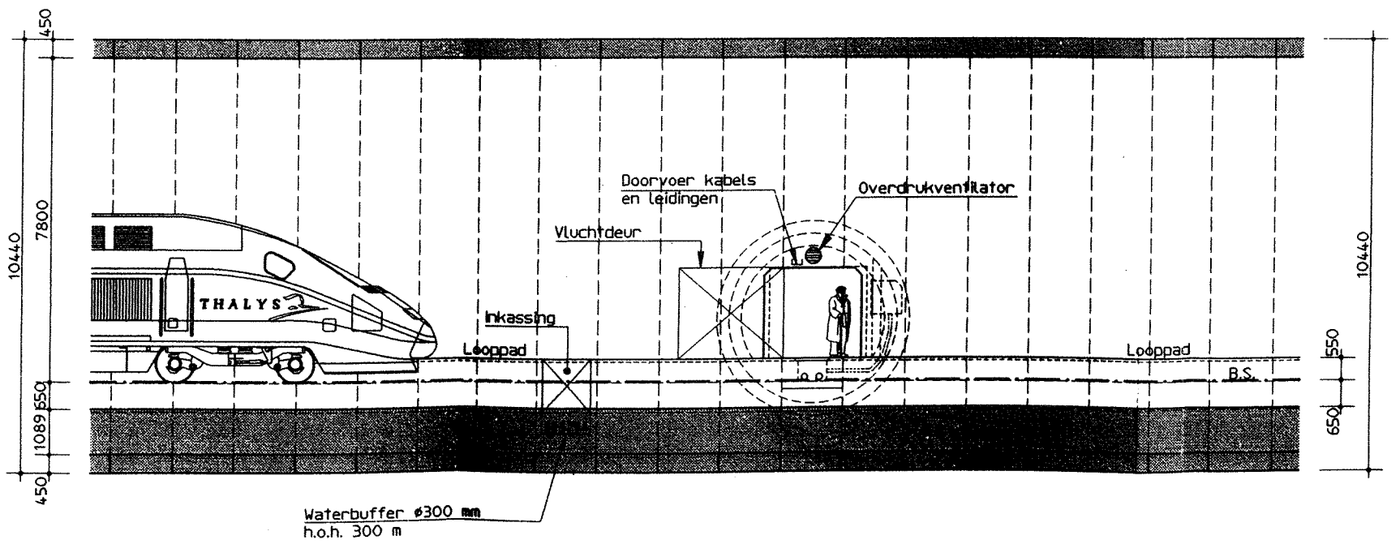
~/boort/R0/m101/dwarsverb/dwarsverb-1



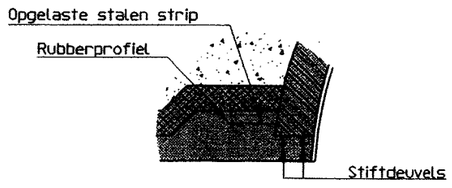
Doorsnede dwarsverbinding t.p.v. km 28.100
schaal 1:100



Doorsnede A-A
schaal 1:100



Doorsnede B-B
schaal 1:100



Detail 1 (voorbeeld)
schaal 1:50

* **OPTIMALISERING VAN DIAMETER DWARSVERBINDING IS NOODZAKELIJK T.B.V. OVERDRUKVENTILATIE**

Getekend	E.J. Langendoen	28-10-'98		Status: DEFINITIEF
Gecontroleerd	C.P. Caan	28-10-'98		
Goedgekeurd	R. Heijmans	28-10-'98		Fase: Referentie ontwerp
Geautoriseerd	J.L. van der Put	3-11-'98		
Maten in mm	Schaal 1:100			Tracé
Peilen in m. t.o.v. N.A.P.	Formaat A0			

Omschrijving

Boortunnel 'Groene Hart'
Dwarsverbinding boortunnel
Maatvoering functioneel ontwerp

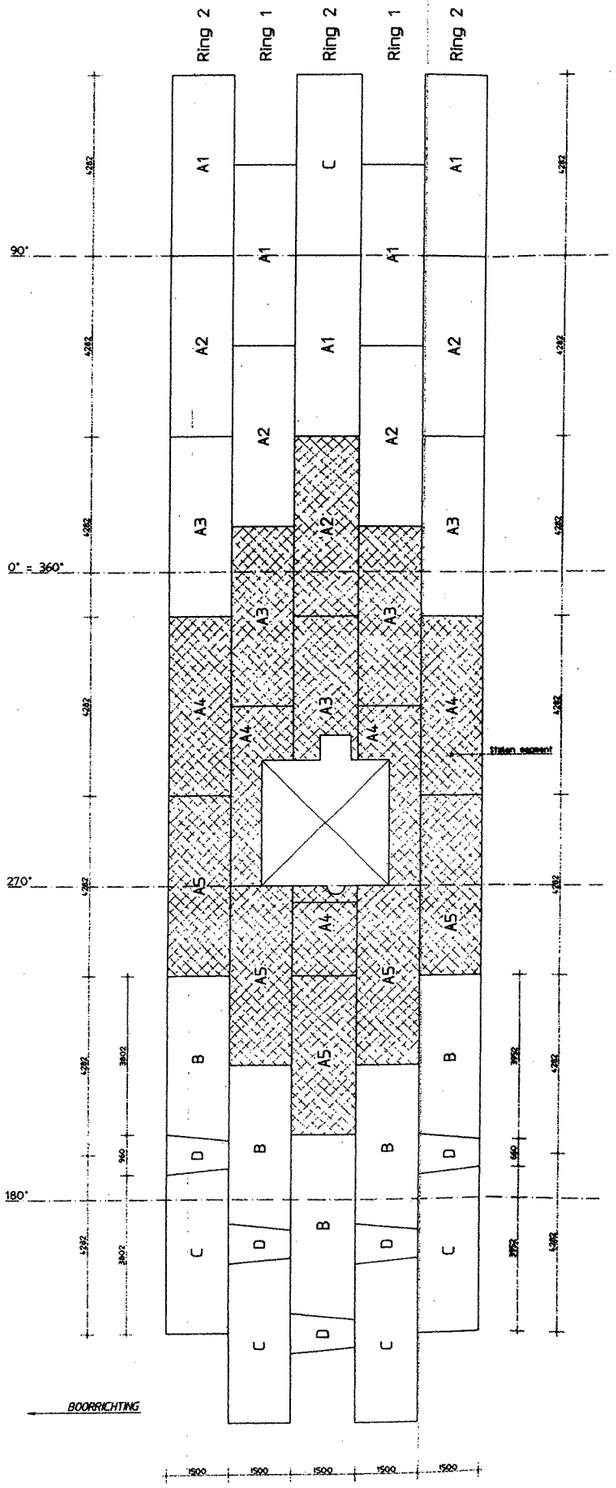
Tekeningnummer

HSL ZUID
Projectorganisatie Hogesnelheidslijn–Zuid
Cluster Boortunnel
Postbus 20000
3502 LA Utrecht
Tel 030 – 28 58 422
Fax 030 – 28 58 460

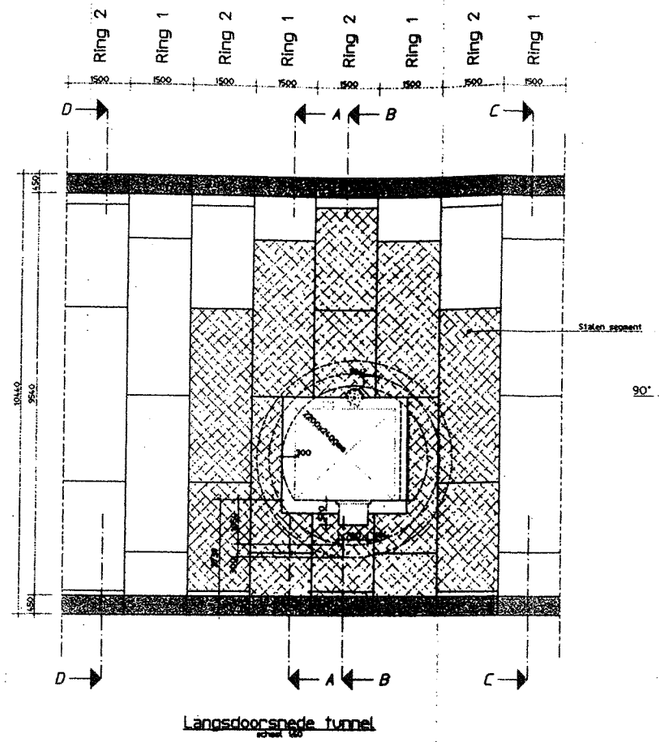
© Projectorganisatie Hogesnelheidslijn–Zuid infra.

0 2 3 4 5 6 7 8 9 10

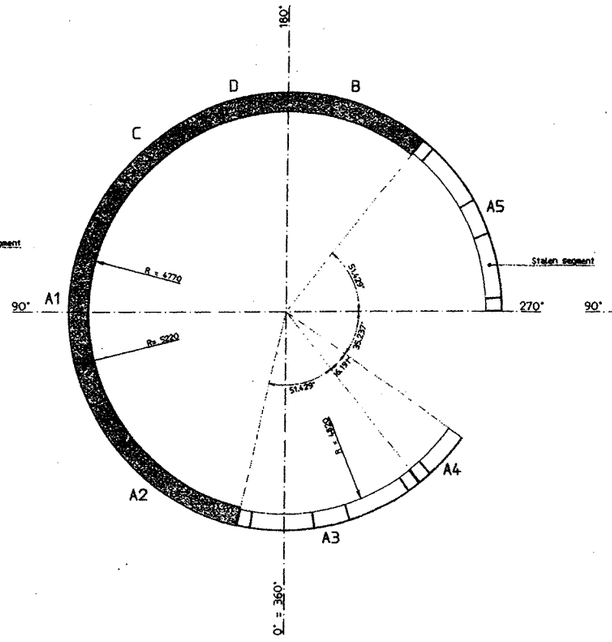
Server ARTICON 4: T:\ACAD\P...IEGS\62074018\ALG\HSL_012.dwg



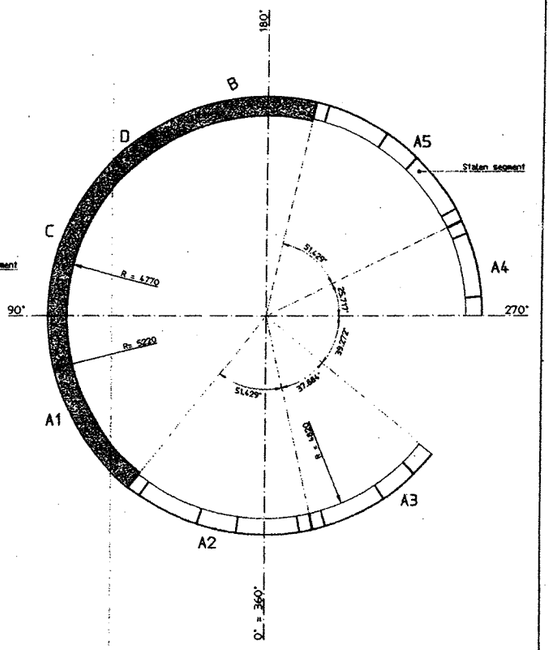
Uitslag binnenzijde tunnel.
schaal 1:50



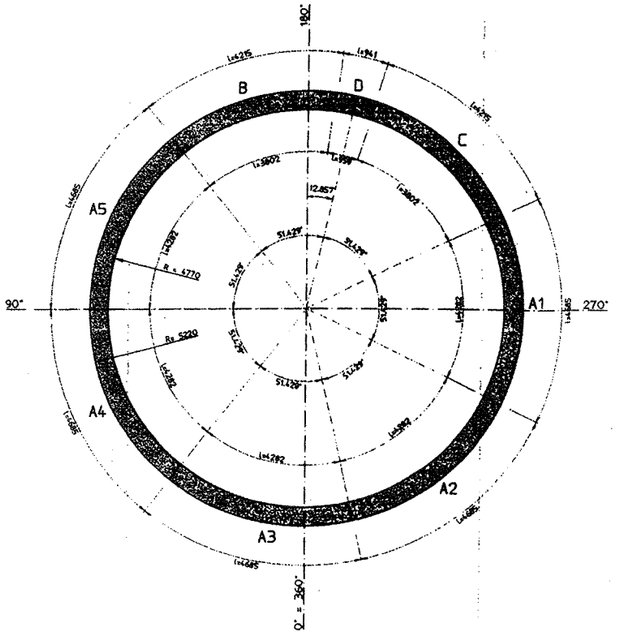
Langsdoorsnede tunnel
schaal 1:50



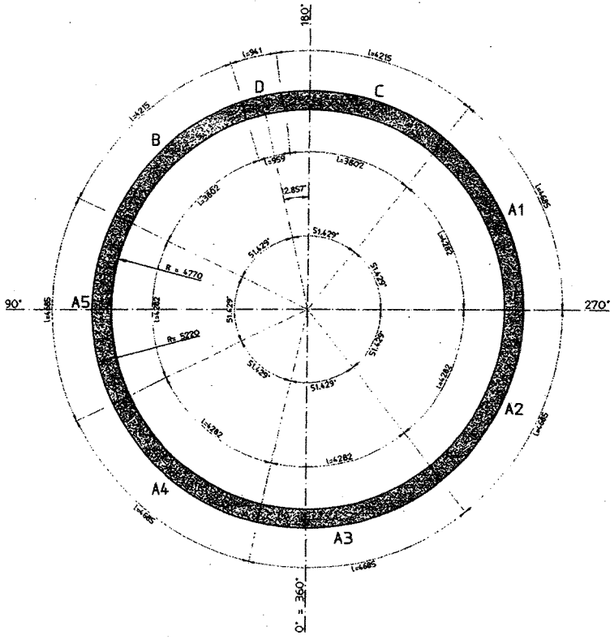
Doorsnede A-A (Ring 1)
schaal 1:50



Doorsnede B-B (Ring 2)
schaal 1:50



Doorsnede C-C (Ring 1)
schaal 1:50



Doorsnede D-D (Ring 2)
schaal 1:50

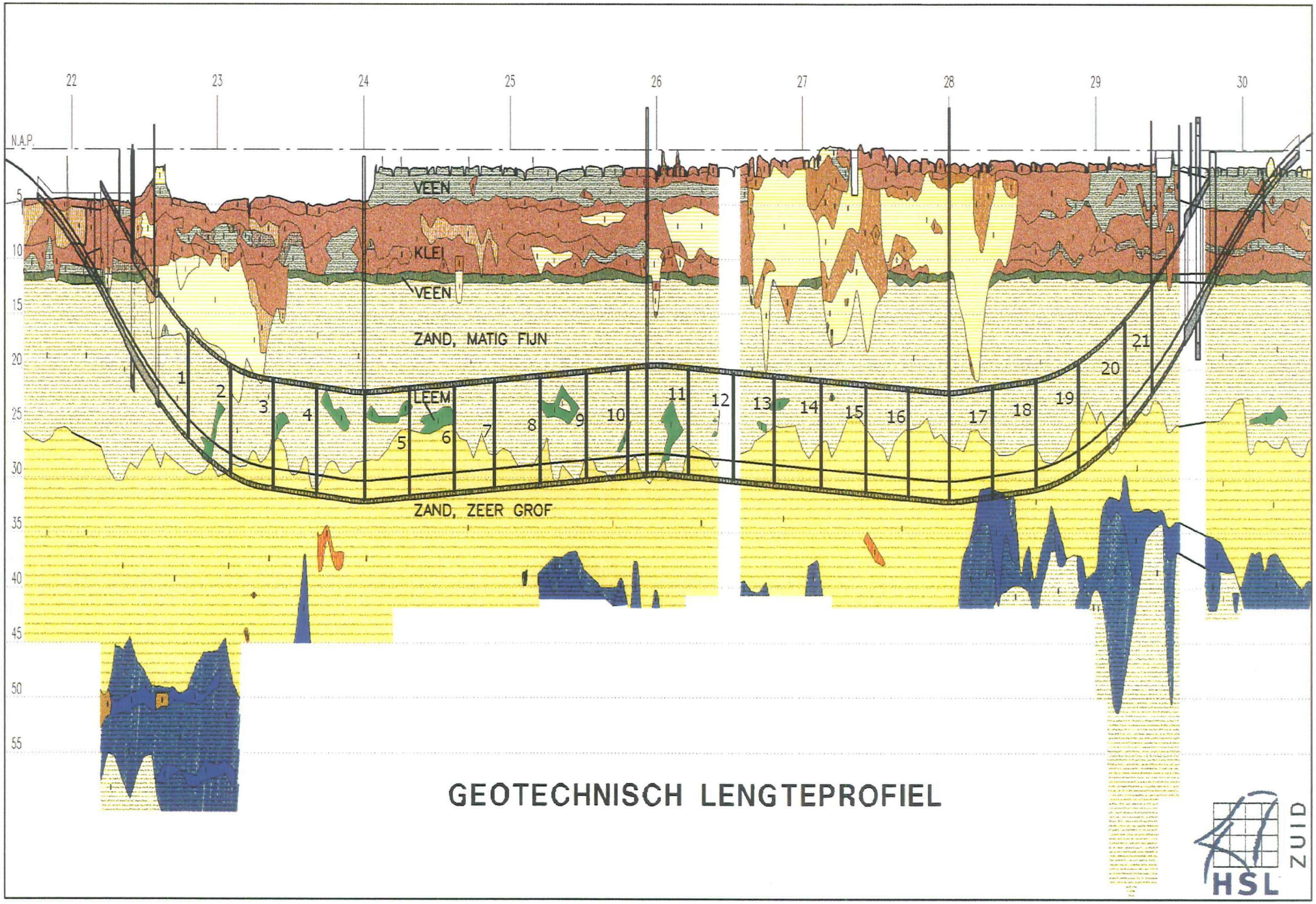
* **OPTIMALISERING VAN DIAMETER DWARSVERBINDING IS NOODZAKELIJK T.B.V. OVERDRUKVENTILATIE**

Getoond	E.J. Langendoen	28-10-'98	CK
Gecontroleerd	C.P. Coen	28-10-'98	
Goedgekeurd	J.A.G. Jansen	28-10-'98	
Opdrachtgever	J.L. van der Pol	3-11-'98	

Status: DEFINITIEF
Fase: Referentie ontwerp
Schaal 1:50
Formaat A0

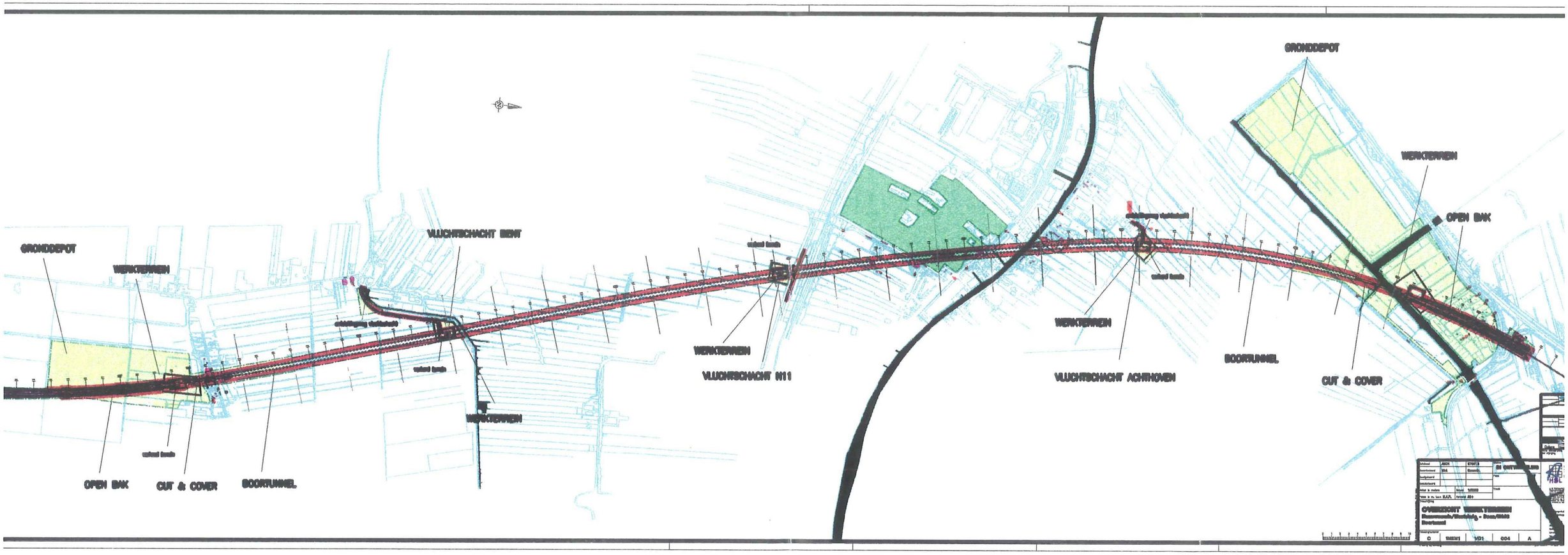
Boortunnel 'Groene Hart'
Boortunnel t.p.v. dwarsverbinding
Sparing t.p.v. stalen segmenten

HSL ZUID

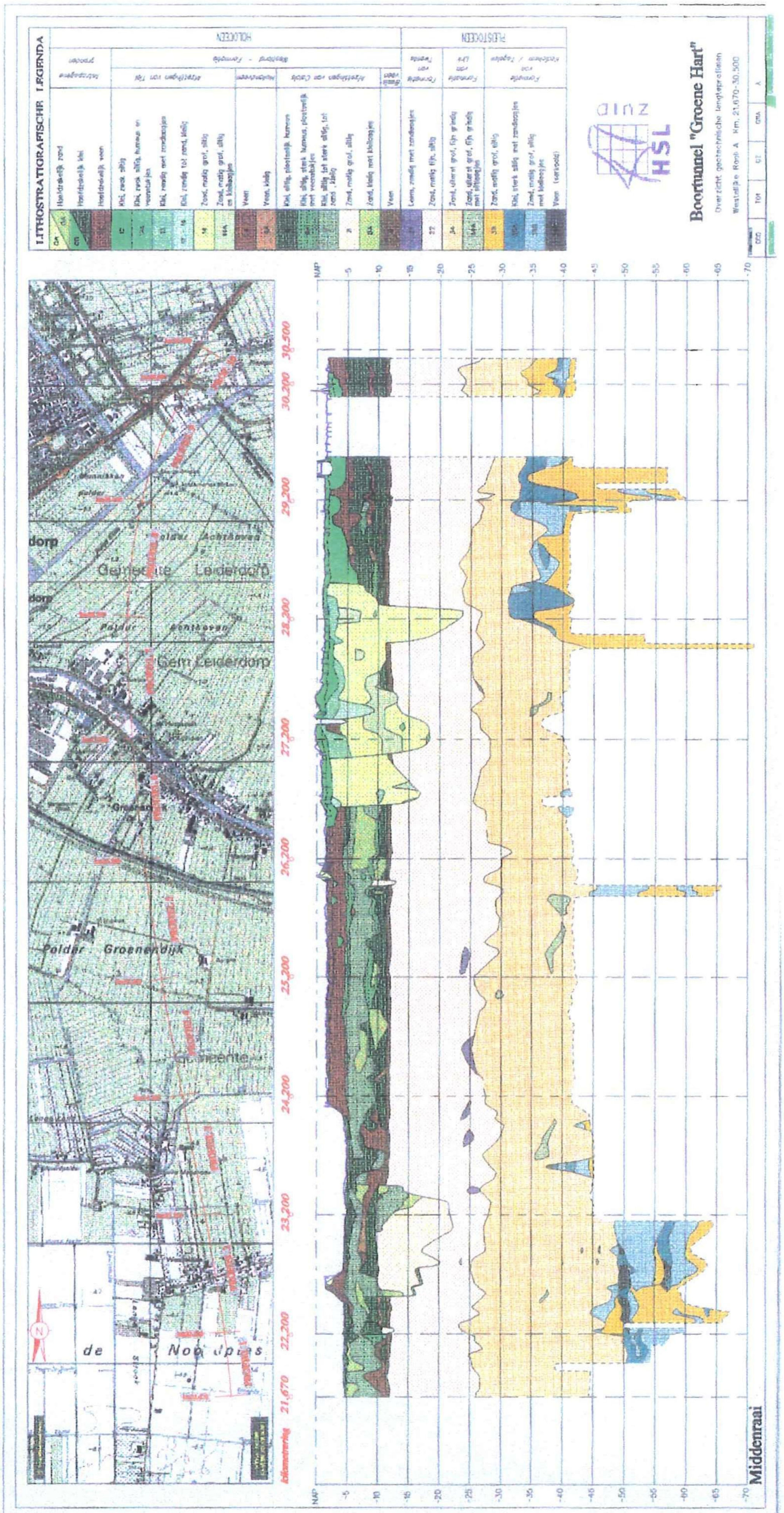


Referentie Ontwerp bijlage 6, geotechnisch lengteprofiel.

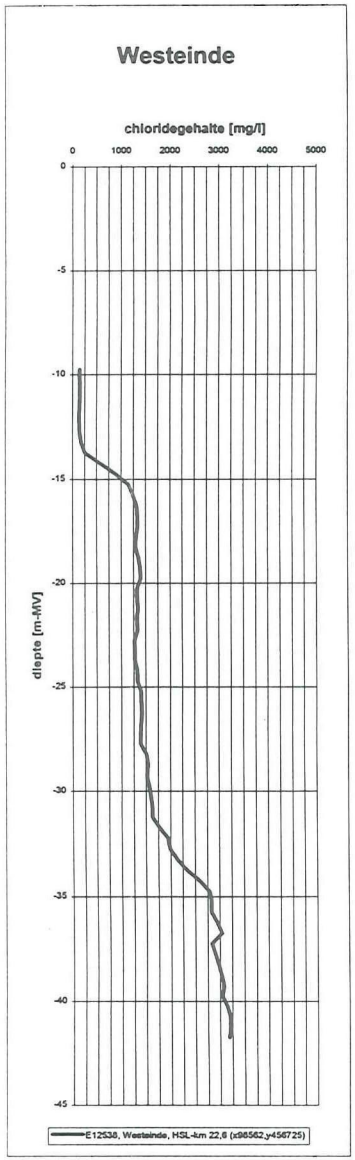
OVERZICHT BOORTUNNEL

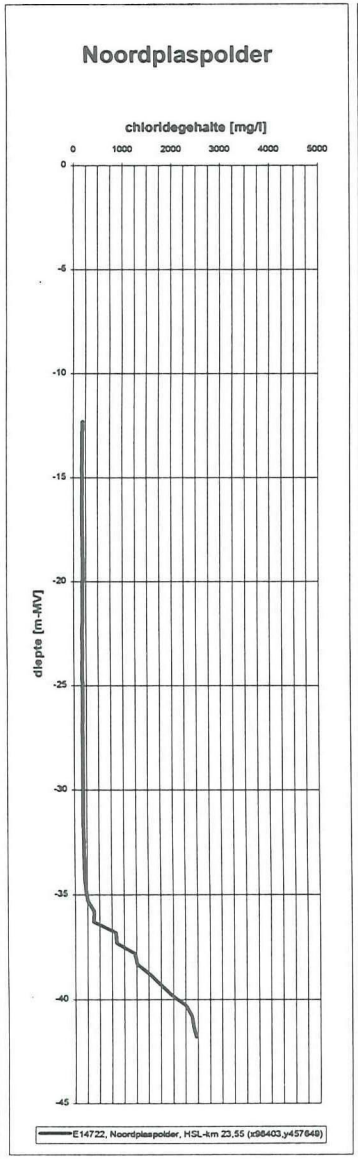


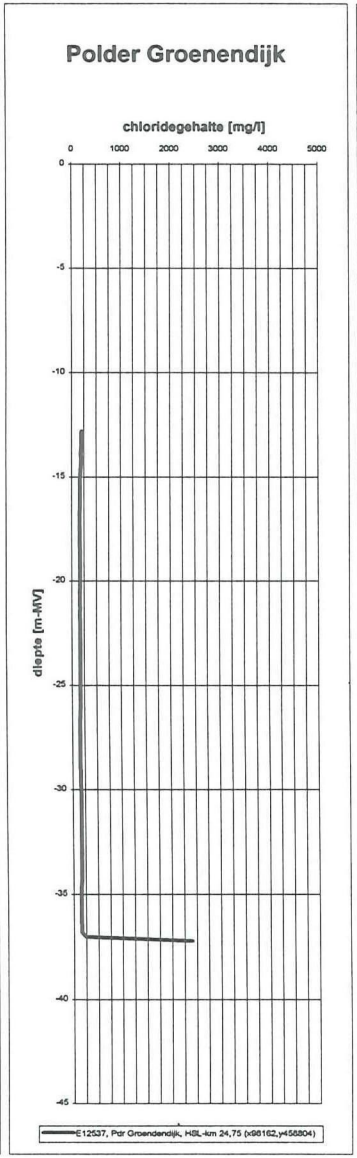
Referentie Ontwerp bijlage 8, middenraai.

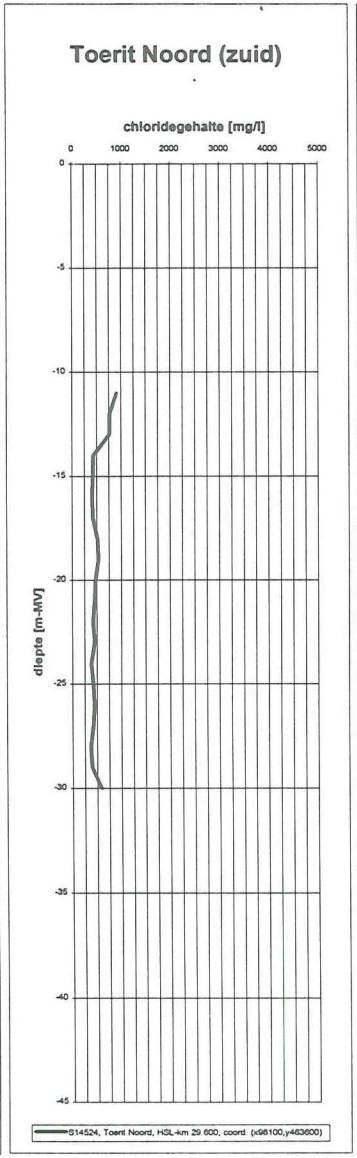


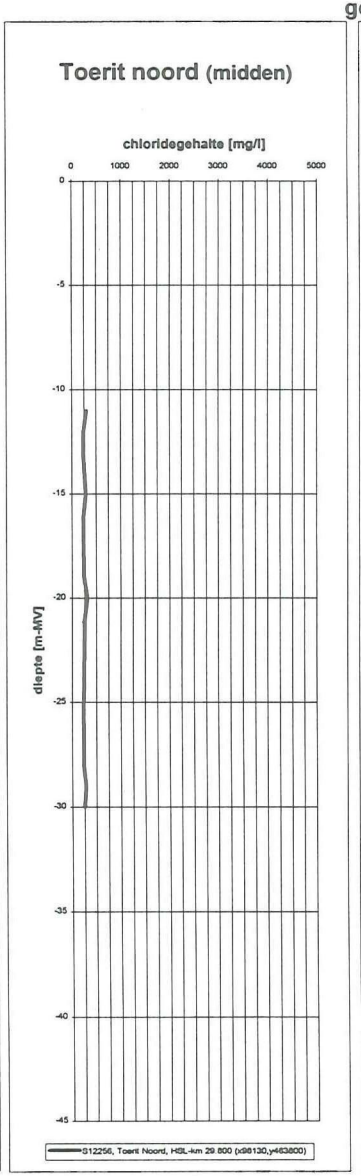
Chloridegehalten afgeleid uit geleidbaarheidssonderingen

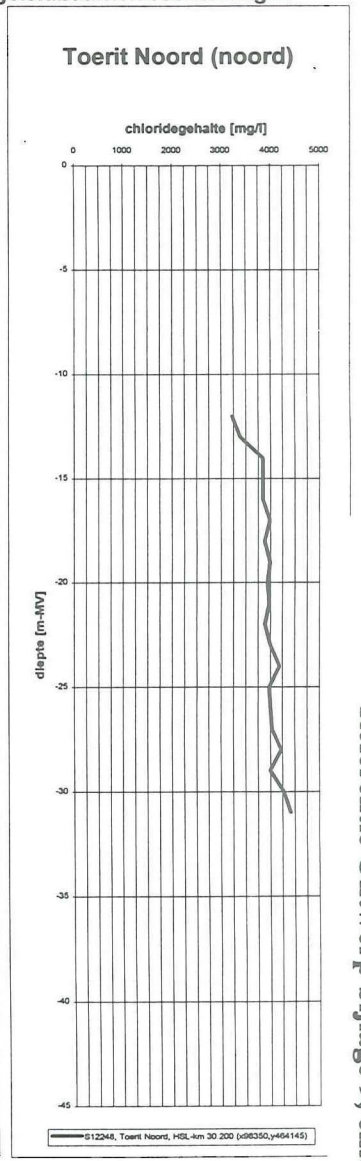






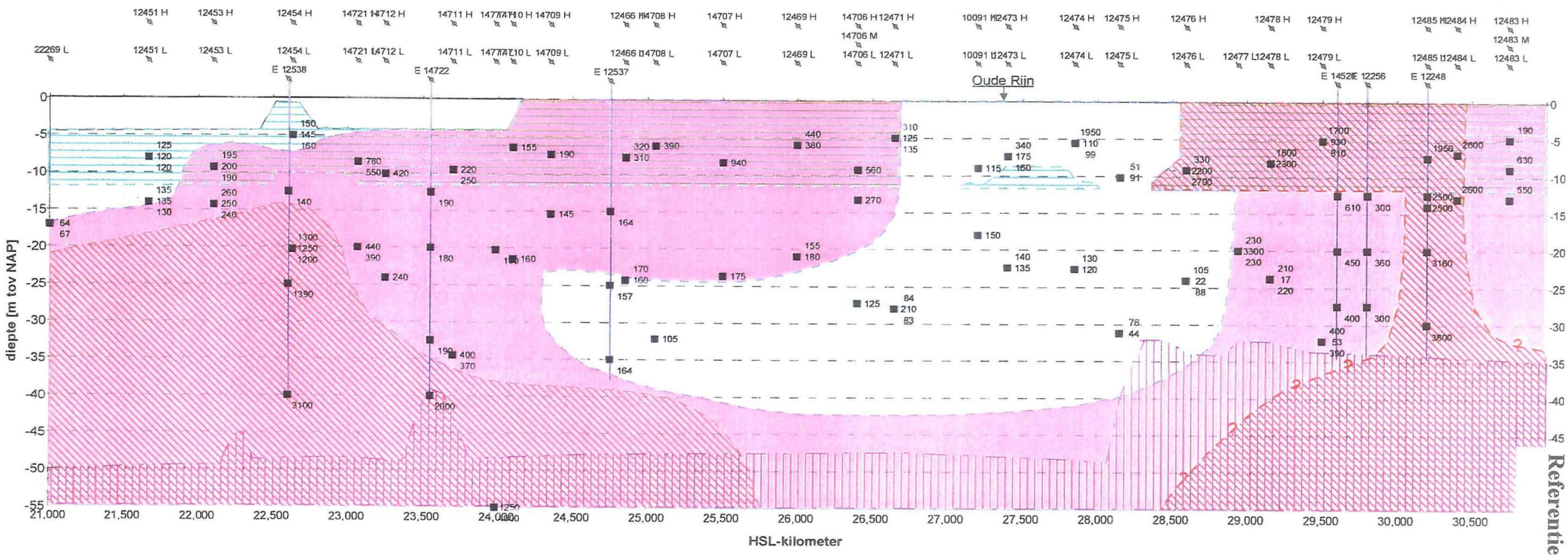






Referentie Ontwerp bijlage 9, chloridegehaltes.

3 bemonsteringsronden



LEGENDA

12473 H — peilbuis- en filternummer volgens HSL-codering

E 12538 — geleidbaarheidssondering GD met HSL-codering

340 / 175 / 99 — aanduiding filterdiepte met analyseresultaat chloridegehalte in grondwater [mg/l] voor drie bemonsteringsronden:
- voorjaar 1998
- week 37/38 1998
- oktober 1998 en later

kleurverdeling tav. chloridegehalte in profiel aan de hand van geselecteerde isohalinen:

[Cl] > 1000 mg/l	brak tot zout grondwater
[Cl] > 150 mg/l en [Cl] < 1000 mg/l	licht brak tot brak grondwater
[Cl] < 150 mg/l	zoet grondwater

globale diepte van Holocene klei of veen boven het Pleistocene zand met aanduiding van Holocene geulinsnijdingen (top watervoerend pakket circa NAP - 12 m)

globale diepte van de grens tussen de Formaties van Urk en Kedichem (onderkant watervoerend pakket varieert van NAP - 30 tot - 50 m)

Referentie Ontwerp bijlage 10, overzicht chloridegehalte