

UITVOERINGSTECHNIEKEN VOOR KORTE OEVERVERBINDINGEN

"EEN ONDERZOEK NAAR NIEUWE VORMEN
VAN GEMECHANISEERDE TUNNELBOUW"

Opgesteld door:

C.A.Bijl

Versie

Eindrapportage

Onze referentie

TEC0001

Datum

13 september 2004

Afstudeerproject:

Uitvoeringstechnieken voor korte oeververbindingen

"Een onderzoek naar nieuwe vormen van gemechaniseerde tunnelbouw"



door:

C.A. Bijl

Afstudeercommissie:

Prof. drs. ir. J.K. Vrijling (TU-Delft)

Dr. ir. S. van Baars (TU-Delft)

Ir. G. Arends (TU-Delft)

Ing. E.P.J. de Winter (TEC-Veenendaal)

Veenendaal, september 2004



Faculteit der Civiele Techniek
Technische Universiteit Delft



Tunnel Engineering Consultants

VOORWOORD

Dit onderzoek is verricht als afstudeeropdracht voor de studie Civiele Techniek aan de Technische Universiteit Delft en is uitgevoerd bij Tunnel Engineering Consultants (TEC) in Veenendaal.

Het afstudeeronderwerp heeft vorm gekregen tijdens mijn stageperiode bij TEC. Hier heb ik mij bekend gemaakt met een aantal aanbestedingsprojecten voor korte oeververbindingen. Deze aanbestedingen wezen op de grote financiële en functionele verschillen tussen de uitvoeringstechnieken van een afgezonken tunnel en een boortunnel. Het gewicht van een klein aantal ontwerpaspecten op de totale uitvoeringskeuze was opvallend. Op basis hiervan ben ik gaan nadenken over de mogelijkheden voor alternatieve bouwvormen, die op enkele specifieke ontwerpaspecten voldoen. Deze overwegingen vormden het startpunt voor het volgende afstudeeronderzoek: "De beoordeling van gemechaniseerde uitvoeringstechnieken die gebruikt kunnen worden voor de realisatie van korte oeververbindingen."

Graag wil ik aan het begin van dit rapport een dankwoord richten aan de begeleiders binnen mijn afstudeercommissie. Dit zijn prof. drs. ir. J.K. Vrijling, dr. ir. S. van Baars, ir. G. Arends, namens de TU-Delft en ing. E.P.J. de Winter namens TEC. Hun commentaar en adviezen hebben in grote mate richting gegeven aan dit afstudeerproject.

Bovendien ben ik dank verschuldigd aan ir. W.P.S. Janssen die mij binnen TEC alle vrijheid heeft gegeven met betrekking tot de keuze van een onderwerp en invulling daarvan. Ook ben ik veel dank verschuldigd aan alle collega's bij TEC die gedurende mijn afstudeerperiode zeer bereid waren om met mij mee te denken en om vragen te beantwoorden. Tot slot wil ik een woord van dank richten aan dhr. S.J. de Boer, voor zijn adviezen met betrekking tot de onderzoeksrapportage.

Christiaan Bijl

Veenendaal, september 2004

SAMENVATTING

Voor het realiseren van een relatief korte oeververbinding gaat de voorkeur in Nederland uit naar het toepassen van een afgezonken tunnel. Dit heeft te maken met de enorme ervaring die er in Nederland is opgedaan met dit type tunnel en de functionele geschiktheid ervan. De methode kent echter ook een aantal nadelen, zoals het grote ruimtebeslag van het bouwdok en het beslag op de riviercapaciteit tijdens het OTAO-proces. Ook de rivierkarakteristiek kan ongeschikt zijn voor het vervoer van elementen. Het belangrijkste alternatief voor de afgezonken tunnel is in deze gevallen de boortunnel.

Als er echter wordt gekozen voor een boortunnel wordt niet alleen gekozen voor een andere uitvoeringsmethode, maar ook voor een ander tracé, andere risico's en andere veiligheidsmaatregelen. Hierdoor zijn de kosten voor een geboorde oeververbinding vaak hoger dan de kosten voor een afgezonken tunnel. De boortunnel bezit hierdoor als alternatief voor een afgezonken tunnel niet de ideale eigenschappen voor een korte oeververbinding. Als basis voor dit onderzoek wordt dan ook gesteld dat er economisch verlies geleden wordt omdat de huidige tunnelboormethodes niet specifiek ontwikkeld zijn om aan de eisen van een korte oeververbinding te voldoen.

Uit dit onderzoek blijkt dat het economische rendement van een tunnelbouwmethode niet per definitie evenredig is met de mate waarin de oplossing geschikt is om te voldoen aan bepaalde randvoorwaarden. Dit komt door de zeer grote investeringen en daarmee ook risico's die samengaan met het ontwikkelen van een nieuwe tunnelbouwtechniek. Hierbij is de altijd onzekere economische ontwikkeling bovendien een zeer belangrijke invloedsfactor.

Dit onderzoek bevestigt de aanname dat de boortunnel niet over de ideale eigenschappen voor een korte oeververbinding beschikt. Dit wordt voornamelijk veroorzaakt door de hoge vaste kosten van de boortunnel, tegenover de korte lengte. Bovendien kent de boortunnel een relatief grote minimale diepteligging, waardoor er dure toeritten gebruikt moet worden om de tunnel te ontsluiten.

Bij de ontwikkeling van een gemechaniseerde tunnelbouwmethode als alternatief voor de boortunnel, voor de aanleg van korte oeververbindingen, moeten een aantal bezwaren onderkend worden. De constructieve eigenschappen die aan de bodem ontleend kunnen worden met betrekking tot de tunnelling vormen een essentiële schakel in het gemechaniseerde bouwproces van de boortunnel. Deze interactie verdwijnt gedeeltelijk wanneer een tunnel wordt aangelegd in, of net onder de rivierbodem. Het ondieper toepassen van een gemechaniseerd tunnelbouwproces wordt met andere woorden ontmoedigd doordat er gebruik gemaakt moet worden van een constructieve lining. Daarnaast zal er zich bij het ondieper aanleggen van een tunnel minder ballast bevinden boven de tunnel, waardoor verticaal evenwicht van de tunnel op andere wijze gewaarborgd moeten worden.

Ondanks deze ontmoedigende argumenten is met de '*Insluiter*' een principeoplossing gegeven die mogelijk zou kunnen voldoen aan de doelstelling van dit onderzoek: Het vinden van een economisch verbeterd alternatief voor de conventionele geboorde tunnel bij een korte oeververbinding. Dit alternatief kan mogelijk voldoen aan de doelstelling om de volgende redenen:

- De '*Insluiter*' kan een korte oeververbinding realiseren met een minimaal alignement;
- De '*Insluiter*' kan gebruikt worden tot een relatief grote ondiepte vergeleken met de boortunnel, waardoor slechts relatief korte toeritten noodzakelijk zijn;
- De '*Insluiter*' voldoet aan de primaire eisen met betrekking tot stabiliteit;
- Het ontwerp van de '*Insluiter*' combineert bestaande technieken en lijkt om die reden technisch uitvoerbaar.

Een verdergaande ontwerpstudie met daaraan gekoppelde kostenanalyse is noodzakelijk om definitieve uitspraken te doen over de economische haalbaarheid van de *'Insluiter'*. Daarnaast zal moeten worden onderzocht of de potentiële afzetmarkt en het economische klimaat de juiste voorwaarden creëren om de methode te kunnen ontwikkelen tot een reële uitvoeringsmethode.

INHOUDSOPGAVE

VOORWOORD

SAMENVATTING

1	INLEIDING ONDERZOEK	8
1.1	Probleembeschrijving	8
1.2	Probleemstelling	8
1.3	Doelstelling	8
1.4	Plan van aanpak	9
1.5	Uitgangspunten	9
2	AFBAKENING ONDERZOEKSGBIED	10
2.1	De noodzaak van oeververbindingen	10
2.2	Een vaste of een flexibele oeververbinding	10
2.3	Overzicht van vaste oeververbindingen	11
2.4	Overzicht van tunnels als oeververbindingen	13
2.5	Belangrijke kenmerken van oeververbindingen binnen dit onderzoek	13
2.6	Beschrijving van de onderzoeksruimte	14
2.7	Beschouwing van de tunnelbouwmarkt	16
3	AFGEZONKEN TUNNEL	19
3.1	Functieomschrijving	19
3.2	Analyse van functionele ontwerpaspecten	23
3.3	Analyse van functies	25
3.4	Analyse op systeemniveau	27
3.5	Conclusies	29
4	GEBOORDE TUNNEL	30
4.1	Functiebeschrijving	30
4.2	Analyse van functionele ontwerpaspecten	34
4.3	Analyse van functies	35
4.4	Analyse op systeemniveau	37
4.5	Conclusies	38
5	KOSTENOPBOUW	39
5.1	Referentieprojecten	39
5.2	Uitgangspunten kostenindicatie	40
5.3	Alignementstudie	45
5.4	Kostenopbouw afgezonken tunnel	47
5.5	Kostenopbouw van een boortunnel met twee buizen	49
5.6	Beschouwing van meterprijzen	51
5.7	Conclusies	57
6	OPLOSSINGSLTERNATIEVEN VANUIT DE BASISFUNCTIES VAN EEN TUNNEL	59
6.1	Ontwerpstrategie	59
6.2	Mobiliseren van massa boven de tunnel (functie I.A)	61
6.3	Mobiliseren van massa in de tunnel (functie I.B)	62
6.4	Mobiliseren van massa onder de tunnel (functie I.C)	63
6.5	Ondergrondse constructie (functie II.A)	65
6.6	In-de-grondse constructie (functie II.B)	68
6.7	Constructie op de bodem (functie II.C)	71
6.8	Afweging van de uitvoeringsmethoden	72
6.9	Conclusies	77

7	CASESTUDIE	78
7.1	Insluiting met cirkelschild	78
7.2	Evenwicht met groutankers	81
7.3	Insluiting met schep	82
7.4	De 'Insluiter'	83
8	BEREKENINGEN EN ONTWERP	88
8.1	Technische achtergronden	88
8.2	Trillen van schilden	91
8.3	Verticale stabiliteit	92
8.4	Horizontale stabiliteit in de bodem	96
8.5	Axiale stabiliteit	97
8.6	Globale axiale normaalkracht	99
8.7	Globaal radiaal moment	100
9	CONCLUSIES EN AANBEVELINGEN	101
9.1	Voorlopige ontwerpresultaten van de 'Insluiter'	101
9.2	Conclusies met betrekking tot de onderzoeksvraag	102
9.3	Aanbevelingen voor verder onderzoek	104
 BIJLAGEN		
I	LITERATUURLIJST	104
II	GESPECIFICEERD KOSTENOVERZICHT	109
III	UITVOERINGSTECHNIEKEN	115
IV	OVERZICHT VAN DE FUNCTIES VAN EEN TUNNEL	123
V	ONDERVERDELING VAN FUNCTIES	127

1 INLEIDING ONDERZOEK

1.1 Probleembeschrijving

Voor het realiseren van een relatief korte oeververbinding gaat de voorkeur in Nederland uit naar het toepassen van een afgezonken tunnel. Dit heeft te maken met de enorme ervaring die er in Nederland is opgedaan met dit type tunnel, waardoor er een verregaande kostenoptimalisatie heeft plaatsgevonden.

Er zijn echter enkele situaties waar een afgezonken tunnel niet of slechts tegen zeer hoge kosten te realiseren is. Bijvoorbeeld als:

- Er geen bouwdok beschikbaar is;
- De rivierkarakteristiek niet geschikt is voor het vervoer van elementen, bijvoorbeeld door een te grote stroming;
- Het rivieralignement niet geschikt is voor het vervoer van elementen, bijvoorbeeld door de aanwezigheid van een kunstwerk;
- De tijdelijke stremming van de rivier op bezwaren stuit, omdat de scheepvaart hier hinder van ondervindt.

In deze situaties wordt tegenwoordig regelmatig besloten tot de aanleg van een boortunnel. In het buitenland is voornamelijk het ontbreken van een bouwdok aan de orde. Nederland beschikt wel over meerdere bouwdokken waar de tunnelementen kunnen worden gebouwd.

Met de keuze voor een boortunnel wordt niet alleen gekozen voor een andere uitvoeringsmethode, maar ook voor een ander tracé, andere risico's en andere veiligheidsmaatregelen. Hierdoor zijn de kosten voor een geboorde oeververbinding vaak hoger dan de kosten voor een afgezonken tunnel.

De keuze voor een oplossingsmethode wordt doorgaans per project afzonderlijk gemaakt. Er wordt bij elk project in eerste instantie gekeken naar bestaande technieken, omdat de ontwikkeling van nieuwe bouwmethoden voor een enkel project veel te kostbaar en/of risicovol zal zijn. Het is dan ook mogelijk dat er reële alternatieve bouwmethoden voor korte oeververbinding bestaan, die als individuele oplossing echter economisch onhaalbaar bleken. Wellicht zijn deze ideeën in een breder toepassingsgebied echter wel van waarde.

1.2 Probleemstelling

De boortunnel bezit als alternatief voor een afgezonken tunnel niet de ideale eigenschappen voor een korte oeververbinding. Omdat de huidige tunnelboormethodes niet specifiek ontwikkeld zijn om aan de eisen van een korte oeververbinding te voldoen, wordt er economisch verlies geleden.

1.3 Doelstelling

Het vinden van een economisch verbeterd alternatief voor de conventionele geboorde tunnel in het geval van een korte oeververbinding.

1.4 Plan van aanpak

- Het inventariseren van de functies en ontwerpfactoren van een afgezonken en geboorde tunnel;
- Het onderzoeken van de kostenopbouw van zowel de afgezonken als de geboorde tunnel;
- Het omschrijven van de economische situatie van de tunnelbouw in Nederland;
- Het verzamelen van zowel uitgevoerd als (nog) niet uitgevoerde uitvoeringsprincipes, die gebruikt kunnen worden bij de realisatie van een korte oeververbinding;
- Het ontwerpen van alternatieve bouwmethodes voor de realisatie van korte oeververbindingen, vanuit de primaire functies van deze oeververbinding;
- Het vergelijken van de bouwmethodes die mogelijk economische voordelen kunnen opleveren.

1.5 Uitgangspunten

De volgende uitgangspunten vormen het kader waarbinnen dit onderzoek verricht is. Voor elk uitgangspunt is een bijbehorende referentiecode weergegeven. Er zal in het verloop van dit rapport verwezen worden naar relevante uitgangspunten, door middel van deze codes.

Uitvoeringstechnische uitgangspunten:

- U-U1 Zowel tijdens de bouw als in de eindfase ervan wordt geen significante beïnvloeding van de rivierkarakteristiek en het scheepvaartverkeer toegestaan.
- U-U2 In het onderzoek wordt zoveel mogelijk gerefereerd aan bestaande Nederlandse regelgeving aangaande tunnelbouw.
- U-U3 Er wordt gezocht naar gemechaniseerde vormen van tunnelbouw.

Natuurlijke uitgangspunten:

- U-N1 Het bodemprofiel van de rivier bestaat uit een combinatie van zand en klei.
- U-N2 De maatgevende stroomsnelheden in de rivier zijn dusdanig dat scheepvaart zonder belemmering kan plaatsvinden.
- U-N3 De diepte van de rivier komt overeen met de diepgang van de maatgevende schepen.

Functionele uitgangspunten:

- U-F1 In dit onderzoek wordt er alleen gekeken naar tunnels als oeververbinding.
- U-F2 Het onderzoek richt zich op de oeververbinding van een autosnelweg met twee rijstroken in beide richtingen.
- U-F3 Er is sprake van een hoge verkeersintensiteit van de oeververbinding.
- U-F4 Er is sprake van een hoge scheepvaartintensiteit op de rivier.
- U-F5 De scheepvaart kent een grote maatgevende hoogte.
- U-F6 De maatgevende diepgang van de scheepvaart is relatief klein vergeleken bij de maatgevende hoogte.
- U-F7 De oeververbindingen zijn relatief kort, met een gesloten tunnallengte van kleiner dan 1500 m.

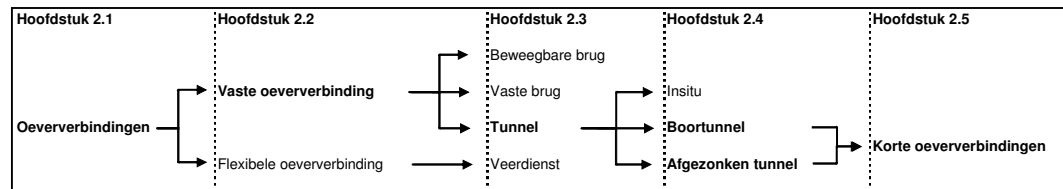
Economische uitgangspunten

- U-E1 Financiële gegevens worden gepresenteerd in Euro's op basis van Nederlandse prijsverhoudingen.
- U-E2 De prijsbasis van de kostenindicaties is gesteld op het jaar 2003.
- U-E3 Er wordt in de kostenramingen uitgegaan van rekenprijzen.
- U-E4 Er is voor kostenramingen gebruik gemaakt van interpolatie van de kosten in de referentieprojecten naar de standaardsituatie.

2 ABAKENING ONDERZOEKSGBIED

In dit hoofdstuk wordt een beknopt overzicht gegeven van de verschillende overwegingen om een oeververbinding te realiseren. Er wordt in elke paragraaf een stap gezet naar een specifiek oplossingsgebied, waarmee het onderzoeksgebied van dit rapport wordt afgebakend. Deze afbakening wordt in de vorm van uitgangspunten geconcretiseerd.

In **Figuur 2.1** is een overzicht gegeven van de opbouw van dit hoofdstuk. De dikgedrukte onderwerpen geven de lijn aan die gevolgd wordt in de afbakening van het onderzoeksgebied.



Figuur 2.1 Overzicht van hoofdstuk 2

In **paragraaf 2.6** wordt vervolgens ingegaan op de specifieke situatie van de tunnelbouw in Nederland. In **paragraaf 2.7** wordt een overzicht gegeven van de kenmerkende marktsituatie waarin de tunnelbouw zich bevindt.

2.1 De noodzaak van oeververbindingen

Rivieren dienen als bron van water voor consumptie en voor de irrigatie van landbouwgrond. Daarnaast worden rivieren gebruikt voor transportdoeleinden. De drukst bevolkte gebieden zijn dan ook te vinden aan de oevers van rivieren. Bij de ontwikkeling van dergelijke gebieden is scheepvaart erg belangrijk. Havens, kanalen en kadewallen worden aangelegd, terwijl de belangrijkste vaarwegen worden verdiept en verbreed. Tegelijkertijd zal er op beide oevers een wegennet worden ontwikkeld dat de groei van het havengebied weer zal versterken.

Bij een toenemende groei van het gebied zal de rivier echter steeds meer een obstakel worden, waardoor de noodzaak voor een goede verbinding tussen de twee oevers toeneemt. Een dergelijke oeververbinding is niet alleen noodzakelijk voor autoverkeer, maar ook voor bijvoorbeeld treinverkeer, metrolijnen, drinkwater en riolering. (Glerum, 1978-a)

2.2 Een vaste of een flexibele oeververbinding

Een flexibele oeververbinding is bijvoorbeeld een veerdienst. Bij een betrekkelijk kleine benodigde capaciteit van een oeververbinding is het instellen van een veerdienst een goedkope oplossing.

Vergeleken met een vaste oeververbinding heeft een veerdienst een aantal belangrijke nadelen:

- Een beperkte capaciteit;
- Vaste vertrektijden;
- Beperkte vaartijden ('s nachts varen is vaak niet rendabel);
- Gevoeligheid voor diverse weersomstandigheden;
- Hinder en gevaar voor andere voertuigen op de waterweg.

Ze hebben echter ook een aantal specifieke voordelen:

- Er kan tot een bepaalde bovengrens redelijk goed worden ingespeeld op de benodigde capaciteit, omdat er bij capaciteitstoename meer boten kunnen worden ingezet. Dit voorkomt grote investering in een vroeg stadium;
- Veerboten zijn in te zetten op meerdere locaties;
- Het discontinue karakter van veerdiensten maakt het heffen van tol meer acceptabel.

Op zeer veel plekken op de wereld wordt nog gebruik gemaakt van veerdiensten. Toch wordt er steeds meer gebruik gemaakt van vaste oeververbindingen als gevolg van toenemende verkeersintensiteit.

2.3 Overzicht van vaste oeververbindingen

Er kan onderscheid worden gemaakt tussen een aantal verschillende typen vaste oeververbindingen. De meest voorkomende zijn:

- Brug;
- Beweegbare brug;
- In-situ tunnel;
- Afgezonken tunnel;
- Geboorde tunnel.

De vraag die vooral van belang is, is wat de selectiecriteria zijn bij de keuze van een variant. Vijf belangrijke criteria worden hieronder genoemd:

- De fysieke mogelijkheid om een zekere constructie op een zekere plek te bouwen. Zo is een afgezonken tunnel in een snelstromende rivier bijna niet te realiseren.
- De kosten voor constructie, gebruik, onderhoud, reparatie en sloop. Hierbij kan bijvoorbeeld gedacht worden aan ventilatie die bij een tunnel wel nodig is en bij een brug niet. Een stalen brug vraagt weer om meer onderhoud dan een betonnen tunnel.
- De gebruikerskosten, zoals de extra brandstofkosten die worden gemaakt bij een oeververbinding met groot hoogteverschil.
- De veiligheid. Afhankelijk van de situatie levert niet elke oplossing dezelfde mate van veiligheid. Zo is er een bijzonder risico van brand in tunnels, maar moet er bij bruggen weer rekening worden gehouden met een aanvaring door scheepvaart.
- Het ongemak voor verkeer, zoals de doorvaarthoogte van een brug die essentieel is voor de scheepvaart.

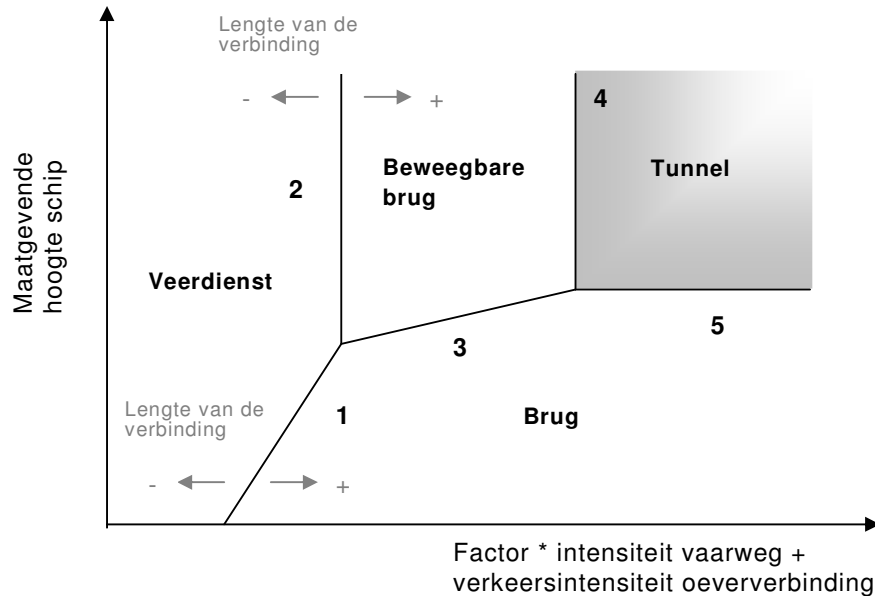
Ook zijn van belang de omgevingsinvloeden als:

- Geluid;
- Luchtvervuiling;
- Visuele hinder;
- De ruimte op de oever;
- De mogelijkheden om tijdelijk het grondwater te verlagen.

Bij de keuze tussen een brug en een tunnel is er echter een klein aantal variabelen die gebruikt worden voor een eerste afweging:

- Capaciteit van de vaarweg;
- Maatgevende scheepvaart;
- Capaciteit van oeververbinding;
- Lengte van de verbinding.

Aan de hand van deze belangrijke variabelen wordt een overzicht gegeven van de oplossingsruimte van de hoofdalternatieven. In dit schema wordt er geen onderscheid gemaakt tussen de verschillende manieren van tunnelbouw. Voor de volledigheid is ook de veerdienst in dit schema opgenomen.



Figuur 2.2 Overzicht oeververbindingen

Verklaring van de verdeellijnen

1 Veerdienst / brug

Bij een toename van de verkeersintensiteit van de oeververbinding zal de veerdienst minder aantrekkelijk worden. De maatgevende hoogte is echter een factor om bij een hogere verkeersintensiteit van de oeververbinding langer gebruik te blijven maken van een veerdienst. Bij deze afweging is ook de lengte van de verbinding van belang. Zo zal men voor een slootje geen veerdienst instellen en voor een verbinding tussen Nederland en Engeland niet snel een brug bouwen.

2 Veerdienst / beweegbare brug

In de afweging tussen een veerdienst en een beweegbare brug zal de maatgevende hoogte geen rol spelen, omdat bij beide alternatieven geen hoogtebeperkingen aanwezig zijn. De capaciteit zal hier de doorslag geven. Vooral bij een beperkte intensiteit van de vaarweg met een grote verkeersintensiteit van de oeververbinding zal de beweegbare brug voordeel kunnen opleveren. Ook hier is de lengte van de verbinding weer een belangrijke factor.

3 Brug / beweegbare brug

De afweging tussen de brug en de beweegbare brug zal voor het grootste deel afhangen van de maatgevende hoogte van een schip. De verkeersintensiteit speelt echter ook een rol. Als er immers door een beperkte toename van de hoogte van brug een grote beperking mogelijk is in het oponthoud door de beweegbare brug, dan levert dat een besparing in kosten op. Bij grote verschillen tussen de capaciteit van de oeververbinding en de capaciteit van hoge schepen op de vaarweg neemt de geschiktheid van een beweegbare brug toe.

4 Beweegbare brug / tunnel

De afweging tussen een beweegbare brug en een tunnel is puur gebaseerd op capaciteitseisen. Waar een beweegbare brug voor zowel de scheepvaart als het wegverkeer vertraging en capaciteitsbeperking oplevert kent de tunnel alleen de capaciteitsbeperking van de verbindingen zelf.

5 Brug / tunnel

Bij de afweging tussen een brug en een tunnel is vooral de hoogte van het maatgevende schip van belang [U-F5]. Omdat de hoogte van schepen relatief sterker toeneemt dan de diepgang, is de maatgevende hoogte veel groter dan de maatgevende diepte [U-F6]. Er van uitgaande dat de hellingshoeken in lengterichting gelijk zijn voor beide alternatieven dan zal de lengte voor een brug veel groter zijn dan van een tunnel. Dit zal voor bruggen dan ook uiteindelijk leiden tot een toename in constructiekosten en inpassingsproblemen met de omgeving.

2.4 Overzicht van tunnels als oeververbindingen

Er zijn in Nederland drie hoofdvarianten in de tunnelbouw te onderscheiden:

- De in-situ tunnel;
- De afgezonken tunnel;
- De geboorde tunnel.

De in-situ tunnel wordt in Nederland niet vaak toegepast als oeververbinding. Dit heeft te maken met de zeer grote landschappelijk ingrepen die nodig zijn om een dergelijk tunnel te realiseren. Ook zal er bij de uitvoering van een dergelijke tunnel relatief veel hinder voor de scheepvaart zijn. Om deze redenen wordt deze bouwmethode buiten het onderzoeksgebied gehouden. [U-U1]

2.5 Belangrijke kenmerken van oeververbindingen binnen dit onderzoek

In deze paragraaf wordt ingegaan op de uitgangspunten die opgesteld zijn met betrekking tot de eigenschappen van een rivier waar een oeververbinding gerealiseerd kan worden.

2.5.1 Breedte van de rivier

In dit rapport wordt er gekeken naar een korte oeververbinding. Zoals **Figuur 2.2** laat zien wordt er bovendien vanuit gegaan dat tunnels alleen worden toegepast bij een hoge intensiteit van wegverkeer en scheepvaart [U-F3, U-F4]. Met een korte oeververbinding wordt bedoeld op oeververbindingen met een lengte van maximaal 1500 m, waarbij het gaat om het gesloten deel van de verbinding [U-F7]. Hier vallen vrijwel alle afgezonken tunnels in Nederland onder. Buiten beschouwing blijven verbindingen zoals de Westerscheldetunnel [U-F1]. Er wordt in dit onderzoek niet uitgegaan van een getalsmatige ondergrens aan de lengte van de oeververbinding. Deze ondergrens wordt gevormd door de keuzesystematiek volgens **Figuur 2.2**. Zeer smalle rivieren hebben namelijk vaak geen hoge verkeersintensiteit en ook geen grote maatgevende hoogte van de scheepvaart. Om deze redenen zal er bij deze rivieren dan ook zeer waarschijnlijk niet gekozen worden voor de bouw van een tunnel. Indien er in deze situaties wel wordt besloten tot de aanleg van een tunnel om bijvoorbeeld esthetische redenen, dan valt dit buiten dit onderzoek.

2.5.2 Diepte van de rivier

De maatgevende hoogte van voornamelijk zeescheepvaart is in veel gevallen een stuk groter dan de maatgevende diepgang. Dit betekent dat een oeververbinding in de vorm

van een brug een groter hoogteverschil moet overbruggen, dan in de vorm van een tunnel. Om deze reden is de keuze voor een tunnel bij aanwezigheid van zeeschepen relatief gunstig ten opzichte van een brug. Van dit voordeel kan echter alleen gebruik worden gemaakt als de natuurlijke diepte van de rivier niet veel groter is dan de diepgang van het maatgevende schip [U-N3]. Bij zowel een afgezonken als een geboorde tunnel is immers dekking van de bodem noodzakelijk. Het over een grote lengte aanvullen van de rivierbodem zal vrijwel nooit tot de mogelijkheden behoren, omdat hierdoor de gehele afvoerarakteristiek van de rivier zal veranderen. Een rivier die veel dieper is dan de maatgevende scheepvaart nodig heeft, zal zowel voor een geboorde als een afgezonken tunnel erg lang worden en daarmee duur.

2.5.3 Stroomsnelheid van de rivier

Voor het transport en afzinken van tunnelementen bestaat een maximale toelaatbare stroomsnelheid. Bij erg hoge stroomsnelheden zal het afzinken van de tunnelementen een zeer risicovolle en ingewikkelde operatie worden. Om deze reden zou in een dergelijke situatie dan ook gekozen kunnen worden voor een boortunnel. Ook bij een beschouwing van de stroomsnelheden speelt er echter een causaliteit in de besluitvorming mee. Bij een toename van de stroomsnelheid zal namelijk de geschiktheid van de rivier voor scheepvaart ook afnemen. De vraag is dan ook of het reëel is om aan te nemen dat een te hoge stroomsnelheid een goede reden vormt voor een afweging tussen de alternatieven. In het verdere onderzoek wordt er uitgegaan van een 'normale' stroomsnelheid [U-N2]. Hiermee wordt een dusdanige stroomsnelheid aangeduid dat het OTA-proces (Opdrijven, Transporteren, Afzinken en Onderstromen) van een afgezonken tunnel op gebruikelijke wijze plaats kan vinden.

2.6 Beschrijving van de onderzoeksruimte

Er wordt bij dit onderzoek uitgegaan van de Nederlandse situatie. Dit is te concretiseren in een aantal belangrijke randvoorwaarden die in de volgende paragrafen behandeld zullen worden.

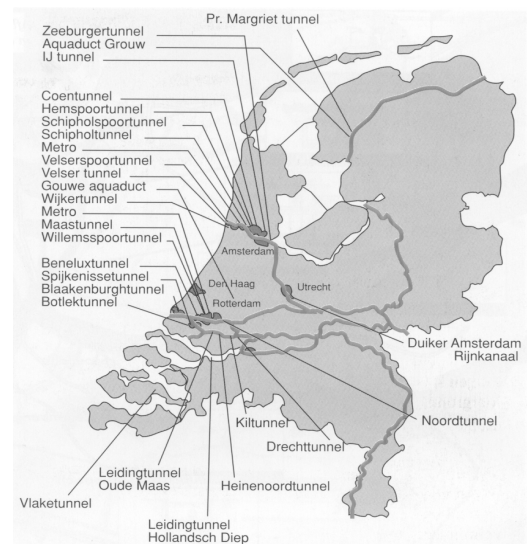
2.6.1 Ontwikkeling van het stedelijke gebied

Als je een inschatting wilt maken van de ontwikkeling van tunnelbouw is inzicht in de economische ontwikkeling van belang. Hierbij gaat het vooral om het stedelijke gebied om de 'grote rivieren'. Hier is de vraag naar tunnels in Nederland immers het grootst. (zie **Figuur 2.3**) Dit heeft te maken met de grote bevolkingsdichtheid en de belangrijke rol van scheepvaart in dit gebied.

De hierna genoemde ontwikkelingen dragen bij aan de vraag naar ondergronds ruimtegebruik en daarbij ook in belangrijke mate aan de vraag naar oeververbindingen. (E. Horvat e.a., 1997)

Behoeftte bepalende ontwikkelingen:

1. Een toenemend kwaliteitsbesef;



Figuur 2.3 Overzicht van verkeerstunnels in Nederland (Deketh/Kevelam, 1997)

Een toenemend kwaliteitsbesef hangt samen met de hogere eisen die aan externe veiligheid, de fysieke leefomgeving en het milieu in het algemeen worden gesteld.

2. Een toenemende druk op de beschikbare ruimte;
Hierdoor zal het belang van efficiënt ruimtegebruik en verdichting toenemen.
3. Een stijgende mobiliteit;
De overlast en het ruimtebeslag van vooral het wegverkeer zal toenemen, wat het belang van tunnels vergroot.

Stimulerende ontwikkelingen:

4. Sterke economische groei;
Door sterke economische groei ontstaat meer financiële ruimte en zal de mobiliteit en het kwaliteitsbesef toenemen.
5. Technologische vooruitgang;
Hierdoor ontstaan meer technische mogelijkheden voor het gebruik van de ondergrond en kunnen opgedane ervaringen en innovaties een kostenverlagend effect hebben op ondergronds bouwen.
6. Een actieve overheid;
Toenemende ervaring en kennis van de overheid kan leiden tot een toename van ondergronds bouwen.

Er wordt in dit rapport uitgegaan van een dusdanige ontwikkeling van bovenstaande factoren, dat dit zal leiden tot een constante ontwikkeling van de tunnelbouwmarkt. Dit leidt tot het uitgangspunt dat de eventuele nieuwe vormen van tunnelbouw concurrerend moeten zijn met de bestaande tunnelbouwmethodes.

2.6.2 Karakteristiek van 'de Nederlandse rivieren'

De Nederlandse rivier kent als primaire functie het afvoeren van water, ijs en sediment. Er zijn echter nog enkele secundaire riviergebonden functies te onderscheiden, namelijk:

- scheepvaart;
- beveiliging tegen overstromen;
- landbouw;
- drinkwatervoorziening;
- grondstoffenvoorziening;
- landschap;
- milieu;
- recreatie;
- wonen.

Rivierbeheer is gericht op het optimaliseren van deze secundaire functies onder de voorwaarde dat de primaire functie altijd op veilige wijze kan worden uitgevoerd. In de volgende paragrafen worden de functies besproken die in het bijzonder van belang zijn voor dit onderzoek.

2.6.2.1 Scheepvaart

De rivieren gelden als zeer belangrijke transport-as voor Nederland. De aantrekkelijkheid van de binnenvaart ligt in de lage transportkosten, de geringe belasting voor het milieu en de hoge veiligheid van deze vervoerswijze. Meer dan de helft van het internationale transport wordt dan ook per schip vervoerd (160 miljoen ton). Het stremmen van de scheepvaart zal in de meeste situaties tot aanzienlijke kosten leiden.

Vanwege de congestie op de wegen zal mogelijk meer lading per schip getransporteerd gaan worden. Dit kan leiden tot een toename van de aflaaddiepte van schepen. Bij de

bouw van een oeververbinding zal men dan ook rekening moeten houden met een toekomstige wens om de diepgang van de scheepvaart te vergroten.

2.6.2.2 Veiligheid tegen overstromen

Deze functie vereist dat het rivierwater onder alle omstandigheden veilig kan worden afgevoerd. Bij de inrichting van de rivier moet daarom worden gestreefd naar een geringe hydraulische weerstand en een stroomprofiel dat de kans op overstroming binnen de geldende normen houdt. Van belang is de invloed van de oeververbinding op de veiligheid. Er zal moeten worden bepaald hoe de oeververbinding de faalkansen van de bestaande keringen beïnvloed en of het bezwijken ervan kan leiden tot inundatie van de aangrenzende dijkkring?

2.6.2.3 Landschap

Het Nederlandse landschap wordt voor een belangrijk deel gekenmerkt door zijn rivieren. Vooral het onbelemmerde vergezicht vanaf de dijken spreekt tot de verbeelding. Dit betekent dat het ingrijpen in dit landschap dan ook op weerstand zal stuiten. Het verdient bij de realisatie van een oeververbinding in de meeste gevallen dan ook de voorkeur om zo weinig mogelijk aan het oorspronkelijke landschapsbeeld te wijzigen.

2.6.3 Bodemgesteldheid in Nederland

Bij het aanleggen van oeververbindingen is het noodzakelijk een goede kennis te hebben van de ondergrond. De grondopbouw in Nederland is divers en bestaat onder andere uit veen-, klei-, zand- en grindlagen. De grondwaterstand is doorgaans direct onder het maaiveld te verwachten. Op lokaal niveau blijkt de grondopbouw in Nederland vaak vrij complex te zijn. Daarnaast kunnen complicerende factoren optreden zoals bodemverontreinigingen en obstakels in de ondergrond. Voor realisatie van in het bijzonder boortunnels is nauwkeurige informatie hierover noodzakelijk.

2.7 Beschouwing van de tunnelbouwmarkt

Om uitspraken te doen over de ontwikkeling van een markt is inzicht in de processen binnen deze markt van groot belang. Een technisch uitvoerbaar idee heeft natuurlijk maar weinig betekenis als het niet wordt uitgevoerd. Ook is inzicht in de markt bij de beoordeling van conceptoplossingen van belang, omdat niet alleen cijfers maar ook meer subjectieve marktprocessen het succes van een oplossing bepalen.

2.7.1 Omvang van de projecten

Met de bouw van een oeververbinding is zeer veel geld gemoeid. Bovendien zijn de financiële risico's bij dergelijke kunstwerken groot. Uit ervaring blijkt namelijk dat bij dergelijke projecten het grootste deel van de problemen pas aan het licht komt tijdens de uitvoering. In praktijk blijkt de opdrachtgever, in de meeste gevallen de overheid, verantwoordelijk voor onvoorziene ontwikkelingen tijdens de bouw. Het is voor een opdrachtgever dan ook van groot belang dat zo veel mogelijk risico's worden uitgesloten, door uitgebreid vooronderzoek en het maximaal benutten van de huidige ervaringen.

2.7.2 Kleine markt met nationaal slechts één serieuze opdrachtgever

Er is in Nederland sprake van een monopsoniemarkt binnen de civiele techniek. Binnen een monopsonie, kan één vrager – de aanbesteder – op een door hemzelf gecreëerde markt een relatief marktoverwicht ten opzichte van vele aanbiedende partijen – de aannemers – in het leven roepen.

Er treden in een monopsonie, zoals de tunnelbouw, andere marktprocessen op dan in andere bedrijfstakken. Er is bijvoorbeeld minder dynamiek tussen opdrachtgever en opdrachtnemer. Het karakter van de opdrachtgever zal in een monopsonie uiteindelijk ook voor een belangrijk deel het karakter van de hele markt bepalen. Elke opdrachtnemer is min of meer veroordeeld tot de opdrachtgever.

2.7.3 Marktwerving binnen de tunneltechniek en de plaats van innovatie

Als een innovatie wil aanslaan dan zullen zowel opdrachtgever als opdrachtnemer ervan moeten kunnen profiteren. Het is bij elke innovatie echter de vraag of de partijen de risico's ervan willen dragen. Bij innovatieve ideeën (bijvoorbeeld I.T.M., T.O.M.A.S., de zwevende tunnel) die een geheel nieuwe uitvoeringsmethode omvatten, zijn de uitvoeringsrisico's erg groot. Het is dan ook de vraag of een overheid een dergelijk project 'durft' aan te besteden, los van de vraag of het ook daadwerkelijk goede ideeën zijn.

In geval van 'design en construct' zullen eventuele onzekerheden opgenomen worden in de aanbestedingsprijs, waardoor deze innovatieve ideeën in veel gevallen niet kunnen concurreren met traditionele bouwmethoden. Door het ontbreken van ervaring zal er immers een grote risicofactor moeten worden gehanteerd.

Als de overheid voor een innovatief project meer geld wil uitgeven dan strikt noodzakelijk is, zal er aannemelijk moeten worden gemaakt dat deze innovatie zich ook terugbetaalt. Garanties hiervoor kunnen echter zelden worden gegeven. Het hangt vaak af van het 'geloof' van de beleidsmakers of zo'n werk doorgang vindt. In deze kleine markt met grote bedragen zal innovatie dus een bewuste keuze moeten zijn.

De tweede Heinenoord tunnel is een duidelijk voorbeeld van zo'n bewuste keuze. Er bestond geen noodzaak, maar er was een wil om zich de boortechneik eigen te maken. Er is bij dit project een onderzoekstraject opgezet dat gebruikt is bij alle verdere boortunnelprojecten in Nederland. Je ziet dat er nu in Nederland al een groot aantal boortunnels is gerealiseerd en dat er nog meer in voorbereiding zijn. In een zeer korte tijd heeft deze techniek zich in Nederland ontwikkeld tot een gangbare.

2.7.4 De subjectieve besluitvorming

Bij het nemen van een beslissing voor het uitvoeren van een civiel werk is een grote groep mensen betrokken. De invloed van een aantal van deze personen is echter groter dan van anderen. De invloed van de topambtenaren van het ministerie van Verkeer en Waterstaat reikt ver. Ook voor een minister van verkeer en waterstaat kan het persoonlijk voordeel opleveren om zijn naam aan een civiel werk te verbinden.

Het lijkt er dan ook op dat de besluitvormers de afgelopen jaren geen volledig objectieve kijk hebben gehad op de aanbestedingen van civiele werken. Het is immers bijna niet voor te stellen dat de overheid zich keer op keer laat verrassen door de uiteindelijk (veel hogere) kosten van infrastructurele werken dan begroot. Deze structurele onderschatting van kosten lijkt op moedwillig 'wishful thinking'.

Aan de andere kant kan individuele inbreng ook afremmend werken op de uitvoering van civiele werken. Men kan immers ook bang zijn om (gedeeltelijke) verantwoordelijkheid te dragen voor een innovatief project.

2.7.5 Het beslissen met toekomstvisie

Beslissen met toekomstvisie is in het bijzonder bij de tunnelbouw van groot belang. De kunstwerken hebben immers vaak een levensduur van ongeveer 100 jaar. Door deze lange levensduur is het van belang om de lange termijn risico's goed in te schatten. Bovendien is het ondergronds bouwen volop in ontwikkeling en is er nog relatief weinig gerealiseerd. Als er nu geen rekening wordt gehouden met toekomstverwachtingen, bestaat de kans dat we ons over een decennium in de vingers snijden.

Een voorbeeld hiervan is de aanleg van de leidingen voor gas, water, elektra en telefoon in Nederland. Er is bij de aanleg van deze leidingen vaak niet stil gestaan bij de lange termijn effecten van een wirwar aan kabels in de grond. Een gestructureerde aanpak toen had nu zeer veel kosten bespaard.

Een ander belangrijk aspect van beslissen met toekomstvisie is rekening houden met de wijzigende prijsverhoudingen binnen de economie. De tunnel onder het Groene hart is een mooi voorbeeld van deze denkwijze. De verhouding tussen de waarde van een kunstwerk en zijn kosten zijn vaak sterk afhankelijk van het kwaliteitsbesef van mensen met betrekking tot de openbare ruimte. Zo kan de tunnel onder het Groene Hart over tien jaar een fantastische keuze blijken als de 'waarde' van de open ruimte wellicht sterk is gestegen.

2.7.6 De moeilijkheid van kostenafwegingen

Het resultaat van een integrale afweging van de kosten kan flink verschillen van een beslissing die puur op basis van technisch/financiële gronden is genomen. Neem de aanleg van een metrotunnel in een stedelijk gebied. De toepassing van traditionele bouwmethoden leidt misschien tot de laagste aanlegkosten, maar het kostenplaatje kan er heel anders uitzien wanneer alle economische en omgevingseffecten worden meegewogen. Het afbreken van huizen en gebouwen en het voor langere tijd afsluiten en openleggen van straten kan leiden tot overlast voor bewoners, minder klandizie voor winkeliers, verslechterde bereikbaarheid van bedrijfsvestigingen en aantasting van onroerendgoedprijzen. Daarmee wordt een groot deel van de projectkosten afgewenteld op de maatschappij, waardoor een aanzienlijke economische schade ontstaat. Wanneer deze schade in geld wordt uitgedrukt en in de afweging wordt meegewogen, kan het heel goed zijn dat een duurdere bouwtechniek, uiteindelijk voor alle partijen voordeliger uitpakt. Het komen tot een goede raming blijkt echter vaak moeilijk.

Er spelen soms bovendien nog tertiaire effecten mee. Deze effecten kunnen onmogelijk allemaal in een kostenraming worden opgenomen maar ze kunnen soms wel een zeer grote rol spelen. Zo kun je je bijvoorbeeld afvragen of een kunstwerk als de Oosterscheldekering niet vele malen meer heeft opgebracht dan het ooit gekost heeft, door de kennis en status die het de Nederlandse ingenieur bezorgde. De Deltawerken stralen ontzag uit en geven de Nederlandse ingenieur de uitstraling van onverzettelijkheid. De effecten van dit resultaat van innovatie zijn bijna niet meetbaar, maar wel reëel. De beslissing om de Oosterscheldekering te bouwen werd genomen vanuit een compromis. In principe is en was het project volgens veel mensen een merkwaardig en oneconomisch besluit. Het nemen van een, binnen de actuele omstandigheden, oneconomisch besluit kan als alle secundaire en tertiaire factoren zouden kunnen worden gekwantificeerd toch economisch verantwoord blijken.

3 AFGEZONKEN TUNNEL

Bij het zoeken naar alternatieven voor de huidige tunnelbouwmethodes is een nauwkeurige beschouwing van de huidige technieken noodzakelijk. In de laatste jaren is gebleken dat de afgezonken tunnel in Nederland de goedkoopste oplossing is voor het realiseren van een oeververbinding. Het is voor dit onderzoek van groot belang om te onderscheiden waar dit relatieve voordeel vandaan komt.

In dit hoofdstuk wordt een beschrijving gegeven van de functies van een afgezonken tunnel en wordt onderzocht wat de belangrijke ontwerpvariabelen in deze tunnelbouwmethode zijn. Doel van dit hoofdstuk is het onderscheiden van de basisfuncties van een afgezonken tunnel en het analyseren van het bouwproces.

3.1 Functieomschrijving

Deze paragraaf richt zich op de functies die vervuld moeten worden voor het realiseren van een afgezonken tunnel.

Een indeling naar functies van het bouwproces van een afgezonken tunnel:

- Functie 1 Creëren van bouwplaats;
- Functie 2 Constructie van de elementen;
- Functie 3 Baggeren zinksleuf;
- Functie 4 Opdrijven en transporteren element;
- Functie 5 Afzinken en onderstromen element;
- Functie 6 Constructieve afbouw;
- Functie 7 Ontsluiting tunnel.

3.1.1 Functie 1 Creëren van bouwplaats

Er zijn drie belangrijke bouwmethoden voor een tunnel:

- Bouwdok;
- Scheepsdok;
- In-situ bouwdok.

Om de transportafstand klein te houden bestaat er een voorkeur het bouwdok direct naast de tunnel te situeren. Er moet dan wel voldoende ruimte beschikbaar zijn. Met het oog op de kosten is het vaak niet aantrekkelijk voor elke tunnel een nieuw dok te bouwen. De investeringskosten voor een bouwdok zijn namelijk relatief groot.

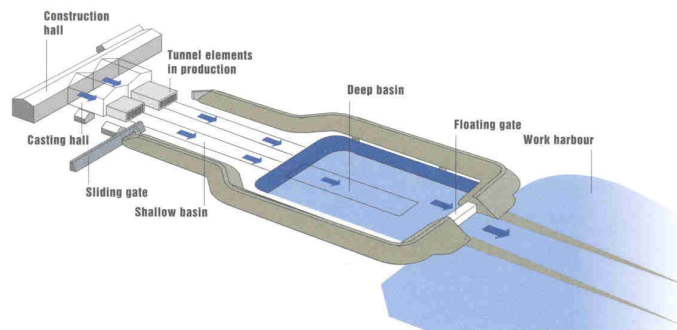
Een bouwdok waarbij open bemaling wordt toegepast is vrijwel altijd de goedkoopste uitvoering. Grondwaterverlaging wordt echter maar zelden toegestaan, behalve in sommige weinig kwetsbare gebieden. Dit kan dan ook een reden zijn om voor een bouwdok te kiezen op een grotere afstand.

Bij relatief kleine tunnels kan er ook gebruik gemaakt worden van een scheepsdok. Een voordeel van een scheepsdok is dat het opdrijven en uitvaren van de elementen goedkoper is.

Ook is het mogelijk de bouwkuip van het landgedeelte van de tunnel te gebruiken als bouwdok. In het aan de waterloop grenzende gedeelte van de bouwkuip wordt dan een element gebouwd, dat vervolgens naar de plek van afzinken wordt gevaren. Bij het toepassen van deze methode wordt de bouwtijd vaak sterk verlengd, omdat er doorgaans maar één element tegelijk in dit bouwdok kan worden gemaakt.

3.1.2 Functie 2 Constructie van de elementen

De constructie van de elementen vindt plaats in het bouwdok. Doorgaans worden er meerdere elementen gelijktijdig gebouwd. Hierdoor wordt het aantal OTAOC-cycli beperkt. De elementen zijn opgebouwd uit meerdere moten die in serie worden gestort, met behulp van een bekisting die na elke stort wordt doorgeschoven. De moten worden vervolgens met behulp van voorspanning aan elkaar gekoppeld, zodat transporteerbare elementen ontstaan. Door deze werkwijze is er een hoge mate van repetitie wat leidt tot een hoge bouwsnelheid en lage kosten.



Figuur 3.1 Øresund-fabriek

Ook kan er gebruikgemaakt worden van een mootfabriek, zoals is toegepast bij de Øresundtunnel in Denemarken, zie **Figuur 3.1**. Bij deze bouwmethode worden de tunnelmoten in een plaatsvast bekisting gemaakt. De wapening van de moten wordt geprefabriceerd tot kant en klare constructies. Deze wapeningsconstructies worden in de

buitenbekisting geschoven, waarna ook de binnenbekisting wordt aangebracht. Na het aanbrengen en verhardn van het beton wordt de tunnelmoot vrijgemaakt van zijn bekisting en van het bekistingsbed geschoven. De bekisting kan vervolgens worden schoongemaakt waarna met de volgende klaarstaande wapeningsconstructie het proces opnieuw begint. Met deze constructiemethode is bij de Øresund-tunnel een productiesnelheid bereikt van één tunnelmoot (22 m) per week per productielijn (2). (Gimsing en Iversen, 2001)

3.1.3 Functie 3 Baggeren zinksleuf

Bij de toepassing van een afgezonken tunnel wordt een zinksleuf gebruikt om de volgende redenen:

- De instandhouding van het stroomprofiel van de rivier en de diepgang voor schepen door de verdiepte plaatsing van de tunnelementen;
- Het funderen van de tunnel door zijdelingse steun van de grond;
- De verdiepte ligging van de tunnelementen en de dekking op de elementen dienen als bescherming tegen een zinkend schip, een slepend of vallend anker;
- De dekking op de tunnel dient ook als extra oprijfveiligheid.

Het ontgraven van de zinksleuf zal bij voorkeur zo kort mogelijk voor het afzinken van de tunnelementen gebeuren. Hierdoor wordt voorkomen dat de zinksleuf verontreinigd wordt of weer dichtslibt voor de elementen op hun plaats liggen.

Problemen die kunnen ontstaan bij het baggeren van de zinksleuf zijn de volgende:

- Het vrijkomen van verontreinigde grond wat een grote kosten verhoging met zich mee zal brengen;
- Mogelijke doorsnijding van grondlagen met een verhoogde waterspanning, wat instabiliteit in de bodem kan veroorzaken;
- Het baggeren van de zinksleuf kan leiden tot overlast voor het scheepvaartverkeer.

3.1.4 Functie 4 Opdrijven en Transport

Na constructie krijgen de tunnelementen kopschotten en wordt ballast aangebracht om ze klaar te maken voor drijvend transport. Het bouwdok wordt vervolgens gevuld met water. De elementen worden gecontroleerd in drijvende toestand gebracht door het verminderen van ballast in de elementen. Het is van belang dat het water zich goed onder de elementen kan verspreiden, zodat de opwaartse waterdruk zich geleidelijk opbouwt. De elementen worden dan ook vaak gebouwd op een grindbed.

Na het opdrijven van het element, wordt het uit het bouwdok gevaren om vervolgens vervoerd te worden naar de afzinklocatie. Uiteraard moet de vaarweg voldoende ruimte hebben om het element te vervoeren. Ook moet men er rekening mee houden dat het aanwezige scheepvaartverkeer hinder zal ondervinden van het transport.

De belangrijkste variabelen bij het transporteren van het element zijn:

- Diepgang en breedte van de vaargeul;
- Transportafstand;
- Stroomsnelheid;
- Aanwezigheid van obstakels.

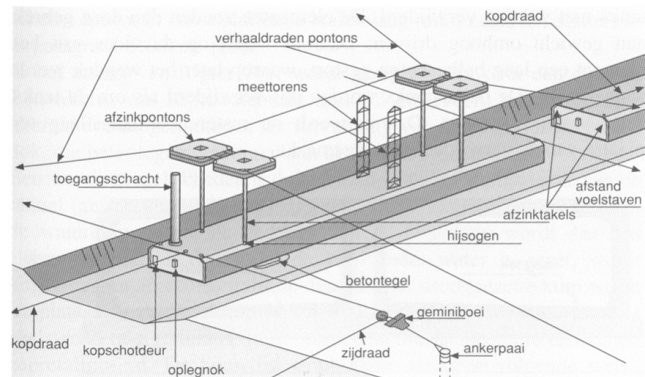
3.1.5 Functie 5 Afzinken en onderstromen

De elementen worden door ze te ballasten en met behulp van lieren en kabels op de juiste plek afgezonken. Vooral in stromend water, rivieren en estuaria worden kabels en verankeringen zwaar belast. Op **Figuur 3.2** zijn ook meettorens en een toegangsschacht aangegeven. Via de schacht kan het element na afzinken bereikt worden.

Om een tunnelement te kunnen afzinken moet het gewicht van het lege element, zonder ballast, ongeveer gelijk zijn aan dat van het verplaatste water. Onder die voorwaarde is drijvend transport nog net mogelijk en kan ten behoeve van de tijdelijke stabiliteit op de bodem van de sleuf worden volstaan met eenvoudig aan te voeren ballastwater. Voor de blijvende stabiliteit kan het ballastwater worden vervangen door ballastbeton.

Na het afzinken worden de elementen eerst op tijdelijke steunpunten geplaatst. Het is volgens traditionele methodes niet mogelijk om zo nauwkeurig te baggeren dat de elementen direct op de bodem gefundeerd kunnen worden. Bovendien kan met een tijdelijke ondersteuning een betere plaatsingsnauwkeurigheid worden bereikt, die voor de koppeling van de elementen noodzakelijk is. Om een definitieve fundering te krijgen wordt de tunnel onderstroomd met zand.

Een nieuw concept voor het funderen van afgezonken tunnels is gebruikt bij de Øresund-tunnel en later bij de tweede Benelux-tunnel. Hier is gebruik gemaakt van het zogenoemde scraging-principe. Met behulp van deze techniek is het mogelijk om een



Figuur 3.2 Afzinken tunnelementen

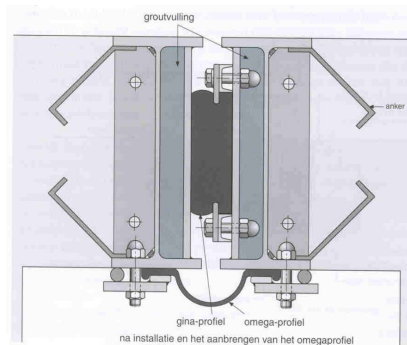
gravelbed aan te brengen met een nauwkeurigheid van millimeters. Hierdoor is het mogelijk om de elementen direct op de fundering te plaatsen. (*H. Smink, 2003*)

3.1.6 Functie 6 Constructieve afbouw

Na het afzinken moeten de volgende werkzaamheden worden verricht om de tunnel af te bouwen:

- Verwijderen van de kopschotten;
- Doorzagen van de voorspanning;
- Dekking op de tunnel aanbrengen;
- Aanbrengen van de omegaprofielen;
- Afdichten moot-, zink- en sluitvoegen.

Een zeer belangrijk en tevens kostbaar onderdeel van de afbouw zijn de voegprofielen. Het eerste soort voeg dat bij een afgezonken tunnel voorkomt is de mootvoeg. Dit is een dilatatievoeg tussen de verschillende moten van een tunnelement. Deze moten zijn tijdens het gehele OTAO-proces door voorspanning aan elkaar verbonden. Door het doorzagen van de voorspanning kunnen de tunnelmoten ten opzichte van elkaar enigszins roteren. Hierdoor kunnen zettingen van de bodem worden gevolgd, zodat er geen grote spanningen in de tunnelementen ontstaan. Het gebruikelijke W9UI-profiel kan een voegopening tot 25 mm overbruggen. Dit is beduidend meer dan in praktijk wordt waargenomen.



Figuur 3.3 Zinkvoeg

Het tweede type voeg is de zinkvoeg. Deze voeg is afgebeeld in **Figuur 3.3**. De koprand van het te installeren tunnelement is rondom voorzien van een speciaal rubberprofiel, dat de flexibele afdichting en tegelijk de mechanische drukkoppeling verzorgt. Dit is het Gina-profiel. Men houdt rekening met de mogelijkheid dat het Gina-profiel niet permanent als afdichting werkt. Daarom wordt er een tweede afdichtingprofiel aan de binnenkant aangebracht. Dit is het omegaprofiel.

Als laatste element van een afgezonken tunnel wordt de sluitvoeg aangebracht. De sluitvoeg is een complete tunnelmoot met een lengte van ca. 1 m.

De sluitvoeg wordt meestal aangebracht tussen het laatste en een na laatste element. Een belangrijke functie van de sluitvoeg is de blokkering van de druk die in de tunnelementen is opgebouwd. (*Peters e.a., 2000*)

3.1.7 Functie 7 Ontsluiting tunnel

De tunnelementen worden drijvend naar de plek van bestemming gebracht en daar afgezonken. Dit betekent dat de opening van de buitenste tunnelementen zich zal bevinden onder de waterspiegel. De ontsluiting van de oeververbinding moet een verbinding vormen tussen dit punt en het maaiveld op de oever. Deze open toerit dient bovendien als scheiding tussen het grondwater en het inwendige van de tunnel en moet voorkomen dat grondwater de tunnel binnen kan dringen.

De landhoofden vormen, als scheiding tussen maaiveld en tunnel, het enige zichtbare onderdeel van de tunnel. In die hoedanigheden speelt de vormgeving zowel voor de esthetiek als voor de veiligheid een belangrijke rol.

De belangrijkste subfuncties zijn dan ook:

- Ontsluiting van de tunnel;
- Water- en grondkering;
- Schakel tussen het wegennet en de tunnel.

3.2 Analyse van functionele ontwerpaspecten

In deze paragraaf wordt een overzicht gegeven van de invloed van functionele ontwerpaspecten op het ontwerp van de uiteindelijke tunnel. Drie belangrijke functionele ontwerpaspecten zijn:

- Het alignement;
- Het profiel van vrije ruimte;
- De veiligheidseisen.

Door de verschillen van de functionele ontwerpaspecten van een afgezonken tunnel met die van een geboorde tunnel te vergelijken is het beter mogelijk om de sterke en de zwakke kanten van beide methodes te onderscheiden. Bovendien kunnen functionele ontwerpaspecten bij verschillende bouwmethodes op andere uitgangspunten berusten, waardoor ongelijkheid in de waarde van het product ontstaat. Deze ongelijkheid in waarde zal meegenomen moeten worden in de bepaling van kosten van een kunstwerk.

3.2.1 Alignement

Bij de bepaling van het alignement van een tunnel kan men drie deelgebieden onderscheiden:

- Ruimtelijk alignement
Afhankelijk van: wegcategorie, alignement van de aansluitende wegen, landschaps- en bebouwingselementen, esthetica, wegverkeerssystemen en wegelementen.
- Verticaal alignement
Afhankelijk van: wegcategorie, hoogteverschil, huidige en toekomstige diepte en breedte van de te kruisen vaarweg, waterkering, kunstwerken voor en achter onderdoorgang en verkeerssamenstelling.
- Horizontaal alignement
Afhankelijk van: wegcategorie en tracéstudies.

De bepaling van de deelgebieden is volledig afhankelijk van de functie die aan de tunnel wordt toegekend. Gaat het om een autosnelweg, een autoweg of om een trein-, tram- of metroverbinding? Bij verschillende functies horen verschillende eisen. In SATO (*van Vliet e.a., 1993*) wordt een uitgebreide beschrijving gegeven van alle relevante eisen aangaande het alignement. De eisen voor het alignement van een boortunnel zijn in beginsel gelijk aan de eisen die gelden voor een afgezonken tunnel, al zullen niet alle eisen op beide methodes van toepassing zijn.

Ruimtelijk alignement

Bij de bepaling van het tunneltracé spelen naast het wegennet ook de variërende rivierbreedte en grondgesteldheid een belangrijke rol. Bij de bepaling van het uiteindelijke tracé zal er een optimale balans moeten worden gevonden tussen de kwaliteit van de aansluiting op het wegen- of spoornetwerk en de investeringen voor de bouw van het kunstwerk. Bij de afgezonken tunnel zal in de meeste gevallen gezocht worden naar een zo kort mogelijke oeververbinding. (*Glerum, 1978-b*)

Bij het ruimtelijke ontwerp moet behalve met wegverkeer ook rekening worden gehouden met scheepvaart. Zo is het van groot belang om te weten of de vaarweg in de

toekomst nog verbreding nodig heeft. Het verdiepen van de ligging van een afgezonken tunnel is op dit moment nog praktisch onmogelijk.

Verticaal alignement

Een afgezonken tunnel zal doorgaans worden aangelegd op de minimaal mogelijke diepte. Hierdoor kent een afgezonken tunnel in principe de minimale lengte voor een oeververbinding. Hierbij wordt dan uitgegaan van een maatgevende hoogte voor scheepvaart die een aantal malen groter is dan de maatgevende diepte. Het feit dat de afgezonken tunnel zo'n ondiepe ligging kent maakt hem dus uitermate geschikt als korte oeververbinding.

Horizontaal alignement

Een afgezonken tunnel kent een grote vrijheid als het gaat om het gebruikte horizontaal alignement. In praktijk is gebleken dat een afgezonken tunnel zowel te realiseren is in betrekkelijk kleine als met betrekkelijk grote breedtes. De grootste inwendige breedte van een afgezonken tunnel in Nederland (Drechtunnel, 41 m) is dan ook ruim drie keer zo groot als die van de grootste geboorde tunnel (Groene hart, 13,30 m) in Nederland (*van Beek, 2003*). Hierbij moet nog worden aangetekend dat er bij een geboorde tunnel grote verliezen in de effectieve breedte optreden door de ronde vorm.

3.2.2 Profiel van vrije ruimte

De tunneldoorsnede van een afgezonken tunnel kan voor een groot deel worden aangepast aan het vereiste profiel van vrije ruimte. Er is door de rechthoekige vorm nauwelijks sprake van 'ruimteoverschot'. Dit is van groot belang gezien het feit dat al het ruimteoverschot moet worden gecompenseerd met extra ballast, om in evenwicht te blijven met de opwaartse waterdruk.

3.2.3 Veiligheid

De invloed van de veiligheidseisen op een afgezonken tunnel zijn afhankelijk van de vereiste wegcategorie en de lengte van de tunnel. De mate van veiligheid wordt voor een groot deel bepaald door de toepassing van signaleringssystemen en goede calamiteitsscenario's. Er zijn echter ook meer constructieve veiligheidselementen te onderscheiden.

De twee belangrijkste constructieve aspecten van veiligheid in een afgezonken tunnel zijn:

- Het middentunnelkanaal
- De vluchtstrook

Het middentunnelkanaal

Het middentunnelkanaal in een afgezonken tunnel dient als primaire vluchtweg in het geval van calamiteiten. Bovendien worden in het middentunnelkanaal alle leidingen en kabels voor o.a. de elektriciteit en luchtverversing ondergebracht. Het middentunnelkanaal kent bovendien een belangrijke constructieve functie als middensteunpunt van de elementen.

De vluchtstrook

Het toepassen van een vluchtstrook is bij een afgezonken tunnel in tegenstelling tot een geboorde tunnel een reële optie. Door de relatief beperkte kosten van een toename van breedte van de tunnel kan de toepassing van een vluchtstrook interessant zijn. Er zijn hiervoor drie belangrijke redenen te noemen:

- De vluchtstrook leidt tot een vergroting van de veiligheid;

- Door het toepassen van een vluchtstrook kan worden bespaard op andere veiligheidsvoorzieningen;
- De vluchtstrook geeft de beheerder de mogelijkheid om in de toekomst de tunnel uit te breiden met een extra rijbaan of een langzaamverkeersstrook. Er zullen dan uiteraard wel extra veiligheidsvoorzieningen moeten worden getroffen.

3.3 Analyse van functies

In deze paragraaf is gekeken naar de belangrijkste invloedsfactoren op het functioneren van de functies van het bouwproces van een afgezonken tunnel. Het onderkennen van deze invloedsfactoren is noodzakelijk voor de kwalificering van het toepassingsgebied van een oplossing.

3.3.1 Interactie met de vaarweg

Bij een beoordeling van de uitvoerbaarheid van een afgezonken tunnel zijn met betrekking tot de vaarweg de volgende vragen van belang:

- Is stremming van de vaarweg toelaatbaar?
- Is er voldoende diepgang voor de elementen?
- Zijn er obstakels in de vaarweg aanwezig?

Stremming van de vaarweg

Stremming van de vaarweg is een reëel bezwaar voor het toepassen van een afgezonken tunnel. In veel gevallen zal het echter zo zijn dat de toename van kosten door het toepassen van een alternatieve bouwmethode, zoals een boortunnel, in geen verhouding staat tot de geleden schade door het stremmen van de vaarweg. De betrokken partijen zullen dan ook in de meeste gevallen een compromis kunnen vinden. Hierbij kan gedacht worden aan strenge afspraken over de duur van de stremming met daarbij een vergoeding voor geleden schade.

Er zijn echter ook situaties denkbaar waar de belangen van de betrokken partijen verder uit elkaar liggen en een van de partijen zich daarom niet flexibel opstelt. Er kan gedacht worden een oeververbinding in een rivier die de ontsluiting vormt voor de scheepvaart van één of verschillende landen. Politieke en economische belangen kunnen dan mogelijk een overweging vormen om geen afgezonken tunnel te realiseren.

Diepgang

Ook onvoldoende diepgang van een rivier kan een reden zijn om geen afgezonken tunnel toe te passen. Door een beperkte diepgang wordt het immers moeilijk de elementen te vervoeren. Uiteraard geldt in dergelijke situaties dat de noodzaak voor een tunnel vaak ook minder groot is, omdat er minder grote schepen kunnen komen.

Een andere mogelijkheid voor het vervoeren van elementen in ondiep water is het optillen van de elementen met behulp van pontons. (*Glerum, 1997*)

Obstakels in de vaarweg

Bij het maken van een afgezonken tunnel moeten de tunnelementen vaak over enige afstand vervoerd worden. Het is mogelijk dat er in het traject stukken te vinden zijn met een beperkte diepgang. Er kan besloten worden om op deze stukken extra diepte te verkrijgen door baggeren. Als alle tunnelementen in een betrekkelijk korte periode vervoerd worden, kunnen de kosten voor deze baggerwerkzaamheden beperkt blijven.

Er kunnen zich ook vaste obstakels in de vaarweg bevinden zoals sluizen en bruggen. Als deze obstakels op het traject tussen bouwdok en zinksleuf te vinden zijn, dan kunnen ze een beperking vormen voor de afmetingen van een tunnel. Er moet in die

situatie worden gekozen voor eventueel kleinere afmetingen van de tunnel, of voor het bouwen van de tunnel op een andere locatie.

Het is ook mogelijk om de tunnelementen te bouwen in een van de open toeritten van de oeververbinding, zoals bij de Margrietunnel.

3.3.2 OTAO-proces

Een duidelijk voordeel van een tunnelboormachine is dat het OTAO-proces (Opdrijven, Transporteren, Afzinken, Onderstromen) achterwege kan blijven. De vraag is hoeveel kosten hierdoor bespaard worden. Een ruwe schatting, op basis van aanbestedingsgegevens bij TEC, bepaalt dat het OTAO-proces zo'n 5% van de netto bouwkosten bedraagt.

Een belangrijk nadeel van afgezonken tunnels is de stremming van de vaarweg. In het algemeen wordt er bij de stremming van de vaarweg gerekend op een dag. Hierbij wordt 8 uur als absoluut minimum beschouwd. Uiteraard ondervindt het normale scheepvaartverkeer ook hinder van het vervoer van de tunnelementen naar de plaats van bestemming toe. Er zijn binnen TEC meerdere projecten aan te wijzen, waarbij overwogen is geen afgezonken tunnel toe te passen vanwege bezwaren tegen de stremming.

3.3.3 Het gebruik van een bouwdok

Bij een afweging voor het gebruik van een afgezonken tunnel zijn de volgende vragen van belang:

- Is er een bestaand bouwdok in de omgeving?
- Is er in de omgeving een bouwdok te realiseren tegen betrekkelijk lage kosten?
- Is het mogelijk om de open toerit als bouwdok te gebruiken?

Een van de belangrijkste aspecten bij de bouw van afgezonken tunnels is de aanwezigheid van een bouwdok waar de elementen kunnen worden gebouwd. Zo heeft Nederland de beschikking over in ieder geval twee geschikte bouwdokken voor tunnelementen, het Verolme dok en bouwdok Barendrecht.

Om de transportafstand klein te houden bestaat er een voorkeur het bouwdok direct naast de tunnel te situeren. Er moet dan echter wel voldoende ruimte beschikbaar zijn, want het dok beslaat een grote oppervlakte, zeker als alle elementen in één dokgang worden gebouwd. Bovendien is het met het oog op de kosten niet erg aantrekkelijk voor elke tunnel een nieuw dok te bouwen. In het bouwdok van Barendrecht zijn tot op heden acht verkeerstunnels gebouwd.

Het is ook mogelijk de bouwkuip van het landgedeelte van de tunnel te gebruiken als bouwdok. In het aan de waterloop grenzende gedeelte van de bouwkuip wordt dan een element gebouwd, dat vervolgens naar de plek van afzinken wordt gevaren. Bij het toepassen van deze methode wordt de bouwtijd echter verlengd, wat deze werkwijze vaak veel duurder maakt.

3.3.4 Constructief ontwerp

De dimensionering van een tunnel is uiteraard geheel afhankelijk van het doel waarvoor hij wordt gemaakt. In de huidige generatie zinktunnels wordt er veelal gestreefd naar grote breedtes van de zinkelementen. Bij dit soort brede zinktunnels wordt het gewicht vaak maatgevend in het ontwerp. Een gevolg hiervan is dat er relatief zwaar en dus duur gewapend wordt.

Er wordt in Nederland vrijwel alleen gebruik gemaakt van rechthoekige tunneldoorsneden als het gaat om afgezonken tunnels. Een kostenschatting gebaseerd op Nederlandse prijzen voor een tweebaans tunnel heeft aangetoond dat een ronde doorsnede 40% duurder is dan een rechthoekige bij een tunnallengte van 600m. Dit heeft te maken met het feit dat een rechthoekig profiel veel beter aansluit bij het vereiste profiel van vrije ruimte. Alle niet benutte vrije ruimte van het ronde profiel moet worden gecompenseerd door extra gewicht.

De lengte van de elementen vormt een belangrijke economische afweging bij de bouw van een tunnel. Het aantal afzinkoperaties en de daaraan verbonden kosten voor de voegen dragen dan ook significant bij aan de kosten. Een gemiddelde lengte voor de huidige generatie afgezonken tunnels bedraagt tussen de 120 en 150 m.

3.3.5 Veiligheid tegen opdrijven

Voor het bepalen van de veiligheid tegen opdrijven wordt er een ondergrens bepaald voor de soortelijke massa van beton en een bovengrens voor water, afhankelijk van de zoutconcentratie. De wrijving tussen de grond en de wanden wordt niet meegerekend. In de tijdelijke situatie die voorafgaat aan het vullen van de zinksleuf wordt voor de lege constructie, verzaamd met ballastwater, meestal een veiligheid aangehouden van $\gamma = 1,025$. Indien een tunnelement in deze fase wordt blootgesteld aan hydraulische krachten door scheepvaart is voor de tijdelijke stabiliteit meer ballast nodig. Voor de permanente situatie is in de meeste gevallen een veiligheid vereist van $\gamma = 1,075$. Daarin mag de dekking op de tunnel worden meegenomen mits deze permanent stabiel is.

3.4 Analyse op systeemniveau

In deze paragraaf wordt de bouwmethode benaderd op systeemniveau.

3.4.1 Ervaring

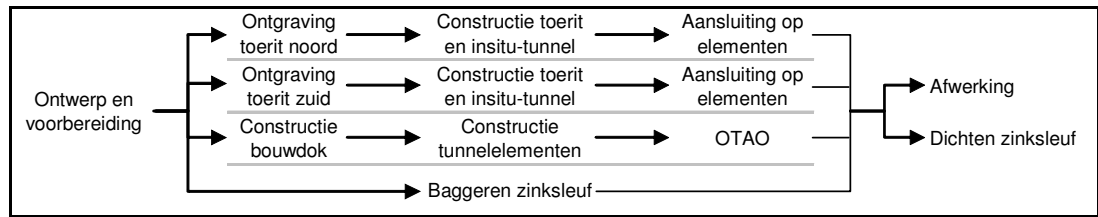
In Nederland is sprake van een zeer ruime expertise als het gaat om afgezonken tunnels. Er zijn in Nederland dan ook meer afgezonken tunnel gebouwd dan in welk ander land ook.

Deze grote bekendheid betekent een hoog kennisniveau bij zowel ingenieursbureaus als aannemers. Door de ervaring die is opgedaan met eerder projecten is men in staat snel en efficiënt te ontwerpen en bouwen. Voor een deel is er in de ontwerpfase zelfs sprake van repetitie op basis van eerdere projecten.

Door deze ervaring is het ook goed mogelijk om een inschatting te maken van onzekerheden binnen het bouwproces. Hierdoor worden de uitvoeringsrisico's beter beheersbaar en kan er adequater geanticipeerd worden op fouten. Dit leidt vervolgens tot een optimalisatie van de bouwtijd en daarmee ook van de kosten.

3.4.2 Het bouwproces

Het bouwproces van een afgezonken tunnel is in een aantal opzichten ideaal te noemen. Dit heeft te maken met het grotendeels parallelle karakter van de uitvoering. Dit is geïllustreerd in **Figuur 3.4**.



Figuur 3.4 Belangrijkste bouwprocessen voor een afgezonken tunnel

Een bouwproces dat gekenmerkt wordt door een parallelle opbouw is goed in de hand te houden. Dit komt doordat fouten of vertragingen maar zeer beperkt kunnen escaleren. Als de kritieke paden van het bouwproces goed in kaart gebracht worden is het zelfs mogelijk om vertragingen in te lopen zodat de uiteindelijke einddatum niet (ver) uitloopt.

3.5 Conclusies

Het doel van dit hoofdstuk was het onderscheiden van de basisfuncties van een afgezonken tunnel en het analyseren van het bouwproces. De volgende conclusies kunnen hieruit getrokken worden.

Op functioneel gebied vormt een afgezonken tunnel de ideale oplossing voor een korte oeververbinding. Dit komt doordat het ontwerp van een afgezonken tunnel weinig constructieve beperkingen kent, met betrekking tot het gangbare profiel van vrije ruimte. De tunnel kan worden aangelegd volgens een minimaal alignement met een optimaal profiel van vrije ruimte.

Ook op financieel/economisch gebied is een afgezonken tunnel een zeer goede oplossing. Door de ruime ervaring met de constructiemethode is er veel werk gestandaardiseerd en geoptimaliseerd wat resulteert in een relatief goedkope oplossing. Bovendien zijn door de ruime ervaring uitvoeringsrisico goed in te schatten en te kwantificeren, wat resulteert in lagere kosten. Het parallelle karakter van de uitvoering leidt bovendien tot beperkte gevolgen van eventuele fouten.

Hetzelfde geldt min of meer voor de afgezonken tunnel op uitvoeringstechnisch gebied. Ook hier heeft de ervaring bewezen dat de bouwmethode goed uitvoerbaar is en dat risico's goed beschreven kunnen worden. Daarbij kent de afgezonken tunnel een efficiënte, grotendeels parallelle bouwvorm.

Het grote gewicht van de afgezonken tunnel, wat nodig is om de tunnel te kunnen afzinken, is een constructief nadeel. Om dit grote gewicht te realiseren wordt er namelijk meer beton in de tunnel verwerkt dan constructief noodzakelijk. Bij een boortunnel wordt verticaal evenwicht verkregen door gebruik te maken van gronddekking op de tunnel, waardoor constructief minimaal gebouwd kan worden.

Een factor waarop de afgezonken tunnel ook slecht scoort is interactie met de omgeving en de bestaande infrastructuur. Voor een afgezonken tunnel is de aanwezigheid van een bouwdok, het liefst in de buurt van de afzinklocatie, noodzakelijk. De vraag is echter of er voldoende ruimte aanwezig is en tegen welke prijs. Als in plaats van een bouwdok de open toeritten gebruikt worden, dan verliest de afgezonken tunnel een groot deel van zijn efficiëntie.

Ook het scheepvaartverkeer zal vooral tijdens het OTAO-proces hinder ondervinden van de bouw van een afgezonken tunnel. Ook het baggeren van de zinksleuf kan overlast veroorzaken. De inpassing in bestaande infrastructuur kan lastig zijn, omdat een zinktunnel in principe niet onder bestaande bebouwing kan worden aangelegd.

Al met al is de afgezonken tunnel vooral functioneel en financieel/economisch een goede oplossing voor het realiseren van een korte oeververbinding. Het punt waarop de afgezonken tunnel slecht scoort is de interactie met de omgeving en bestaande infrastructuur.

4 GEBOORDE TUNNEL

In de laatste jaren heeft de tunnelboortechniek zich sterk ontwikkeld. Zowel in de hoeveelheid gerealiseerde projecten als in de technische vooruitgang. Alleen al om deze reden is een zorgvuldige beschouwing van deze techniek belangrijk.

In dit hoofdstuk wordt een beschrijving gegeven van de functies van een boortunnel en wordt onderzocht wat de belangrijke ontwerpvariabelen in deze tunnelbouwmethode zijn. Doel van dit hoofdstuk is het onderscheiden van de basisfuncties van een boortunnel en het analyseren van het bouwproces.

4.1 Functiebeschrijving

Deze paragraaf richt zich op de functies die vervuld moeten worden voor het realiseren van een geboorde tunnel.

Functie 1: Boren van een tunnel
Functie 2: Grondafvoeren
Functie 3: Voortbewegen en ondersteunen
Functie 4: Constructie materiaal aanvoeren
Functie 5: Productie tunnelling
Functie 6: Ontsluiting van de boortunnel

4.1.1 Functie 1: Boren van een tunnel

Het boren van een tunnel is in beginsel het maken van een opening in de grond waarin een tunnelwand opgebouwd kan worden.

De belangrijkste subfuncties zijn:

- Ontgraven van grond;
- Instandhouding van de grondstabiliteit;
- Overbrengen van grond naar het grondafvoersysteem;
- Overbrengen van voortstuwingskrachten naar het graafwiel.

De boorfunctie betreft het voorste gedeelte van de boormachine. Op deze plaats wordt de grond uitgegraven, met een slurry- of een EPB-schild. Bij een slurry-schild wordt ontgraven in een met steunvloeistof gevulde ruimte. Het nauwkeurig onder druk gehouden vloeistofmengsel zorgt voor een optimale ondersteuning van het ontgravingsfront.

Bij een EPB-schild wordt de door het graafwiel ontgraven grond eerst opgevangen in de werkkamer. Vervolgens wordt de grond gemengd en ontdaan van te grote brokken steen. Bij een EPB-schild ontstaat een grondbrij. De grondbrij wordt uit de werkkamer verwijderd door een in de buis ondergebrachte schroefvijzel. De grond wordt uit de buis gelaten door een instelbare opening. De schroefvijzel in combinatie met een nauwe uitgang zorgt ervoor dat de grond in de buis wordt gecomprimeerd, waardoor een vrijwel waterdichte afsluiting ontstaat. De grond wordt onder druk gehouden door vijzels, waarmee het boorschild naar voren wordt gedrukt. Zo ontstaat een evenwichtstoestand met de voor het schild aanwezige bodem.

Het doel is te kunnen boren met een zo hoog mogelijke voortgangssnelheid met behoud van de stabiliteit van het boorfront. De stabiliteit van het boorfront is van belang om ongewenste zettingen en andere storingen aan het oppervlak tegen te gaan.

Deze functie betreft het voorste deel van de TBM en heeft een belangrijke interactie met de volgende andere functies: [2], [3], [5].

4.1.2 Functie 2: Grondafvoeren

De functie van het grondafvoersysteem is in beginsel het weghalen van de uitgegraven grond en deze naar het oppervlak brengen. Daar kan de grond worden gescheiden of gedumpt.

De transportsystemen moeten worden gebruikt op drie aparte trajecten van de tunnel. Er zal de nodige aandacht moeten worden besteed aan de overgangen tussen deze trajecten. De drie trajecten zijn:

- De tunnelboormachine;
- De tunnel;
- De ontsluiting.

Er zijn voor het transport van ontgraven grond drie bekende transportsystemen voorhanden:

- Een hydraulisch (pijpen)systeem;
- Een transportbandsysteem;
- Een spoortransportsysteem.

Van deze drie systemen is het hydraulische veruit het meest gebruikte en logistiek gunstigste systeem. Een EPB-schild transporteert het materiaal uit de werkkamer via een schroefvijzel. Vanaf daar wordt het verder getransporteerd via een transportband of wordt het in een mengbak veranderd in slurry, vanwaar het door een hydraulisch pijpsysteem vervoerd wordt. Transport via spoor levert veel logistieke problemen op.

Aandacht moet worden besteed aan de mogelijkheden om het transportsysteem te verlengen, vanwege de voortgang van de TBM.

Deze functie kent een belangrijke interactie met de functie: [1].

4.1.3 Functie 3: Voortbeweging en ondersteuning

Voortbeweging en ondersteuning zijn functies die bepalend zijn voor een gecontroleerde voortgang van het tunnelbouwproces.

De belangrijkste subfuncties zijn:

- Het bieden van ondersteuning voor de aandrijfkracht om de TBM te laten boren;
- Beheersing van de richting;
- Ondersteuning voor de omringende grond en de grond aan het front;
- Het vrijhouden van de werkruimte voor het installeren van de tunnelling en voor de logistiek van de tunnel;
- Het overbrengen van de aandrijfkracht naar de tunnelling;

Dan is er nog een verschil in de fasering van het voortbewegen. Zo kan er gebruik gemaakt worden van een voortgang in stappen, zoals bij een standaard boortunnel, of een continue voortgang zoals bij een industriële tunnelbouw methode. Dit is afhankelijk van de wijze waarop grond wordt onttrokken en waarop de lining wordt gebouwd.

Deze functie kent een belangrijke interactie met de functies: [1], [5].

4.1.4 Functie 4: Aanvoer van grondstoffen voor de tunnelwand

Een goede logistiek van deze functie is van groot belang, om vertraging in de andere onderdelen te voorkomen. Het logistiek systeem moet zich bovendien kunnen aanpassen aan het steeds langer worden van de tunnel.

De aanvoer van de tunnelling kan worden gesplitst in twee fasen:

1. Aanvoer en opslag van grondstoffen: Op het bouwterrein worden segmenten, cement en andere materialen opgeslagen. De materialen worden zo geplaatst dat ze zo snel mogelijk en in de juiste volgorde op transportmaterieel kunnen worden geladen.
2. Transport naar de plaats van verwerking: Er wordt voor het vervoer van de tunnelsegmenten vaak gebruik gemaakt van treintjes, die per keer een aantal segmenten naar de plaats van verwerking brengen.

Deze functie kent een belangrijke interactie met de functies: [1], [5].

4.1.5 Functie 5: Productie en instandhouding tunnelling

Deze functie kan worden omschreven als het maken van een scheiding tussen een profiel van vrije ruimte en de omringende grond en het water.

Belangrijkste subfuncties van de tunnelling zijn:

- Waterdicht afsluiten van de open ruimte;
- Constructief instandhouden van open ruimte;
- Het overbrengen van vijzelkrachten;
- Het inbedden van de tunnel.

Samen met de omringende grond veroorzaakt het water het grootste deel van de belasting op de constructie. Deze belasting werkt echter voor een groot deel gunstig, doordat de belasting geen moment, maar voorspanning verzorgt in de lining. De grootte van de belasting is zowel afhankelijk van de grondwaterstand als van de rivierwaterstanden in combinatie met de grondopbouw.

Het water zal alleen gekeerd kunnen worden door een ononderbroken kering die gedurende zowel het bouwproces als in de eindfase onaangetast en volledig moet zijn. Het totaal van de belastingen door het water resulteert in een opwaartse kracht op de tunnelbuis.

De belangrijkste aandachtspunten bij het keren van water worden gevormd door:

- De overgang van onttrokken grond naar de TBM;
- Alle doorkruisingen van schild of lining;
- De overgang van het schild naar de tunnelling;
- De eventuele verbinding tussen verschillende tunnelementen.

De tunnel wordt gebouwd onder de grond. De grond dient als bescherming van de tunnel en als ballast tegen opdrijven. Daarbij levert de grond een belasting op de lining. De omringende grond vormt behalve een belasting ook de fundering van de tunnel. De tunnel ontleent zijn stabiliteit aan de grond. Dit betekent dat een goede aansluiting van de tunnel op de grond van groot belang is. De omringende grond vormt bovendien een belangrijk deel van de sterkte van de tunnelling door toedoen van passieve gronddrukken. Bij een boortunnel in zand is het grootste deel van de constructieve sterkte van de lining te herleiden tot het optreden van passieve gronddrukken, die de tunnelling in stand houden.

De grond treedt dus op in meerdere hoedanigheden:

- Als belasting;
- Als fundering;
- Als sterkte-element.

Deze functie kent een belangrijke interactie met de functies: [1], [3], [4].

4.1.6 Functie 6: Ontsluiting van de boortunnel

Het boren van de tunnel begint in een startschacht. De ontsluiting van de oeververbinding vormt de verbinding tussen deze startschacht en het maaiveld op de oever. De ontsluiting vormt een scheiding tussen het grondwater en het inwendige van de tunnel en moet voorkomen dat grondwater de tunnel kan binnendringen.

De landhoofden vormen bovendien het enige zichtbare onderdeel van de tunnel en zijn daarmee het overgangsgebied tussen maaiveld en tunnel. In die hoedanigheden speelt de vormgeving zowel voor de esthetiek als voor de veiligheid een belangrijke rol.

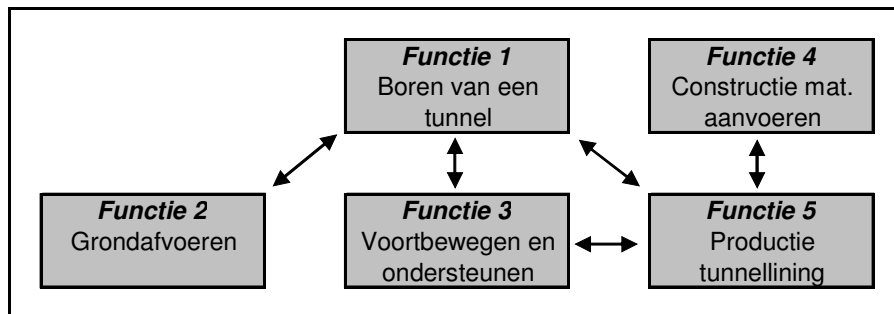
De belangrijkste subfuncties zijn dan ook:

- Ontsluiting van de tunnel;
- Water- en grondkering;
- Schakel tussen het wegennet en de tunnel.

4.1.7 Onderlinge relaties tussen de functies

Een bijzonder punt van aandacht vormt de afhankelijkheid tussen de verschillende functies van een boortunnel. Er bestaat een duidelijke afhankelijkheid tussen vrijwel alle functies. (zie *Figuur 4.1*)

Een probleem in één van de functies kan verschillende andere functies negatief beïnvloeden. Er is grotendeels sprake van een serieel productiesysteem. Dit zal bij een beoordeling van afzonderlijke functie dan ook goed in de gaten moeten worden gehouden.



Figuur 4.1 Afhankelijkheid tussen de functies

4.2 Analyse van functionele ontwerpaspecten

In deze paragraaf wordt een overzicht gegeven van de invloed van functionele ontwerpaspecten op het ontwerp van een boortunnel. Dezelfde drie functionele ontwerpaspecten als bij een afgezonken tunnel zijn te onderscheiden:

- Het alignement;
- Het profiel van vrije ruimte;
- De veiligheidseisen.

4.2.1 Alignement

Bij de bepaling van het alignement van een boortunnel gelden met betrekking tot de randvoorwaarden voor een belangrijk deel de dezelfde eisen als voor een afgezonken tunnel. (zie 3.2.1) Er wordt in dit hoofdstuk vooral gekeken naar de verschillen.

Ruimtelijk alignement

Bij de bepaling van het ruimtelijke alignement zal rekening moeten worden gehouden met de relatief grote lengte en diepte van de open toerit en in-situ tunnel. De ontsluiting van de tunnel vormt dan ook een belangrijke kostenfactor. Om deze reden is voor een boortunnel het kortste traject dan ook niet altijd het goedkoopste traject. Vooral door het vinden van een goede bouwlocatie voor de open toeritten, in-situ tunnel en boorschachten kunnen er bouwkosten bespaard worden.

Verticaal alignement

Het verticale alignement van een boortunnel is niet ideaal voor korte oeververbindingen. Door de minimale diepteligging, zal de boortunnel een relatief grote lengte kennen. Ook geldt dat het verkeer dat door de tunnel gaat een groter hoogteverschil zal moeten overbruggen met de daaraan verbonden economische kosten. De boortunnel kent een zeer groot voordeel als er zich in de lijn van het verticale alignement obstakels bevinden. Er kan immers onder obstakels doorgeboord worden. Er valt te denken aan obstakels zoals oeverbebouwing of havenactiviteiten.

Horizontaal alignement

Het horizontale alignement van een boortunnel is niet ideaal. Door de ronde vorm zal elke toename van de breedte leiden tot een forse toename van de lining-omtrek en het boorfront-oppervlak, met de daarbij horende kosten. Ook van belang is dat een toename van de breedte van een ronde boortunnel zal leiden tot een toename van de diepteligging van de tunnel, waardoor de tunnel ook weer langer zal worden.

4.2.2 Profiel van vrije ruimte

Het vereiste profiel van vrije ruimte voor een verkeerstunnel zal in alle gevallen rechthoekig zijn. De ronde tunnelvorm van een geboorde tunnel is dan ook verre van ideaal ten opzichte van het gewenste profiel van vrije ruimte. Een nadelig gevolg van deze niet gebruikte vrije ruimte is dat deze ruimte wel geballast dient te worden. Dit leidt tot een grotere benodigde dekking dan op basis van het vereiste profiel van vrije ruimte noodzakelijk is.

4.3 Analyse van functies

In deze paragraaf is gekeken naar de belangrijkste invloedsfactoren op het functioneren van de functies van het bouwproces van een boortunnel. Het onderkennen van deze invloedsfactoren is noodzakelijk voor de kwalificering van het toepassingsgebied van een oplossing.

4.3.1 De tunnelling

De tunnelconstructie van de BSL (Betonsegmentlining) berust op een samenwerking van de lining en de omringende grond. Indien één van beide componenten (lining of grond) bezwijkt, bezwijkt de gehele constructie. Dit basisprincipe geldt ook voor de lining-types SSL (Staalsegmenten lining) en ECL (Extruded concrete lining). Uitgangspunt vormt dat er in een BSL in beginsel geen constructief verband aanwezig is in de lining. Het verband tussen de losgestapelde "stenen" ontstaat pas door de belasting ervan door grond en water: de hierdoor veroorzaakte normaalkrachten drukken de voegen dicht en geven bij excentrisch aangrijpen ook een moment capaciteit in de voeg. Dit laatste geldt strikt genomen ook voor andere lining types, waar sprake is van continue ringen (cilinders).

Montagebelastingen zijn belastingen die optreden tijdens de bouwfase van de tunnel. Zij zijn een direct gevolg van:

- De wijze van boren van de tunnel;
- het aanbrengen van en het zich afzetten van de TBM op de segmenten;
- de geometrie van de segmenten en de voegen daartussen;
- de wijze van vullen van de staartspleet met grout.

Deze belastingen leiden in de regel tot mogelijk maatgevende spanningstoestanden voor de betondoorsneden van de segmenten, openstanden van de voegen en het bezwijken van de voeg.

De TBM zet zich door middel van vijzels af op de ringen van de achterliggende lining. De vijzels geven forse puntlasten op de segmenten. Als gevolg van de vervorming van de achterliggende ringen en de imperfectie van de segmenten kan de hoge vijzelkracht lokale reactiekrachten oproepen, waarbij splijtspanning de aanwezige treksterkte overschrijdt.

De segmenten van een ring zijn uniek, dat wil zeggen, niet tussen de ringen uitwisselbaar. De segmenten vormen binnen de toegelaten nauwe toleranties een perfecte ring. Tijdens het inbouwen worden de segmenten één voor één geplaatst en direct weer door de vijzels belast. Hierdoor ontstaan plaatsingsfouten, die leiden tot een imperfecte ring. Als laatste element wordt de sluitsteen aangebracht, die tijdens het plaatsen enige opspanning kan veroorzaken in de ring. Als gevolg van de imperfectie kan dit leiden tot grote aandrukkrachten en schade aan de sluitsteen en de aanliggende segmenten. (*A. de Boer, 2000*)

4.3.2 De boormachine

Het boren van tunnels in Nederland vereist een techniek waarmee onder het waterniveau gewerkt kan worden en waarbij de invloed op de omgeving tot een minimum beperkt blijft. Het afgraven van grond moet beheerst gebeuren en de grondwaterstand mag daarbij niet worden beïnvloed. Het afgraven van de grond en het bouwen van de tunnel vindt plaats in een boorschild. Dit is een stalen buis, met een net iets grotere diameter dan die van de te maken tunnel. In Nederland worden twee soorten schilden toegepast, het vloeistofschild en het gronddrukbalansschild.

Het vloeistofschild

Aan de voorzijde van een vloeistofschild wordt gedurende het gehele boorproces het boorfront ondersteund door middel van vloeistofdruk. Daarvoor bevindt zich in de boorkamer, die afgesloten is van de rest van het boorschild, een vloeistof onder druk. De steunvloeistof bestaat meestal uit bentoniet. De samenstelling van dit bentoniet is afhankelijk van de grondopbouw. De te hanteren vloeistofdruk is afhankelijk van een groot aantal factoren waaronder de grondgesteldheid, de diepteligging van de tunnel en de optredende waterdruk. Er moet voorkomen worden dat de vloeistofdruk te hoog wordt, waardoor er een blow-out op kan treden.

Het gronddrukbalansschild

Bij gronddrukbalansschilden komt de afgeboorde grond in de boorkamer achter het boorrad terecht en wordt daar gebruikt als medium om steundruk te leveren aan het boorfront. De grond wordt daarbij vermengd tot een plastische brij.

Voortbeweging

De vijzelkrachten op de lining moeten in de eerste plaats evenwicht maken met de boorfrontdrukken en de mogelijk wrijving van het schild met de grond. In de tweede plaats dienen de vijzelkrachten zodanig te worden ingesteld, dat de TBM zich in de juiste richting voortbeweegt, waarbij verticaal verloop als gevolg van de niet uniforme gewichtsverdeling in de as-richting van de boormachine en lining dient te worden gecompenseerd. Hierdoor dient de resultante van vijzelkrachten excentrisch aan te grijpen. Op de lining wordt dus behalve een normaalkracht ook een buigend moment uitgeoefend. Als gevolg hiervan zijn de axiale krachten in de onderzijde van de tunnel groter dan aan de bovenzijde.

4.3.3 Afdichting

De grout wordt in de staartspleet aangebracht om deze op te vullen. In geval van een zeer vloeibare grout levert dit een goede drukverdeling langs de omtrek van de ring op. In het geval van een stijver groutmengsel vloeit de grout niet gelijkmatig rond de ring. Dit kan aanleiding zijn tot sterk variërende groutdrukken rond de ring en grote interne krachten en momenten in de ring.

De grout wordt toegevoegd om de stabiliteit van de tunnelling in de grond te waarborgen. De grout om de lining is niet bedoeld als waterwerende laag en is in principe dan ook geen waterkering.

In het groutdrukmodel worden groutdrukken op de boorgatwand aangebracht. Er wordt verondersteld dat het geïnjecteerde grout zich enige tijd als een vloeistof gedraagt en de staartspleet rondom de tunnel vult. Hierdoor zal direct achter de TBM een zone van onverhard grout aanwezig zijn. De lengte van de onverharde groutzone is afhankelijk van de boorsnelheid en de verhardingstijd, die weer afhankelijk is van de samenstelling van het grout.

4.4 Analyse op systeemniveau

In deze paragraaf wordt de bouwmethode van een boortunnel benaderd op systeemniveau.

4.4.1 Ervaring

Ervaring met boortunnelprojecten in Nederland is de laatste jaren gestaag gegroeid. In Nederland komt de boortunnel vooral bij langere tunnels sterk opzetten als alternatief voor meer traditionele bouwvormen. Dit heeft onder andere te maken met de toenemende technische mogelijkheden om ook in slappere grond te bouwen.

Juist deze ervaringen maken dat een vervolgebruik van de boortunneltechniek in Nederland dichterbij komt. Deze gedachte wordt versterkt door het feit dat de globale technische ontwikkeling van het boren zeer snel lijkt te gaan. Vooral door het brede toepassingsgebied van de boortunnel, zijn zeer veel landen geïnteresseerd in de ontwikkeling van deze techniek. Vooral Japan en Duitsland hebben op het gebied van de boortunneltechniek een dominante positie.

4.4.2 Het bouwproces

Het bouwproces van de boortunnel kent behalve voordelen, ook enkele specifieke nadelen. Een nadeel van het boren van een tunnel zelf is de complexiteit van het boorproces. Vooral de samenhang tussen de verschillende functies van de TBM vormt een punt van aandacht. De gevolgen van een vertraging in één van de functies van een TBM leidt tot stagnatie van het gehele boorproces. Om deze reden is ervaring met het boren van tunnels van zeer groot belang. De gevolgen van fouten op welk gebied van het boren dan ook kunnen leiden tot zeer grote kosten.

In het nadeel van de bouwmethode is echter ook gelijk een voordeel te ontdekken. De TBM is namelijk zeer compact. Er bestaat slechts een beperkte interactie met de omgeving van het bouwproces zelf. Er is geen interactie met de waterweg en er is in tegenstelling tot een afgezonken tunnel geen apart bouwdok benodigd. De belangrijkste interactie met de omgeving bestaat uit de scheidingsinstallatie en de aan en afvoer van materiaal. Vooral de scheidingsinstallatie wil nog wel eens voor overlast zorgen bij aangrenzende bebouwing.

4.5 Conclusies

Doel van dit hoofdstuk is het onderscheiden van de basisfuncties van een boortunnel en het analyseren van het bouwproces. De volgende conclusies kunnen hieruit worden getrokken.

Op functioneel gebied is de boortunnel geen ideale oplossing. Dit heeft te maken met het ronde profiel van vrije ruimte en het niet kunnen volgen van het minimale alignement. Een ander nadeel is de beperkte breedte van een boortunnel, waardoor voor autowegen in veel gevallen een dubbele tunnelbuis noodzakelijk is. Een voordeel is echter dat de boortunnel in staat is om onder eventuele oeverbebouwing door te boren.

Uitvoeringstechnisch is het boren van tunnels sterk in ontwikkeling. Het geotechnisch toepassingsgebied van de boortunnel wordt steeds groter en de bouwsnelheid en ervaringsdeskundigheid nemen toe. Hiermee zullen ook de kosten van het boren uiteindelijk verder kunnen dalen.

Eén van de belangrijkste factoren voor de populariteit van het boren is het feit dat het maaiveld bij deze methode ongemoeid blijft. Deze factor is bij een oeververbinding minder van belang dan bij een tunnel onder een stad, maar kan bij bepaalde randvoorwaarden desondanks als een belangrijk argument voor een boortunnel gelden.

Alles bij elkaar geldt de boortunnel als een mogelijk alternatief voor een afgezonken tunnel. De afgezonken tunnel is bij korte oeververbindingen echter meer geschikt door zijn goede functionele eigenschappen. Een uitzondering hierop wordt gevormd door situaties waarbij de randvoorwaarden met betrekking tot infrastructuur en ruimtegebruik zeer streng zijn. Ook bij de aanwezigheid van dwangpunten in het tracé kan de beoordeling anders uitvallen.

5 KOSTENOPBOUW

Om inzicht te krijgen in de opbouw van de kosten van een korte oeververbinding worden de kosten van een afgezonken tunnel en van een geboorde tunnel naast elkaar gezet. Dit is gedaan om inzicht te krijgen in de belangrijkste factoren van de kostenopbouw van een korte oeververbinding. Op deze wijze kan er bepaald worden welke onderdelen van een bouwmethode de grootste invloed hebben op de totale kosten.

5.1 Referentieprojecten

De kostenbeschouwing in de hierna volgende paragrafen is gebaseerd op de kostenramingen van onderstaande projecten uitgevoerd door TEC en samenwerkende buitenlandse ondernemingen in 2003. De vergelijkingen berusten dus op actuele waarden.

Voor de vergelijking tussen de afgezonken tunnel en de boortunnel is gebruik gemaakt van de kostenramingen van de volgende projecten:

- Letland, Daugava Crossing;
- Italië, Genua river crossing;
- Mexico, Coatzacoalcos Tunnel.

Voor de kostenindicatie van afgezonken tunnelprojecten is aanvullend gebruik gemaakt van de kostenramingen van de volgende projecten:

- Mauritius, Port Lois Harbour Tunnel;
- Griekenland, Thessaloniki Submerged Tunnel;
- Korea, Pusan – Keoje Link.

Van deze projecten kunnen uit concurrentieoverwegingen geen kwantitatieve gegevens worden verstrekt. De gepresenteerde resultaten vormen een procentueel gemiddelde van de indicatieve kosten. Er zijn bij de bepaling van procentuele verschillen tussen de verschillende onderdelen van het bouwproces vereenvoudigingen aangebracht die worden toegelicht in de volgende paragraaf.

Er is bij de verschillende buitenlandse projecten geprobeerd om de eenheidsprijzen zoveel mogelijk terug te rekenen naar de Nederlandse standaard. De resultaten van deze kostenindicatie moeten niet gezien worden als een betrouwbare kwantitatieve inschatting van de werkelijke kosten van een bouwmethode, maar lijken wel geschikt als indicatie voor procentuele verschillen tussen verschillende kostenposten.

Behalve van eerder genoemde praktijkvoorbeelden is ook gebruik gemaakt van het KIVI-rapport 'Boren van tunnels voor rail- en wegverbindingen' (A. Glerum e.a., 1993) en het TEC/Mott MacDonald rapport 'Study of bored tunnelling in the Netherlands' (C. van Doorn e.a., 1991). In deze rapporten worden algemene kostenindicaties van boortunnels gegeven. Hierbij moet aangetekend worden dat deze kostenvergelijkingen gebaseerd zijn op het prijspeil van 1991.

5.2 **Uitgangspunten kostenindicatie**

In deze paragraaf wordt een opsomming gegeven van de uitgangspunten die specifiek van belang zijn voor het overzicht van de kosten.

- U-KI1 De rivierbodem wordt verondersteld op 15 m onder maaiveld met een onnauwkeurigheid van 1 m;
- U-KI2 Er wordt in de vergelijking uitgegaan van een boortunnel met 2 buizen met ieder een lengte van ongeveer 900 m. Er wordt voor de twee buizen één TBM gebruikt;
- U-KI3 Er wordt uitgegaan van een afgezonken tunnel met 2 * 3 rijstroken;
- U-KI4 Er zijn twee dwarsverbindingen beide tunnelbuizen aanwezig;
- U-KI5 Alleen de diepte wordt als kostenvariabele voor de in-situ tunnel gebruikt;
- U-KI6 Het dekkingspercentage is gelijk voor de gehele tunnallengte;
- U-KI7 De breedte van het in-situ deel en de open toerit van de afgezonken tunnel en de boortunnel worden gelijkgesteld;
- U-KI8 Er is sprake van een minimaal alignement op basis van functionele eisen met betrekking tot de vereiste boogstralen en hellingshoeken.

5.2.1 **Functionele verschillen van de tunnels binnen de kostenindicatie**

In deze kostenbeschouwing worden een boortunnel en een afgezonken tunnel behandeld. Van deze tunnelbouwmethoden zijn betrouwbare en verifieerbare kostenanalyses beschikbaar.

De kostenindicatie wordt niet opgesteld met als doel één op één de kosten van deze tunnelbouwmethoden met elkaar te vergelijken. Om deze reden is er ook niet gekozen voor twee functioneel vergelijkbare alternatieven, maar voor twee alternatieven waarbij de uitvoeringstechnische dimensies de grootste overlap kennen.

Er is gekozen voor twee functioneel afwijkende alternatieven om de volgende redenen:

- Binnen de gekozen alternatieven bestaat een overlap op uitvoeringstechnisch gebied, waardoor verificatie van de gevonden waarden beter mogelijk is;
- Door deze overlap is een eventuele inter- of extrapolatie ten behoeve van een alternatieve bouwmethode betrouwbaarder;
- Van projecten met de gekozen functionele uitgangspunten is het grootste aantal kostenanalyses beschikbaar.

5.2.2 Modellerings

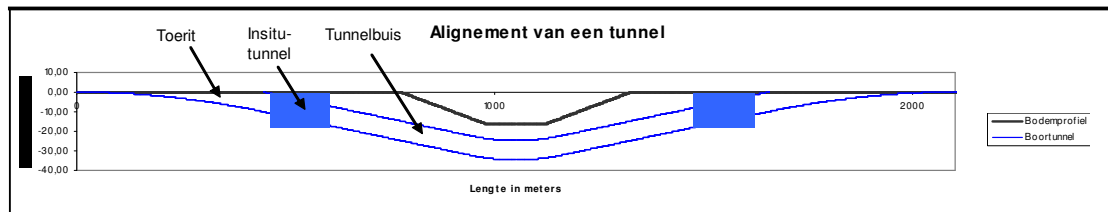
Voor een goede kostenvergelijking is een reële uitgangssituatie van belang. De wijze waarop deze uitgangssituatie is gemodelleerd wordt in deze paragraaf toegelicht.

Definities van de modellerings

In **Tabel 5.1** wordt een overzicht gegeven van de in dit hoofdstuk gebruikte definities van de verschillende tunneldelen.

Par	Omschrijving	Boortunnel	Afgezonken tunnel
L	Tunnel	Het totale kunstwerk vanaf maaiveld tot maaiveld	Het totale kunstwerk vanaf maaiveld tot maaiveld
L _b	Tunnelbuis	Het geboorde deel van de tunnelbuis	Het afgezonken deel van de gesloten tunnelbuis
L _i	In-situ tunnel	Het gesloten deel van de tunnel dat niet geboord is	Het gesloten deel van de tunnel dat niet bestaat uit afgezonken elementen
L _t	Open toerit	De open toerit naar de tunnel	De open toerit naar de tunnel

Tabel 5.1 Definities



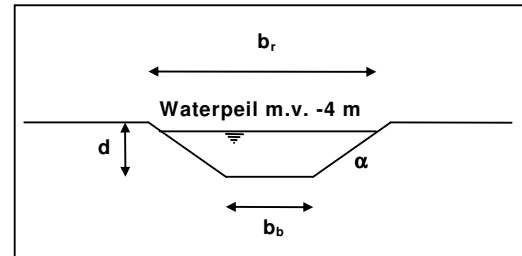
Figuur 5.1 Afbeelding van modellerings

Rivierkarakteristiek

Voor de vergelijking van de alignementen van een boortunnel en een afgezonken tunnel is er gebruik gemaakt van een rivierkarakteristiek die te vergelijken is met een aantal in Nederland voorkomende rivierkruisingen.

Er is vanwege vergelijkingsdoeleinden gekozen voor een sterke vereenvoudiging van het alignement van een rivier.

Profiel van de rivier		
d	Diepte rivierbodem	15 m
b _b	Breedte rivierbodem	150 m
b _r	Breedte rivier	525 m
α	Helling rivierkant	8%
-	Waterpeil	M.V. -4 m
μ _{bodem}	Bodem onnauwkeurigheid	+/- 1 m



Tabel 5.2 Uitgangspunten basisrivier

De aangenomen rivieraftmetingen volgens **Tabel 5.2** bevinden zich in dezelfde orde als de bij de rivierkruisingen van bijvoorbeeld de Wijkertunnel, de Beneluxtunnel, de Thomassentunnel en de Heinenoordtunnel.

Alignementseisen

Alignementseisen	
Min boogstraal (hol)	2500 m
Min boogstraal (bol)	10.000 m
Max. helling	4,5 %

Tabel 5.3 Alignementseisen

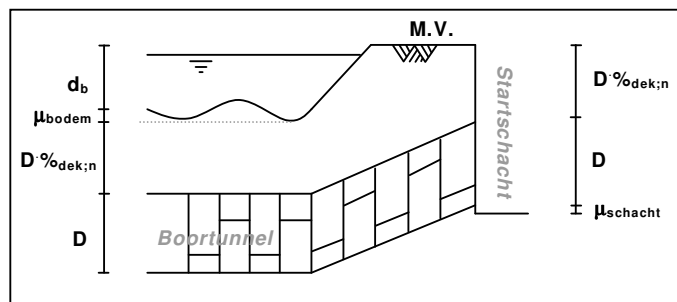
In **Tabel 5.3** is een overzicht gegeven van huidige alignementseisen volgens SATO (J. van Vliet e.a., 1993). De alignementseisen worden gelijkgesteld voor de boortunnel en de afgezonden tunnel. In praktijk kan er enigszins van deze eisen worden afgeweken, als er compenserende maatregelen genomen worden op andere gebieden. In deze benadering worden deze uitzonderingen niet meegenomen.

Boortunnel

Er wordt gekozen voor een boortunnel met een uitwendige diameter van 11,5 m [U-F2]. Dit is gelijk aan de uitwendige diameter van de Westerschelde tunnel (J. van Beek e.a., 2003). Het alignement wordt berekend met vier verschillende dekkingspercentages. Er wordt uitgegaan van een minimaal dekkingspercentage dat gelijk is over de gehele boortraject [U-K16]. In **Tabel 5.4** en **Figuur 5.2** is een overzicht gegeven van de belangrijkste parameters.

Boortunnel		
D	Uitw. Boordiameter	11,5 m
μ_{schacht}	Werkruimte schacht	1 m
L_{schacht}	Lengte schacht	30 m
$\%_{\text{dek};1}$	Dekkingsperc. 1	100%
$\%_{\text{dek};2}$	Dekkingsperc. 2	75%
$\%_{\text{dek};3}$	Dekkingsperc. 3	66%
$\%_{\text{dek};4}$	Dekkingsperc. 4	50%

Tabel 5.4 Modelling van de boortunnel



Figuur 5.2 Verklaring parameters

De aanlegdiepte van de boortunnel:

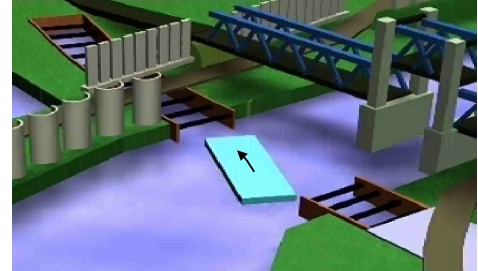
$$d_{\text{boor};n} = d_b + \mu_{\text{bodem}} + \%_{\text{dek};n} * D + D \quad (d_b = \text{plaatselijk diepte rivierbodem})$$

Afgezonken tunnel

Zinktunnel		
H	Uitw. Hoogte	8, 5 m
H _{zink}	Min. kielspeling	1 m
D _{min}	Min. dekking	1 m

Tabel 5.5 Parameters voor een afgezonken tunnel

De lengte van het afgezonken tunneldeel is afhankelijk van het wel of niet gebruiken van uitsparingen in de oevers. In veel gevallen zal de rivier ter plekke van de afgezonken tunnel enigszins verbreed worden, zodat de breedte van de in-situ tunnel geminimaliseerd kan worden.



Figuur 5.3 Uitsparingen Thomassentunnel

Bij de Thomassentunnel is er gebruik gemaakt van hele diepe en rechte uitsparingen. (zie **Figuur 5.3**) De motivatie voor dit type uitsparing lag in de eerste plaats bij de krachtswerking van de tunnel. Door de relatief grote diepte en kleine breedte van de rivier zou er zonder deze sleuven te veel ballast op het tunneldak komen. Dit zou problemen geven bij de aansluiting van de zinkvoegen en leiden tot een zeer zware constructie. Door deze uitsparingen kon de zinktunnel echter ook aangelegd worden tot ver in de oever.

In deze kostenbeschouwing wordt uitgegaan van het gebruik van een uitsparing ten opzichte van het optimale alignement tot:

$$d_b = H + 4 \text{ m (waterpeil beneden m.v.)} + 1 \text{ m (kielspeling)} + 1 \text{ m (bodemonnauwkeurigheid)}.$$

Boorschacht

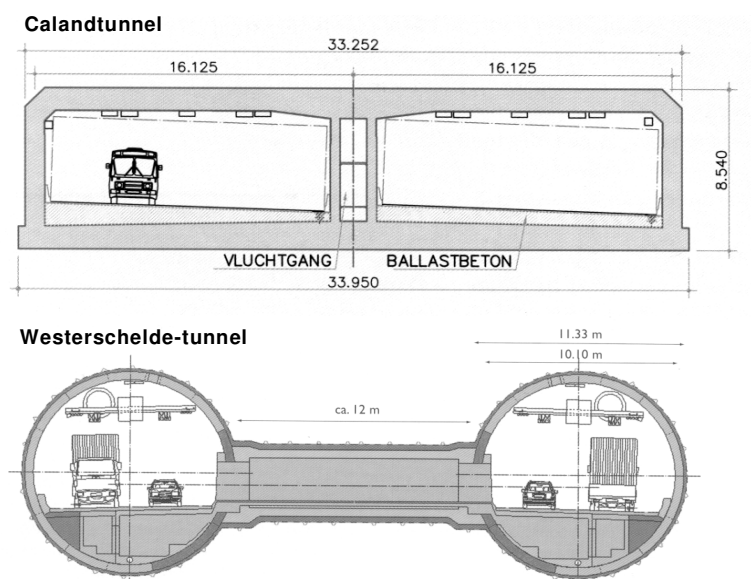
Er worden twee boorschachten aangelegd. Eén als startpunt van de TBM en één als eindpunt. Voor zowel de boorschacht als de ontvangtschacht wordt uitgegaan van een lengte van 30 meter. De diepte van de startschacht is afhankelijk van het dekkingspercentage in **Tabel 5.4** volgens de volgende formule:

$$d_{\text{startschacht};n} = \%_{\text{dek};n} * D + D + \mu_{\text{schacht}}$$

De gebruikte parameters zijn weergegeven in **Figuur 5.2**.

In-situ tunnel

In **Figuur 5.4** worden de dwarsdoorsneden van de Thomassentunnel en de Westerschelde-tunnel weergegeven. Beide tunnels hebben een totale breedte van 34 meter. Er wordt in de kostenindicatie aangenomen dat de breedte van het in-situ deel van de boortunnel en de afgezonken tunnel gelijk zijn. [U-K17]. Dit betekent niet automatisch dat de kosten voor beide in-situ-delen gelijk aan elkaar zijn. De diepteligging en ook de krachtsinleiding vanuit de vervolgbouw zullen van elkaar afwijken. Wel kan er geconcludeerd worden dat, als de invloed van de diepte ligging buiten beschouwing wordt gelaten, de kosten op basis van een kubiekemeterprijs voor gewapend beton elkaar niet veel zullen ontlopen. In de kostenvergelijking zal dan ook alleen de diepte als kostenvariabele voor de in-situ tunnel worden gehanteerd [U-K15].



Figuur 5.4 Vergelijking van de breedtes

Ook worden de inwendige hoogtes van beide in-situ delen aan elkaar gelijkgesteld, omdat er uitgegaan wordt van een gelijke verkeersbelasting en profiel van vrije ruimte.

De aanlegdiepte van de in-situ tunnel, wordt aangenomen op het punt waar de bovenzijde van de tunnel zich twee meter onder het maaiveld bevindt. Door deze aanname is boven de tunnelingang ongeveer 1,5 m gronddekking aanwezig voor afwatering en groenvoorziening. Vanaf dit punt zal de verbinding overgaan in een open toerit.

Open toerit

Op basis van de gelijkstelling van de breedte en hoogte van de in-situ tunnel van afgezonken en de geboorde tunnel wordt de open toerit van de beide bouwmethodes aangenomen gelijk te zijn.

5.3 Alignementstudie

In deze paragraaf worden de resultaten gegeven die voortkomen uit verschillende dekkingspercentages van de twee tunnelvarianten. Deze resultaten kunnen vervolgens gebruikt worden om de invloed van deze parameters op kosten weer te geven.

De resultaten in deze paragraaf zijn verkregen door middel van een rekenmodel¹, waarbij een optimalisatie ten opzichte van de alignementseisen is doorgevoerd. Hierdoor wordt de kleinst mogelijke tunnallengte gevonden.

5.3.1 Diepte/lengte verhoudingen

	Dek.(%)	L (m)	L _b (m)	L _i (m)	L _t (m)	D _i (m)	D _{max} (m)
Boor;1	100%	2323	872	534	917	23,00	40,10
Boor;2	75%	2195	872	406	917	20,10	37,20
Boor;3	66%	2149	872	360	917	19,10	36,20
Boor;4	50%	2067	872	278	917	17,20	34,30
Afzink	+/- 10%	1745	650	178	917	15,00	26,60

Tabel 5.6 Resultaten alignementstudie

Zoals uit **Tabel 5.6** blijkt, heeft het dekkingspercentage dat toegepast wordt voor een boortunnel betrekking op de lengte van de in-situ tunnel, de diepte van de startschacht en de boortunnel en de totale lengte van de tunnel. Uitgangspunt hierbij is dat de dekking voor startschacht en boortunnel gelijk zijn [U-KI6]. Het geboorde deel van de tunnel houdt hetzelfde alignement, het verschuift alleen een aantal meter omlaag bij een toename van de dekkingspercentages. De lengte en de diepteligging van de open toeritten blijven ook precies gelijk, omdat er door de verschillende dekkingspercentages niets verandert aan de minimale hoogte van de in-situ tunnel.

Bij een vergroting van het dekkingpercentage treedt een verlenging van de in-situ tunnel op, doordat de overbrugging van het grotere hoogteverschil met het maaiveld begrenst is door een maximaal stijgingspercentage van 4,5%. Bij een verkleining van het dekkingspercentage treedt een verkorting op.

¹ Excel-rekenmodel. C.A.Bijl, TEC 2004.

5.3.2 Verschillende dekkingspercentages

In de vorige paragrafen is uitgegaan van een direct verband tussen de dekking van de boortunnel en de diepte van de startschacht. In de bepaling van de diepte van de startschacht werd immers het dekkingspercentage van de boortunnel als parameter gebruikt. Als deze dekkingspercentages echter ten opzichte van elkaar worden gewijzigd leidt dit tot verschillende alignementseffecten.

Bij een verkleining van alleen het dekkingspercentage van de startschacht zal dit leiden tot:

- een verlenging van de boortunnel;
- een verkorting van de in-situ tunnel;
- het ondieper worden van de startschacht;

Als er sprake is van een minimaal alignement op basis van functionele eisen zal de tunnallengte gelijk blijven [U-K18]. De functionele eisen met betrekking tot de boogstralen zijn in die situatie namelijk maatgevend, waardoor een verkleining van de dekking niet zal leiden tot een verkorting van de tunnel. Dit zal bij korte oeververbindingen in de meeste situaties het geval zijn.

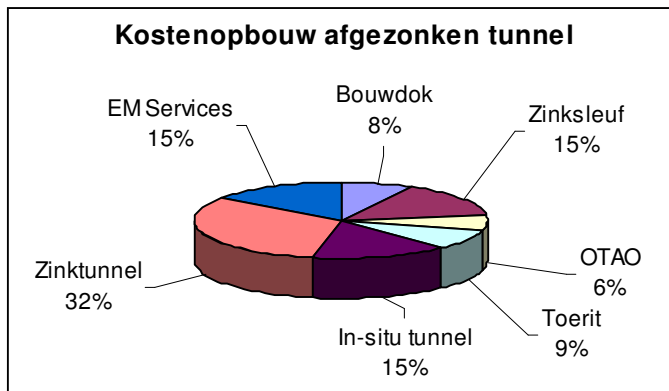
Een andere situatie die zich kan voordoen is een verkleining van het minimale dekkingspercentage van de boortunnel, terwijl de minimale dekking bij de startschacht gelijk blijft. Bij een verkleining van alleen het dekkingspercentage van de boortunnel treden de volgende effecten op:

- Een verkorting van de boortunnel;
- Gelijk blijven van de lengte van de in-situ tunnel;
- De diepte startschacht blijft gelijk;
- Er treedt een verkleining van de totale tunnallengte op.

5.4 Kostenopbouw afgezonken tunnel

In **Tabel 5.7** is een overzicht gegeven van de orde van grootte van de kosten van een afgezonken tunnel op basis van het aangenomen alignement. In **BIJLAGE II.b)** is een gespecificeerd overzicht van de kosten te vinden. In de volgende paragrafen wordt ingegaan op invloed van de verschillende onderdelen van een afgezonken tunnel op de meterprijzen.

Afgezonken tunnel	Perc.
Bouwdok	8%
Zinksleuf/fundering	15%
OTAO	6%
Open toerit	9%
In-situ tunnel	15%
Zinktunnel	32%
EM Services	15%
TOTAAL	100%



Tabel 5.7 en figuur 5.5 Overzicht van de kostenopbouw van een afgezonken tunnel

5.4.1 Aanwezigheid van een geschikte bouwlocatie voor de elementen

De beschikbaarheid van een bouwdok heeft belangrijke invloed op de kosten voor een afgezonken tunnel. Zo zal het slechts in een klein aantal situaties lonend zijn om een bouwdok speciaal te bouwen voor één tunnel. Als er al een bouwdok aanwezig is dan zal dit leiden tot reductie van de kostenpost tot ongeveer 3%.

Ook de grootte van het bouwdok in verhouding met de lengte van de tunnel is van belang. Zo zal de voorkeur uitgaan naar zo weinig mogelijk inundatiecycli van het bouwdok voor de gehele tunnel.

5.4.2 De diepteligging van de tunnel

De diepteligging is van groot belang voor de lengte van de tunnel. Bij een maatgevend stijgingspercentage van 4,5 % geldt immers dat voor elke extra meter tunneldiepte de tunnel 45 meter langer wordt. Om die reden zijn de verticale dwangpunten in het tracé van grote invloed op de kosten van de tunnel. Met de verlenging van het tunneltracé neemt bovendien ook het ruimtebeslag landinwaarts toe. Dit kan leiden tot inpassingsproblemen met bestaande infrastructuur.

5.4.3 De lengte van de tunnel

Uiteraard is de lengte ook van invloed op de meterprijs van een afgezonken tunnel. Bij een toename van de lengte van een tunnel, zal de meterprijs dalen. Deze daling zal echter geen constant karakter hebben vanwege invloedsfactoren zoals de afmetingen van het bouwdok ten opzichte van de elementen.

De lengte van een tunnel is uiteraard afhankelijk van het gebruikte alignement van de tunnel en vooral van de gekozen boogstralen en hellingshoeken. Daarbij moet een balans worden gevonden tussen tunnellengte en capaciteit. Een grote longitudinale gradiënt levert een kortere tunnel op wat veelal gunstig is voor de totale bouwkosten.

Het verlaagt echter de capaciteit van de tunnel vooral door de lagere snelheden van vrachtwagens. In Nederland is er een balans gevonden tussen deze twee effecten door gebruik te maken van een gradiënt van 4,5%. (Glerum, 1978-b) In het buitenland worden echter soms ook grotere hellingspercentages gebruikt.

5.4.4 Dwarsprofiel van de tunnel

Een belangrijk voordeel van de afgezonken tunnel is de flexibiliteit van de gewenste breedte van de tunnel. Bij een toename van de breedte van een afgezonken tunnel nemen de kosten relatief weinig toe vergeleken bij een boortunnel. Bij een oeververbinding voor een tweebaans autoweg zullen de kosten per rijbaan bij een afgezonken tunnel lager zijn dan bij een boortunnel. Er zullen in die situatie dan ook twee boortunnels moeten worden geboord. Bij een twee-spoors treinverbinding zullen de verschillen in kosten weer iets kleiner worden, omdat er volstaan kan worden met één tunnelbuis.

5.4.5 Grondgesteldheid

Een andere belangrijke invloedsfactor van de kosten wordt gevormd door de kwaliteit van de aanwezige grond. De kwaliteit van de grond is van belang voor:

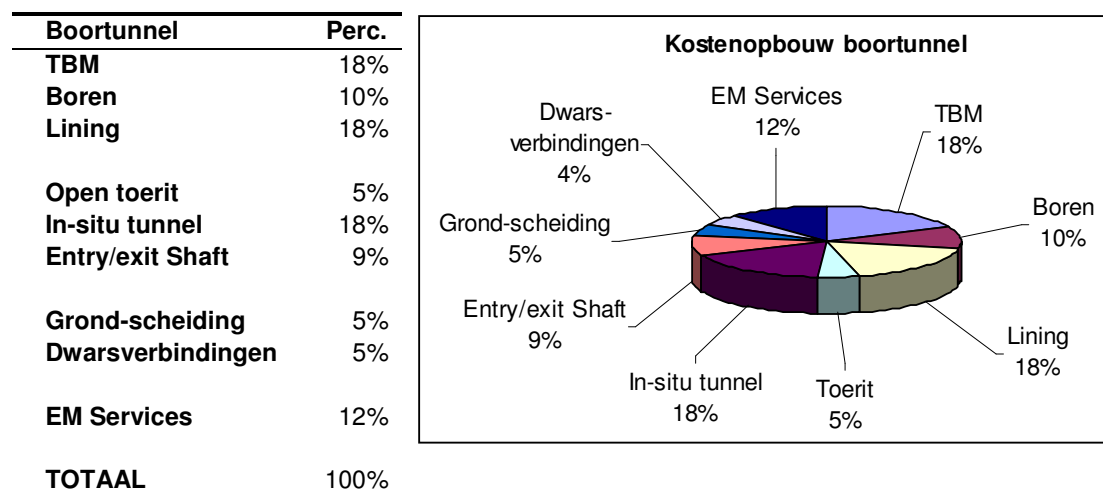
- De kosten voor de afvoer van grond;
- De kosten voor damwanden;
- De grootte van de taluds;
- De noodzakelijke fundering;
- Het gebruik kunnen maken van afsluitende grondlagen.

De afvoer van vervuilde grond kan erg kostbaar zijn. Bovendien mag vervuilde grond die ontgraven wordt niet worden gebruikt als dekkingsmateriaal ook al wordt het weer op dezelfde plek weer neergelegd.

Uiteraard is de kwaliteit van de grond van groot belang voor de soort fundering die gebruikt moet worden. Zo zal er in het geval van een dichte zandgrond nauwelijks tot geen aanvullende fundering noodzakelijk zijn. De constructie kan dan gefundeerd worden op staal.

5.5 Kostenopbouw van een boortunnel met twee buizen

In **Tabel 5.8** is een overzicht gegeven van de orde grootte van de kosten van een boortunnel op basis van het aangenomen alignment. In **BIJLAGE II.a)** is een gespecificeerd overzicht van de kosten te vinden. In de volgende paragrafen wordt ingegaan op invloed van de verschillende onderdelen van een boortunnel op de meterprijzen.



Tabel 5.8 en figuur 5.6 Overzicht van de kostenopbouw van een afgezonken tunnel

5.5.1 Invloed van mechanisatie op de kosten

Het is van belang om de invloed van mechanisatie op de kosten van een tunnel te onderscheiden. Dit onderzoek richt zich immers op gemechaniseerde vormen van tunnelbouw. [U-U3]

Het opvallendste kenmerk van gemechaniseerde vormen van tunnelbouw zijn de hoge vaste kosten die ermee gemoeid zijn. Dit heeft te maken met het feit dat er een machine ontwikkeld en gebouwd moet worden om de tunnel aan te leggen. Dit maakt een gemechaniseerde tunnelbouwmethode in eerste instantie ongeschikt voor korte oeververbindingen. Deze hoge vaste kosten komen in de kostenbeschouwing terug in de kostenpost voor de TBM.

Daarnaast worden er hoge eisen gesteld aan de logistieke elementen tijdens de bouw. De stagnatie van een functie kan immers leiden tot het stilleggen van de complete bouw. Deze eis heeft een belangrijke invloed op de kosten van de tunnelling en de uitvoeringskosten van boren.

5.5.2 De aanwezigheid van een geschikte locatie voor de startschacht

Waar bij een afgezonken tunnel de locatie van het bouwdok van groot belang is, is bij de boortunnel de locatie van de startschacht van belang. Het gaat hier dan niet alleen om een fysiek ruimtebeslag. Tijdens de gehele bouw van de tunnel zal er immers aanvoer van bouwmaterialen moeten plaatsvinden naar de startschacht. Dit zal een belasting geven op de infrastructuur rond de bouwplaats. Bovendien zal er in veel

gevallen een scheidingsinstallatie worden geplaatst. Deze scheidingsinstallatie zal geluidshinder veroorzaken voor omwonenden. Deze zaken zullen een belasting vormen voor de omgeving en tot indirecte kosten leiden. Deze kosten blijven hier buiten beschouwing. Het is voor een goede afweging echter van belang om het bestaan ervan te onderkennen.

5.5.3 De diepteligging van de tunnel

De diepteligging van de boortunnel zelf is van beperkte invloed op de kosten van het boren. Tenminste als de diepteligging onafhankelijk van de tunnallengte wordt beschouwd. Er worden bij het boren op grotere dieptes hogere eisen gesteld aan het boorschild. Dieper boren brengt echter ook voordelen met zich mee, zoals een grotere afstand tussen de minimale en maximale steundruk voor het boorfront en het optreden van gewelfwerking van de grond. Door de ringwerking van de tunnelsegmenten leidt een toename van de grond- en waterdruk dan ook niet direct tot grote toenames in de benodigde constructieve sterkte van de lining.

Voor de in-situ tunnel is de invloed van diepteligging wel groot. Bij een toename van de aanlegdiepte zullen er meerdere effecten optreden:

- De hoeveelheid afgegraven grond neemt afhankelijk van de diepte toe;
- De momenten op de benodigde hulpconstructies nemen kwadratisch toe met de diepte;
- De maatgevende belastingen op de in-situ tunnel zelf nemen lineair toe.

5.5.4 De lengte van de tunnel

Een toename van de lengte van een boortunnel zal in principe leiden tot een daling van de totale meterprijs van de tunnel. Dit heeft te maken met het feit dat de meterprijs van de geboorde tunnelbuis lager is dan de meterprijs van het in-situ deel van de tunnel. Wanneer de lengte van de tunnelbuis langer wordt ten opzichte van het in-situ deel van de tunnel zal de totale meterprijs afnemen. Ook de aanschafkosten van de TBM kunnen verdeeld worden over een grotere tunnallengte.

5.5.5 Dwarsprofiel

Aanpassingen in het dwarsprofiel van een geboorde tunnel hebben een grote invloed op de kosten. In deze paragraaf wordt een overzicht gegeven van de belangrijkste invloedsfactoren.

De omtrek van de tunnelling neemt evenredig toe met een toename van de tunneldiameter. De kostentoeename van de lining is echter niet lineair met tunneldiameter. Dit komt doordat er bij een vergroting van de tunneldiameter grotere krachten op de lining komen te staan, waardoor de tunnelling dikker zal moeten worden uitgevoerd.

Een toename van de tunneldiameter leidt tot een kwadratische toename van het booroppervlak. Dit resulteert in de toename van groot aantal kostenposten van de boortunnel, waaronder:

- De afmetingen van de TBM;
- De afvoer van grond;
- De capaciteit van de scheidingsinstallatie;
- De leidingen en kabels;
- Het bentoniet gebruik;
- De grotere diepteligging.

In **Tabel 5.9** is de exponent 'f' gegeven die de ontwikkeling van de kosten omschrijft voor aantal belangrijke kostenposten. De invoer die gebruikt is voor de bepaling van de rekenwaarde 'f' is afkomstig uit de KIVI eindrapportage uit 1993. (A. Glerum e.a, 1993) Er moet rekening mee worden gehouden dat deze kostenraming enigszins verouderd is.

Invloed buisdiameter	
Kostenpost	f
Bouwplaats	1,5
Boorinstallatie	1,6
Afvoer grond	2,0
Scheidingsinstallatie	1,8
Lining	1,7
Boren	1,5
Loon	0,7

De volgende benadering is geldig:

$$\text{Diameter} * N \implies K_{\text{post;nieuw}} = K_{\text{post;oud}} * N^f$$

Tabel 5.9 Invloed buisdiameter

Hierin is N een willekeurige vermenigvuldigingsfactor.

Uit deze beschouwing blijkt dat de afvoer van grond de enige kostenpost is die een geheel kwadratisch verloop van de kosten kent ten opzichte van de diameter. Alleen de kosten voor de lonen nemen minder dan lineair toe. Dit is logisch als bedacht wordt dat het aantal menselijke handelingen om groter materieel te bedienen niet per definitie evenredig hoeft toe te nemen met de toenemende capaciteit.

De laatste invloedsfactor van de boortunneldiameter is de diepteligging van de open toeritten en de start- en ontvangtschacht. Globaal kan worden aangenomen dat voor elke toename van de boortunneldiameter met een meter, de startschacht een meter dieper moet worden aangelegd. Voor de in-situ tunnel geldt een toename van de diepte met een halve meter per extra meter doorsnede. Daaruit volgt voor korte oeververbindingen een toename van de lengte van de in-situ tunnel van $2 * 0,5 \text{ m} / 4,5\% = 22 \text{ m}$ per extra meter tunneldoorsnede.

5.5.6 Grondgesteldheid

De kwaliteit van de grond is ook voor een boortunnel van groot belang. Allereerst voor het boorfront. Bij het boorfront is de samenstelling van de grond essentieel voor de keuze van een bepaalde boortechniek en de hieraan verbonden kosten. Bovendien zal er een verschil zijn in de wijze van transport, behandelings- en afvoerkosten van de grond.

Daarbij is de omringende grond van belang voor de stabiliteit van de tunnelling. De tunnelling ontleent zijn stabiliteit immers voor een belangrijk deel aan de omringende grond. Bovendien bepaald de grondslag ook de verwachte zettingen. Afhankelijk van de grondslag zal er dus ook gekozen worden voor een bepaald type lining. (*Zie par. 4.3.1*)

5.6 Beschouwing van meterprijzen

Door de vertaling van kosten naar meterprijzen wordt het inzicht kunnen de verschillende oplossingsprincipes beter met elkaar vergeleken worden. In de volgende paragrafen wordt een overzicht gegeven van de belangrijkste meterprijzen van de boortunnel en de afgezonden tunnel.

5.6.1 Meterprijzen van een afgezonken tunnel

In **Tabel 5.10** zijn de belangrijkste kostenposten van de afgezonken tunnel weergegeven. De vaste kosten in deze tabel zijn de kosten voor het bouwdok. Deze kosten worden als meterprijs verdeeld over de lengte van de afgezonken tunnel, omdat ze gezien kunnen worden als deel van de kosten van de zinktunnel.

De meterprijzen van de zinktunnel en de in-situ tunnel liggen dicht bij elkaar. Dit komt doordat deze twee tunneldelen ten opzichte van elkaar verschoven kunnen worden door middel van een uitsparing in de oever. Hierdoor kan er een kostenoptimum bereikt worden, waarbij de meterprijzen ter plekke van de aansluiting niet ver van elkaar af zullen liggen.

Meterprijzen van een afgezonken tunnel				
Kosten	Perc.	Over	Lengte	€/m
Vast	8%	Zinktunnel	650 m	15.000
Zinktunnel	53%	Zinktunnel	650 m	98.000
In-situ	15%	In-situ tunnel	178 m	101.000
Open toerit	9%	Open toerit	917 m	11.000
EM	15%	Totaal	1745 m	11.000
Totaal	100%	Op basis van € 120 miljoen		68.000

Tabel 5.10 Meterprijzen van een afgezonken tunnel

Een overzicht van de verschillende kostenposten is te vinden in de laatste kolom van het kostenoverzicht in **BIJLAGE II.b**). Een verklaring van de gebruikte afkortingen in dit overzicht is te vinden aan het eind van **BIJLAGE II.b**).

5.6.2 Meterprijzen van een boortunnel (met twee buizen)

De eerste belangrijke kostenpost van het boren omvat de vaste kosten van het boorproces. Hieronder vallen onder andere de aanschaf en het monteren en demonteren van de TBM. De gebruikskosten van het boren zelf zijn ondergebracht bij de post boorproces.

Bij de bespreking van de kosten voor de boormachine zijn de volgende aspecten van belang:

- Onder de boorinstallatie wordt de volledige machine verstaan, van boorkop tot het eind van de volgtrein;
- Er wordt bij de beschouwing uitgegaan van een slurry-boorschild, omdat van deze tunnelbouwmethode de meeste kwantitatieve gegevens beschikbaar zijn;
- De lining bestaat uit betonnen segmenten;
- Er wordt een restwaarde van de boormachine begroot van 10% van de aanschafkosten;
- Er wordt gebruik gemaakt van één boormachine die twee gangen boort;
- De kosten voor het éénmalig omkeren van de machine zijn in de beschouwing meegenomen;

De kosten voor de TBM kunnen bij het variëren van de tunnallengte bij benadering constant worden geacht. Alleen afschrijving en revisieonderhoud van de TBM kunnen immers als lengte-afhankelijke factoren worden beschouwd.

Onder de kostenpost 'boorproces' vallen de kosten voor onder andere:

- Aan- en afvoerleidingen van bentoniet/grond;
- Elektriciteitsvoorzieningen;
- Bentoniet;
- Grout;
- Tunnellining.

De kosten voor de leidingen worden zowel door de diameter als door de grondsoort bepaald. De diameter van de boortunnel bepaalt mede de diameter van de afvoerleidingen en het vereiste vermogen.

Voor de stabiliteit van het boorfront wordt bentoniet als steunvloeistof gebruikt. Het verlies van bentoniet aan het boorfont is te verwaarlozen. Het grootste verlies van de bentonietvloeistof vindt plaats bij de scheiding. Er wordt een verlies van bentonietvloeistof verondersteld van €11,- per m³.

De kosten voor het energieverbruik worden verdeeld over de posten 'bouwplaats', 'boorinstallatie' en 'scheidingsinstallatie' volgens de verdeling van het KIVI-rapport. (A. Glerum e.a., 1993)

Meterprijzen van een boortunnel				
Kosten	Perc.	Over	Lengte	€/m
Vast	20%	Totaal	872 m	46.000
Boren	36%	Boortunnel	872 m	82.000
In-situ	18%	In-situ tunnel	300 m	120.000
Schacht	9%	Schacht	60 m	300.000
Open toerit	5%	Open toerit	917 m	11.000
EM	12%	Totaal	2149 m	11.000
Totaal	100%	Op basis van € 200 miljoen		93.000

Tabel 5.11 Meterprijzen van een boortunnel

Een overzicht van de kostenposten van een boortunnel is te vinden in de laatste kolom van het kostenoverzicht in **BIJLAGE II.a**). Een verklaring van de gebruikte afkortingen in dit overzicht is te vinden aan het eind van **BIJLAGE II.a**).

Zoals al eerder aangegeven zijn de vaste kosten van de boortunnel relatief groot. (**zie Tabel 5.11**) De totale meterprijs van de boortunnel bedraagt met € 128.000 /m dan ook meer dan de meterprijs voor een afgezonken tunnel van € 113.000 /m. Opvallend is echter dat de lengte-afhankelijke meterprijs ('var') van de boortunnel lager is dan bij de zinktunnel.

De relatief hoge vaste kosten van de boortunnel zijn kenmerkend voor gemechaniseerde bouwmethodes en maken deze methodes in eerste instantie minder geschikt voor een korte oeververbinding. Immers: hoe korter de verbinding hoe groter de relatieve invloed van de vaste kosten. Het is dus, naast het streven om een zo kort mogelijke tunnel te maken, van belang om een zo groot mogelijk deel hiervan gemechaniseerd te doen.

5.6.3 Meterprijzen van de open toerit

In deze paragraaf wordt een overzicht gegeven van de ontwikkeling van de meterprijs van een open toerit.

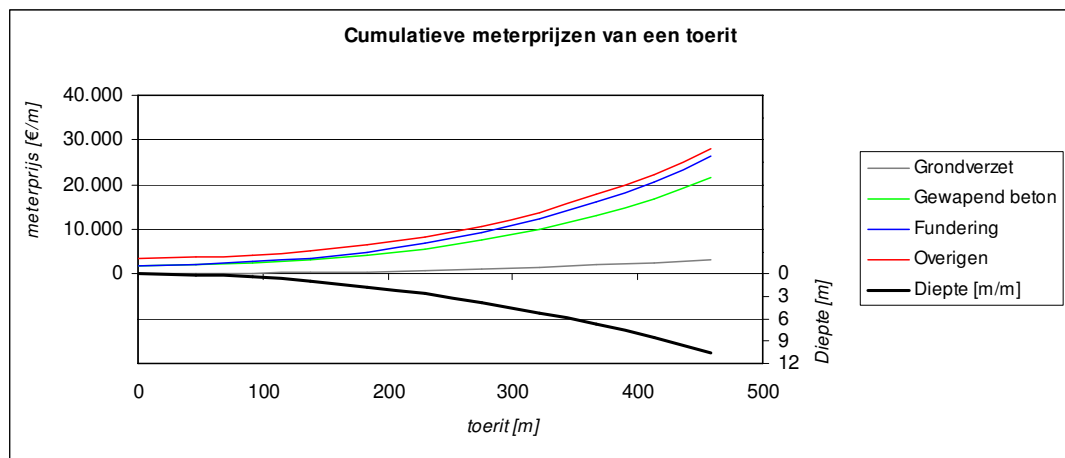
De totale meterprijs kan worden onderverdeeld in de volgende kostenfuncties:

$$k_{\text{tot}} = k_{\text{g.v.}} + k_{\text{bet}} + k_{\text{fund}} + k_{\text{ov.}}$$

Oftewel:

De totale meterprijs bestaat uit de som van de meterprijzen 'grondverzet' + 'gewapend beton' + 'fundering' + 'overig'.

Een gedetailleerde berekening voor de meterprijs van een open toerit bevindt zich in **BIJLAGE II.c)**. In **Figuur 5.7** is een overzicht gegeven van de resultaten van deze berekening.



Figuur 5.7 Cumulatieve meterprijzen van een open toerit

De grootste invloedsfactor op de meterprijs van de open toerit zijn de kosten voor het gewapend beton. Verder is in de grafiek goed te zien dat de toename van de meterprijzen evenredig is met de toename van de diepte.

5.6.4 Meterprijzen van de in-situ tunnel

Voor de in-situ tunnel gelden dezelfde kostenposten als voor de open toerit, met toevoeging van de kostenpost 'hulpconstructies'. Hiermee wordt bedoeld op de tijdelijke constructies die tijdens de bouw gebruikt worden, maar geen deel uitmaken van de permanente constructie. De kostenpost 'hulpconstructies' is bij de open toerit niet gebruikt, omdat er van uitgegaan is dat de hulpconstructies hier opgenomen kunnen worden in de definitieve constructie.

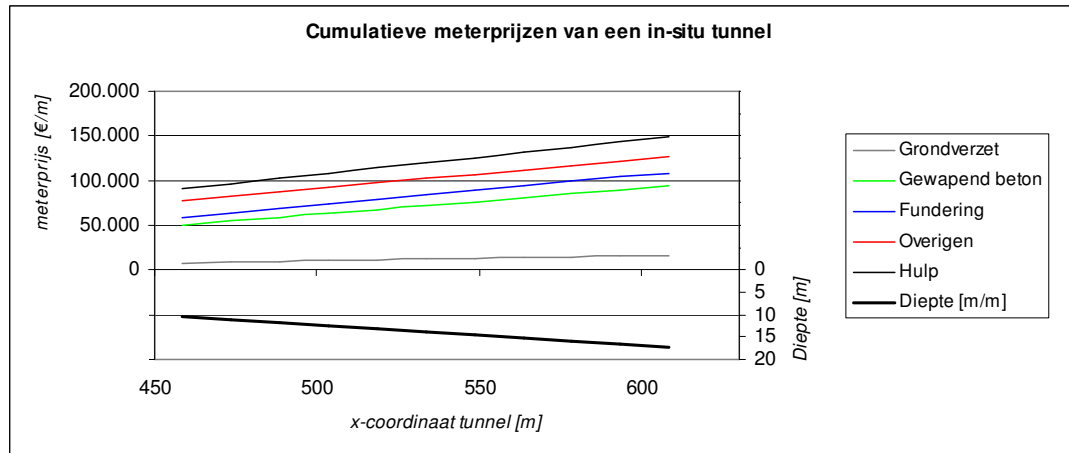
De kostenposten worden onderverdeeld in de volgende kostenfuncties:

$$k_{\text{tot}} = k_{\text{g.v.}} + k_{\text{bet}} + k_{\text{fund}} + k_{\text{ov.}} + k_{\text{hulp}}$$

Oftewel:

De meterprijs bestaat uit 'grondverzet' + 'gewapend beton' + 'fundering' + 'overig' + 'hulpconstructies'.

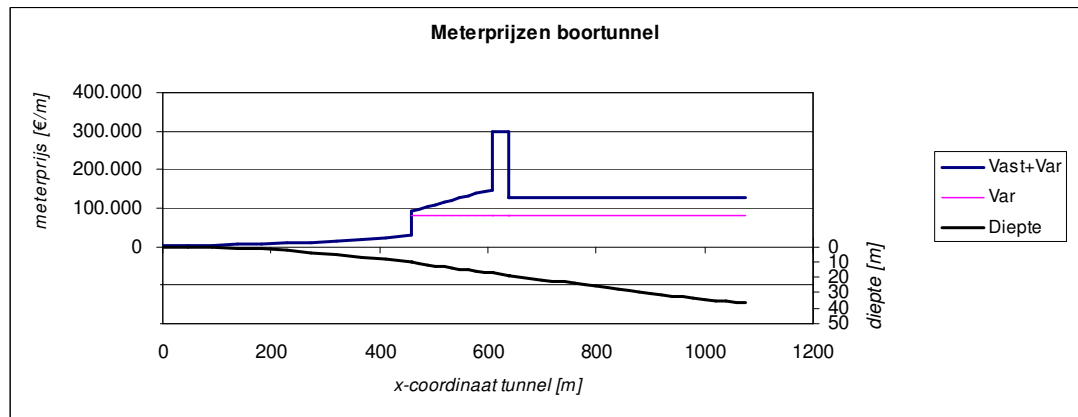
Een gedetailleerde berekening voor de meterprijs van een in-situ tunnel bevindt zich in **BIJLAGE II.d)**. In **Figuur 5.8** is een overzicht gegeven van de resultaten van deze berekening.



Figuur 5.8 Cumulatieve meterprijzen van een in-situ tunnel

5.6.5 Meterprijzen totaal

In figuur **Figuur 5.9** is een overzicht gegeven van de cumulatieve meterprijs van een boortunnel over de hele lengte. In deze grafiek zijn voor het gedeelte van de boortunnel ook de lengteafhankelijke kosten ('var') aangegeven.



Figuur 5.9 Cumulatieve meterprijs van een boortunnel

Op basis van de in **Figuur 5.9** gepresenteerde meterprijzen kan globaal de invloed van een variatie in het alignment op de kosten worden bepaald. Hiervoor zijn in **Tabel 5.12** verschillende kostenfuncties opgesteld.

Situatie	Randvoorwaarden	Kostenverschil
Verkorting/verlenging in-situ tunnel	$0 < \Delta x_i < 300 \text{ m}$	$-/+ \Delta x_i \cdot (150 - 28 \cdot (\Delta x_i / 150))$
Verkorting/verlenging boortunnel	$0 < \Delta x_b < 300 \text{ m}$	$-/+ \Delta x_b \cdot 82$
Ondieper/dieper worden van startschacht	$0 \text{ m} < \Delta d_s < 7 \text{ m}$	$-/+ 60 \cdot (300 - 56 \cdot (\Delta d_s / 6,75))$
Dekking startschacht	$\Delta d_b = 0 \text{ m},$ $0 \text{ m} < \Delta d_s < 7 \text{ m}$	$\Delta x_i = \Delta x_b = 2 \cdot (\Delta d_s / 4,5\%)$
Dekking boortunnel	$0 \text{ m} < \Delta d_b < 7 \text{ m},$ $\Delta d_s = 0 \text{ m}$	$\Delta x_b = 2 \cdot (\Delta d_b / 4,5\%)$

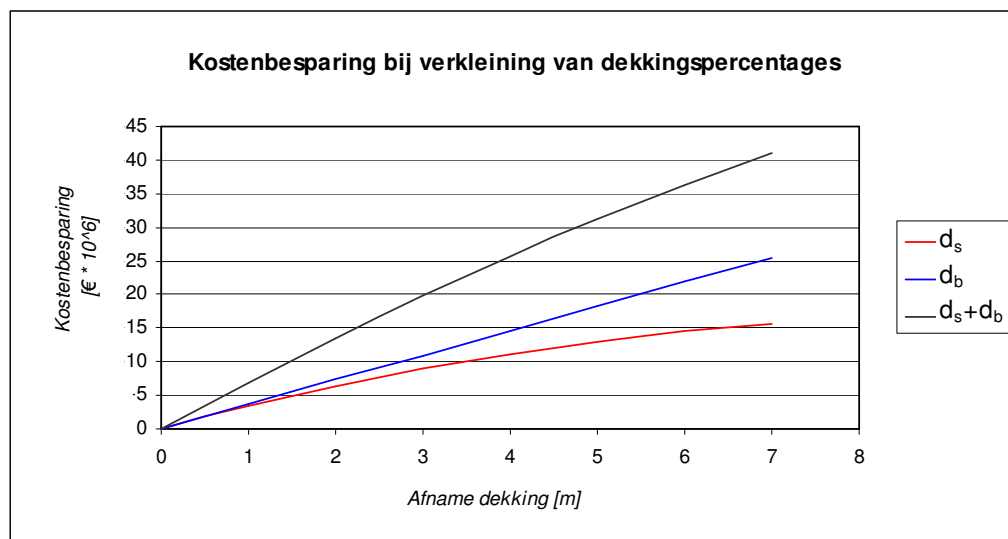
Tabel 5.12 Kostenfuncties bij variaties in alignment

Verkleining dekkingspercentage van de startschacht en boortunnel

In paragraaf 5.3.2 is al aandacht besteed aan de gevolgen van een verkleining van de dekkingspercentages voor het alignment van een boortunnel. In deze paragraaf wordt gekeken naar de eventuele kostenbesparing die dit kan opleveren.

Een verkleining van het dekkingspercentage van de startschacht zal leiden tot een verlenging van de boortunnel en een verkorting van de in-situ tunnel. Bovendien zal dit leiden tot een verkleining van diepteligging van de startschacht en de insitu tunnel. De totale tunnallengte zal gelijk blijven. Het verschil in kosten is afgebeeld in **Figuur 5.10**.

Een verkleining van het dekkingspercentage van de boortunnel zal leiden tot een verkorting van de boortunnel, terwijl de lengte van de in-situ tunnel gelijk blijft. Ook de diepteligging van de startschacht en de in-situ tunnel zullen gelijk blijven. De totale tunnallengte zal afnemen. Het verschil in kosten is afgebeeld in **Figuur 5.10**.



Figuur 5.10 Kostenbesparing bij verkleining dekkingspercentages

5.7 Conclusies

Zoals aangegeven in paragraaf 5.2 zijn de functionele uitgangspunten van een boortunnel en een afgezonken tunnel in dit hoofdstuk niet gelijk. Er kunnen dus geen uitspraken gedaan worden over het verschil in absolute kosten. Wel zijn er conclusies te trekken uit het verschil in de opbouw van de kosten van een afgezonken en een geboorde tunnel.

Variabele tegenover vaste kosten

De meterprijs op basis van de variabele kosten bij een boortunnel is laag vergeleken bij die van de afgezonken tunnel. (zie **Tabel 5.13**) De relatief hoge vaste kosten van de boortunnel zijn kenmerkend voor gemechaniseerd bouwmethodes en maken deze methodes in eerste instantie minder geschikt voor korte verbindingen. Immers hoe korter de verbinding hoe groter de relatieve invloed van de vaste kosten. De totale meterprijs van een geboorde tunnel zal in principe afnemen naarmate de tunnel langer wordt.

Tunnel	Vast	Var	Totaal
Afgezonken	15.000 €/m	98.000 €/m	113.000 €/m
Boor	46.000 €/m	82.000 €/m	128.000 €/m

Tabel 5.13 Overzicht van meterprijzen

Uit **Tabel 5.13** mag dus niet worden afgelezen dat een geboorde tunnel goedkoper is dan een afgezonken tunnel bij grotere lengtes, omdat er bij de totstandkoming van deze waarden andere uitgangspunten zijn gebruikt.

De afmetingen van de boormachine

Ook de afmetingen van de tunnelboormachine zijn van invloed op de kosten. De meterprijs van een boortunnel neemt namelijk sterk toe bij een vergroting van de boordiameter. Het gaat hier dan om tunnels met een ronde tunnelling. Het gebruik van grote tunneldiameters is slechts zinvol bij langere tunnels. De bouwtijd wordt door een de bouw van een grote tunnel immers verkort, doordat er in plaats van twee buizen slechts één boorbuis gerealiseerd hoeft te worden.

Alignement

Het grootste verschil in constructiekosten tussen de boortunnel en de afgezonken tunnel zit in het alignment van de tunnel. (zie **Tabel 5.14**) Meer concreet:

- De lengte van de tunnel door de grotere diepte;
- De grotere lengte en diepte van de in-situ tunnel.

Tunnel	Lengte tunnel	Lengte in-situ	Diepte in-situ
Afgezonken	650 m	178 m	15,00 m
Boor	872 m	360 m	19,10 m

Tabel 5.14 Overzicht alignment

Boortunnels hebben een minimale dekking die veel groter is dan bij afgezonken tunnels. Uit de grotere dekking volgt een grotere diepteligging. Door een beperking in het maximale hellingspercentage leidt deze grotere diepteligging vervolgens tot een grotere totale tunnellengte. Deze grotere lengte van de boortunnel vormt een directe kostenfactor tussen de afgezonken en de geboorde tunnel.

Uit de alignementsstudie komt naar voren dat, als de minimale dekking van de startschacht en de boortunnel even groot zijn, deze alleen invloed heeft op de lengte

van de in-situ tunnel. De boortunnel zal even lang blijven, zolang een geoptimaliseerd alignement gerealiseerd kan worden binnen de gestelde maximale hellingspercentages. De lengte van de open toerit is slechts afhankelijk van de minimale diepte van de in-situ tunnel en verandert dus niet zolang de uitgangspunten gelijk blijven.

Daarnaast kan worden geconstateerd dat een grotere diepteligging van de boortunnel op zichzelf geen grote invloed hoeft te hebben op de kosten. Het streven naar een kleine diepteligging van een boortunnel is bij een korte oeververbinding dus primair gericht op het verkrijgen van een zo kort mogelijke in-situ tunnel.

Een tweede effect van een grotere minimale dekking is dat er pas op een grotere diepte begonnen kan worden met boren. Dit betekent dat er een diepere startschacht moet worden gemaakt met een langere in-situ tunnel. Doordat de in-situ tunnel op grotere diepte moet worden aangelegd, zullen de meterprijzen van dit in-situ deel ook toenemen.

6 OPLOSSINGSALTERNATIEVEN VANUIT DE BASISFUNCTIES VAN EEN TUNNEL

In dit hoofdstuk worden alternatieve uitvoeringsmethoden voor de realisatie van een korte oeververbinding bepaald, door uit te gaan van de basisfuncties van een gemechaniseerde tunnelbouwmethode. De nadruk ligt in dit hoofdstuk dan ook op het ontwerpen vanuit functies. Er zullen op basis van enkele hoofdontwerpfuncties alternatieven worden gepresenteerd.

6.1 Ontwerpstrategie

In deze paragraaf wordt een toelichting gegeven op de belangrijkste aspecten van het ontwerpproces. Ook wordt toegelicht welke functies van primair belang zijn geweest bij het bepalen van mogelijke alternatieven van de boortunneltechniek.

6.1.1 Ontwerpfilosofie

De volgende ontwerpregels zijn van prominent belang geweest bij het ontwerpproces:

- "Denken vanuit functies" (Vrijling, 2003)
- "Innovation ist das kombinieren von technische und organisatorische Neuerungen." (Schumpeter, 1911)

Door te denken vanuit de functies van een oplossing wordt structuur aangebracht in de oplossingsruimte van een probleem. Er is een overzicht opgesteld van de belangrijkste functies van een gemechaniseerde oeververbinding. Dit overzicht is te vinden in **BIJLAGE IV**.

Vanuit dit overzicht is gezocht naar de bepalende functies voor de oplossing. Er is gekozen voor de volgende drie functies, omdat deze functies centraal staan in het uitvoeringsproces van de bouwmethode:

- Onttrekken van grond;
- Voortbeweging;
- Funderen/stabiliteit.

Deze drie primaire functies worden vertaald naar twee ontwerpfuncties die geschikt zijn voor het maken van duidelijke ontwerpkeuzes:

- Functie I: Verticaal evenwicht met betrekking tot de opwaartse waterdruk
- Functie II: Voortbewegen en ontgraven

In de paragrafen **6.1.3** en **6.1.3** wordt op beide ontwerpfuncties dieper ingegaan. In **BIJLAGE V** wordt een onderverdeling van deze functies geschematiseerd.

Het type lining, de vorm van de lining en andere belangrijke ontwerpbeslissingen zullen in eerste instantie buiten beschouwing blijven, of volgen uit ontwerpkeuzes vanuit de twee hoofdontwerpfuncties.

De tweede ontwerpregel "Innovation ist das kombinieren von technische und organisatorische Neuerungen" is net als de eerste van groot belang voor dit onderzoek. Bij het zoeken naar oplossingen is het van groot belang om inzicht te hebben in oplossingen die al bestaan of bedacht zijn. Dit voorkomt dat je 'het wiel opnieuw gaat uitvinden'. Daarbij kunnen voorgaande onderzoeken duidelijk maken op welke problemen andere mensen gestrand zijn, of met welke methodes ze succes hebben gehad. Deze werkwijze is onmisbaar bij een efficiënt ontwerpproces.

6.1.2 Gemechaniseerde vormen van tunnelbouw

Aan het begin van dit onderzoek zijn de uitgangspunten opgesteld die het kader vormen van dit onderzoek. Een van deze uitgangspunten krijgt in deze paragraaf extra aandacht omdat het een zeer bepalend uitgangspunt is. Dit is uitgangspunt U-U3: Er wordt gezocht naar gemechaniseerde vormen van tunnelbouw.

Bij gemechaniseerde uitvoeringsmethoden is de interactie tussen de verschillende functies van groter belang dan bij niet gemechaniseerde uitvoeringsmethoden. Er zal in veel gevallen namelijk sprake zijn van een serieel bouwproces, waar het falen van één onderdeel zal leiden tot het falen van veel of alle onderdelen. Voor deze vorm van tunnelbouw zullen tunnelbouwmachines gebruikt moeten worden die over een zeer hoge mate van betrouwbaarheid en veiligheid beschikken.

Deze machines brengen hoge vaste kosten met zich mee. Zoals eerder aangegeven is dit nadeel vooral van toepassing op een korte oeververbinding, omdat deze vaste kosten maar over een betrekkelijk korte lengte verdeeld kunnen worden. Hiermee zal rekening moeten worden gehouden in het vervolg van dit onderzoek.

6.1.3 Verticaal evenwicht

De ontwerpfunctie 'verticaal evenwicht' is een vereenvoudiging van een primaire functie. Er is voor het gebruik van deze ontwerpfunctie gekozen omdat het verticale evenwicht de meest dominante factor is in het verticale alignement van een oeververbinding. Dit verticale alignement bepaalt vervolgens weer een belangrijk deel van de kosten. Er wordt in eerste instantie alleen gekeken naar het verticaal evenwicht in de bouwfase. De bouwfase zal hiervoor in vrijwel alle gevallen maatgevend zijn.

Het 'verticaal evenwicht' is geschematiseerd naar de plaatsing van de belasting ten opzichte van de tunnelbuis. Er is voor deze indeling gekozen omdat dit een heldere link legt met de functie voortbewegen en ontgraven, waar ook diepteligging een belangrijke rol speelt.

Er wordt dus gebruik gemaakt van de volgende indeling:

- Mobiliseren van massa boven de tunnel;
- Massa in/naast de tunnel;
- Mobiliseren van massa onder de tunnel.

6.1.4 Voortbewegen en ontgraven

De ontwerpfunctie 'voortbewegen en ontgraven' vormt een essentieel onderdeel van een gemechaniseerde tunnelbouwmethode. Het 'voortbewegen en ontgraven' vormt als het ware het hart van de uitvoeringstechniek. Deze ontwerpfunctie heeft dan ook betrekking op de bouwfase.

De ontwerpfunctie 'voortbewegen en ontgraven' bestaat uit een combinatie van de functies 'Onttrekken van grond' en 'Voortbewegen', die bij veel gemechaniseerde oplossingsvarianten onlosmakelijk aan elkaar verbonden zijn. Alleen bij het ontgraven van grond met behulp van een talud of door het gebruik van externe hulpmiddelen zal het verband tussen deze twee functies niet noodzakelijk bestaan. Het gebruik van een talud is, bij een gemechaniseerde bouwmethode onder water, echter niet praktisch. Dit komt doordat onder water slechts kleine taluds mogelijk zijn. Het toepassen van externe hulpmiddelen ligt ook niet voor de hand, omdat deze alleen vanaf de rivier kunnen worden toegepast.

Er wordt in dit hoofdstuk onderscheid gemaakt naar drie vormen van verticaal alignement. Dit zijn²:

- Ondergrondse constructies;
- In-de-grondse constructies;
- Bovengrondse constructies.

Het gaat hierbij om het verticale alignement tijdens de bouwfase. In de eindsituatie zullen alle varianten uiteindelijk ondergronds komen te liggen. Dit is immers als uitgangspunt gesteld. [U-U1]

6.2 Mobiliseren van massa boven de tunnel (functie I.A)

Het mobiliseren van massa boven de tunnel is onderdeel van de huidige tunnelboortechniek. Het verticale evenwicht van de tunnel met de opwaartse waterdruk wordt namelijk voornamelijk gerealiseerd door de grond op de tunnelbuis. In deze paragraaf wordt echter los van de uitvoeringsmethode gekeken naar manier de waarop massa gemobiliseerd moet worden om verticaal evenwicht te verkrijgen.

6.2.1 Uitvoeringstechnische ontwerpaspecten

Er zijn globaal twee manieren waarop dekking gerealiseerd kan worden door middel van het mobiliseren van massa boven de tunnel. Dit zijn:

- Grond-/ballastdekking;
- Gewichtconstructies.

In het geval van een boortunnel is gronddekking de eenvoudigste manier van ballasten. De grond is immers al aanwezig. En er hoeven geen handelingen te worden verricht om de ballast te mobiliseren. Door het beperkte gewicht van de grond en onzekerheden in de diepteligging van de rivierbodem is echter wel een vrij grote dekking vereist. Deze vorm van ballasten vereist dus een methode die in de bodem aangelegd kan worden.

Er kan ook gebruik gemaakt worden van een grond-/ballastdekking als een tunnel aangelegd wordt in een sleuf. Het gemechaniseerd aanbrengen van deze ballast is dan echter wel complex. Het zand zal immers door de tunnel moeten worden aangevoerd, waarna het vanuit de tunnel op het tunneldak moet worden aangebracht.

Een andere mogelijkheid is het gebruik van een gewichtsconstructie op de tunnel. Ook het toepassen van een gewichtsconstructie is uitvoeringstechnisch in principe niet wenselijk bij een gemechaniseerde tunnelbouwmethode. Al het ballastmateriaal zal immers door de tunnel vervoerd moeten worden. Vervolgens moet het materiaal buiten het schild constructief worden aangebracht.

6.2.2 Functionele ontwerpaspecten

Vanuit de functionele randvoorwaarden is ballast op de tunnel niet gewenst. Door de ruimte die deze ballast inneemt boven de tunnel wordt immers de diepgang van een tunnel vergroot. De tunnel komt daardoor dieper te liggen dan vereist is op basis van functionele uitgangspunten. Dit resulteert in een grotere tunnellengte.

6.2.3 Constructieve ontwerpaspecten

Het mobiliseren van massa boven de tunnel kent een eenvoudige krachtswerking. Bovendien werkt de grond die zich niet direct boven de tunnel bevindt mee in de krachtswerking als gevolg van schuifkracht.

² Begrippen naar H.J.R. Deketh, 1997

Een belangrijk nadeel van de belasting op de tunnel is dat alle belasting door de tunnel naar de fundering moet worden afgevoerd. De belasting op de tunnel neemt dus toe bij het mobiliseren van massa boven de tunnel.

6.3 Mobiliseren van massa in de tunnel (functie I.B)

Het tweede alternatief met betrekking tot het realiseren van verticaal evenwicht is het mobiliseren van massa in de tunnel. Dit kan door ballast aan de binnenzijde van de tunnelling aan te brengen, of door een zware tunnelling te gebruiken zoals ook gedaan wordt bij een afgezonken tunnel.

6.3.1 Uitvoeringstechnische ontwerpaspecten

Het toepassen van een zware tunnelling is vanuit uitvoeringstechnisch oogpunt ongewenst. Bij het toepassen van een gemechaniseerde tunnelbouwmethode is de hanteerbaarheid van de lining van groot belang. Het toepassen van een zeer zware tunnelling zal zowel mechanisch als logistiek zeer nadelig zijn.

Het aanbrengen van massa binnen de tunnelling is een meer realistische optie. Er is een aantal uitvoeringstechnische voordelen te noemen van het mobiliseren van massa in de tunnel. Dit zijn:

- De massa in de tunnel is relatief gemakkelijk aan te brengen;
- De binnenzijde van de tunnel is eenvoudig bereikbaar;
- Er is veel controle over de hoeveelheid ballast en de verspreiding ervan.

Er is echter ook een aantal belangrijke nadelen:

- De ballast moet aangevoerd worden via het toch al drukke logistieke systeem;
- De ballast moet direct achter een eventuele tunnelmachine geplaatst worden, wat logistieke problemen met zich mee kan brengen.

6.3.2 Functionele ontwerpaspecten

De ruimte die de ballast inneemt gaat ten koste van de inwendige ruimte van de tunnel. Het vereiste profiel van vrije ruimte sluit in het geval van een ronde tunnelling echter slecht aan bij het aanwezige profiel van vrije ruimte. Er is in potentie dus redelijk wat ruimte om ballast in de tunnel aan te brengen.

6.3.3 Constructieve ontwerpaspecten

Het mobiliseren van massa in de tunnel kent constructieve voordelen. Zo kan de ballast gecontroleerd worden aangebracht en is er zekerheid over de grootte van de gemobiliseerde massa.

Een nadeel is echter dat de ballast in de tunnel zal leiden tot grotere tunneldoorsneden om ten gunste van het minimale alignment. Deze grotere constructie zal leiden tot grotere overspanning en momenten. Hierdoor zal dan ook weer zwaarder en duurder gewapend moeten worden.

6.4 Mobiliseren van massa onder de tunnel (functie I.C)

Het mobiliseren van massa onder de tunnel is in feite ideaal. Er is namelijk verticaal evenwicht, met een minimale hoeveelheid spanning in en door de constructie. Er zijn drie belangrijke manieren om deze vorm van krachtsafdracht te realiseren. Dit zijn:

- Een gewichtsconstructie onder de tunnel;
- Het gebruik van een grondinsluiting;
- Het gebruik van (grout-)ankers.

6.4.1 Uitvoeringstechnische ontwerpaspecten

Het aanbrengen van een gewichtsconstructie onder een tunnel kent globaal dezelfde problemen als het aanbrengen van een gewichtsconstructie boven de tunnel. Al het materiaal moet aangevoerd worden door de tunnelbuis zelf, waarna het buiten de lining tot een constructie moet worden gemaakt. Deze aanpak wordt ongeschikt geacht voor gemechaniseerde constructies.

Bij een grondinsluiting zal er een grondpakket onder de tunnel moeten worden ingesloten door een waterdicht membraan of een betonnen afdichting. Dit kan door middel van het zogenaamde extrusie-principe zoals omschreven staat in **BIJLAGE III.g**). Hierbij wordt een grondpakket ingesloten zonder dat de aanwezige grond daarbij verplaatst hoeft te worden. Er zal daarnaast om de zoveel meter een verticaal membraan moeten worden gerealiseerd om daadwerkelijk een insluiting te creëren. Deze methode is echter slechts een voorontwerp van een oplossingsidee.

Een meer voor de hand liggende uitvoeringsmethode is het afgraven van de grond waarna een waterdicht membraan wordt geplaatst en de grond weer wordt aangevuld. Het insluiten van een grondpakket kent de volgende uitvoeringstechnische nadelen:

- Er is bij een grondinsluiting de onzekerheid van de kwaliteit van de afsluiting;
- Er is nog geen bestaande methode waarmee uitvoering mogelijk is;
- De aansluiting op de werkruimte is gecompliceerd.

De derde mogelijkheid bestaat uit het gebruik van (grout-)ankers om de grond onder de tunnel te mobiliseren. Ook het gebruik van ankers levert echter een aantal specifieke problemen op. Het grootste probleem wordt gevormd door de snelheid waarmee de ankers kunnen worden aangebracht tegenover de voortgangssnelheid van de tunnelbouwmachine. Daarbij is de kwaliteit van de ankers onzeker, vooral als deze een permanente functie moeten vervullen. Er is een nader overzicht van de toepassingsmogelijkheden van groutankers gegeven in **BIJLAGE III.e**).

De belangrijkste nadelen van het toepassen van groutankers zijn:

- De huidige groutankers zijn pas belastbaar na ongeveer drie dagen;
- De groutankers moeten onder druk aangebracht worden door de tunnelmantel heen, zonder dat hierbij lekkage optreedt;
- Er is een zeer beperkte ruimte beschikbaar om de groutankers aan te brengen;
- Het introduceren van puntlasten op de tunnelconstructie kan ongewenste momenten in de tunnelling veroorzaken;
- De onzekerheid over de kwaliteit van de ankers vormt vooral bij een permanente functie een grote onzekerheid;
- De verhardingstijd van de groutankers zal een beperking vormen voor de voortgangssnelheid.

6.4.2 Functionele ontwerpaspecten

Het mobiliseren van massa onder de tunnel is met betrekking tot het alignement de ideale manier om verticaal evenwicht te krijgen voor een tunnel. Er kan immers gebruik

worden gemaakt van een minimale dekking op de tunnel, waardoor de tunnel een minimale lengte heeft.

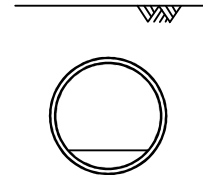
6.4.3 Constructieve ontwerpaspecten

Op constructief gebied is het mobiliseren van massa onder de tunnel zeer gunstig. Door op deze wijze ballast te gebruiken kan de tunnel ondieper worden aangelegd, waardoor de totale belasting op de tunnel afneemt. Er is bovendien een slechts minimale dekking op de tunnel nodig, wat ook weer leidt tot een beperking van de belasting op de tunnelconstructie.

Het is constructief gezien wel van groot belang dat de grondinsluiting zelf enige stijfheid bezit. De belastingen op de tunnel zullen afhankelijk van de stijfheid van de grondinsluiting zorgvuldig moeten worden verdeeld over de fundering om opbarsten te voorkomen.

6.5 Ondergrondse constructie (functie II.A)

Het bouwen van een constructie in de grond (*Figuur 6.1*) is vanuit de eindsituatie geredeneerd een logische keuze. Het aanleggen ervan leidt uitvoeringstechnisch echter veelal tot een complex bouwproces. In deze paragraaf wordt een overzicht gegeven van de belangrijkste voor- en nadelen van de ondergrondse gemechaniseerde aanleg van een oeververbinding.



Figuur 6.1 Ondergrondse constructie

6.5.1 Uitvoeringstechnische ontwerpaspecten

De gemechaniseerde bouw van een tunnel onder de grond kent een aantal complexe elementen en is uitvoeringstechnisch dan ook bijzonder ongunstig.

Belangrijke redenen hiervoor zijn:

- De aanleg van de tunnel vindt plaats in een zeer beperkte ruimte;
- Er zijn geen mogelijkheden voor een uitwendige controle van de tunnelling;
- Er kan geen gebruik worden gemaakt van uitwendige hulpconstructies.

Het grootste uitvoeringstechnische voordeel is dat er na de aanleg van de tunnel geen handelingen vereist zijn met betrekking tot het aanvullen van de rivierbodem.

Er zijn twee belangrijke uitvoeringstechnieken bekend voor de gemechaniseerde bouw van een tunnel onder de grond. Dit zijn:

- De geboorde tunnel;
- Persen.

Van deze uitvoeringstechnieken wordt het persen buiten beschouwing gelaten als alternatief voor een oeververbinding.

De geboorde tunnel blijft over als belangrijkste bouwmethode. De volgende drie typen tunnelboormachines zijn opgenomen in *BIJLAGE III*:

- De EPB-Boortunnel
- Multischild-tunnels
- DPLEX-boormethode

Met deze drie machines is het mogelijk om relatief ondiep te boren.

6.5.2 Functionele ontwerpaspecten

Het gemechaniseerd ondergronds aanleggen van een tunnel kent zowel functionele voordelen als nadelen.

De belangrijkste functionele voordelen van ondergronds bouwen zijn:

- De scheepvaart ondervindt geen hinder van de bouw van de tunnel;
- Het is mogelijk om de aanleg van de tunnel onder de rivier te combineren met de onderkruisen van bebouwing;
- De overlast van de bouw blijft beperkt tot een zeer klein gebied.

Belangrijke functionele nadelen van de ondergrondse aanleg zijn de volgende:

- Door de beperkte beschikbaarheid van gemechaniseerde ontgravingstechnieken is ook de keuzevrijheid voor een profiel van vrije ruimte beperkt;
- Met de huidige technieken voor het gemechaniseerd realiseren van ondergrondse constructies is een minimale dekking noodzakelijk die groter is dan de minimale dekking op basis van functionele eisen;

- Door de grotere dekking is de tunnel langer dan mogelijk zou zijn op basis van functionele eisen;
- De diepte van de tunnel is groter dan strikt noodzakelijk, waardoor capaciteitsverlies van de verbinding optreedt.

Het belang van de verschillende functionele voor- en nadelen van een ondergrondse constructie zijn sterk afhankelijk van de gekozen uitvoeringsmethode. Dit wordt toegelicht in paragraaf 6.8.3.

6.5.3 Constructieve ontwerpaspecten

In deze paragraaf wordt gekeken naar de constructieve aspecten van de aanleg van een tunnel onder de grond. Zo wordt de tunnel in deze paragraaf gecontroleerd op de verticale stabiliteit. Er is gekozen voor een ronde tunnel, omdat deze in praktijk het meest wordt toegepast. Er wordt bij de berekeningen uitgegaan van dezelfde uitgangspunten als gebruikt voor de geboorde tunnel in hoofdstuk 5.

Voor de berekening van de verticale stabiliteit gelden de volgende uitgangspunten:

- Het is een berekening op hoofdlijnen;
- Er wordt uitgegaan van een maatgevende bouwphase III, ofwel de groutaanvulling is verhard.

Voor een veiligheidsbeschouwing met betrekking tot het opdrijven van een tunnel wordt de volgende betrouwbaarheidsfunctie gebruikt:

$$Z = G_{\text{grond}} + G_{\text{tunnel}} + R_{\text{grond}} - F_{\text{opdrijf}}$$

De eerste term is de neerwaartse belasting door de bovenliggende grond, de tweede term is de neerwaartse belasting door het betongewicht, de derde de wrijving met de grond en de vierde term de opdrijvende kracht van het water. In *figuur 6.1* is een schematisering van de krachtwerking op een tunnel onder de grond weergegeven.

De volgende formules zijn gebruikt in de veiligheidsbeschouwing:

$$G_{\text{grond}} = D d (\gamma_{\text{grond}} - \gamma_{\text{water}})$$

$$G_{\text{tunnel}} = \pi D t \gamma_{\text{beton}}$$

$$R_{\text{grond}} = (\gamma_{\text{grond}} - \gamma_{\text{water}}) (1/2 D + d)^2 K_0 \tan(\phi)$$

$$F_{\text{opdrijf}} = 0,25 \pi D^2 \gamma_{\text{water}}$$

Hierbij kan worden aangetekend dat er geen volledige overeenstemming bestaat over de geldigheid van R_{grond} als permanente belasting. Mogelijk zou de waarde van R_{grond} kunnen afnemen als gevolg van trillingen.

Weerstand:

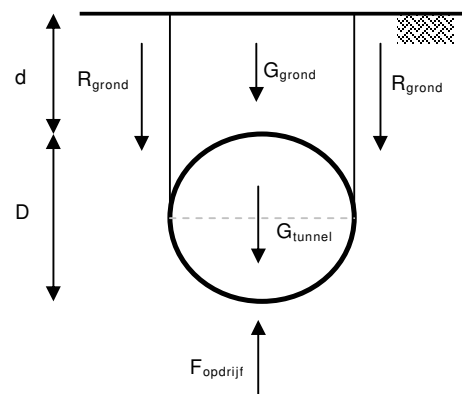
$$G_{\text{grond}} = 874 \text{ kN/m}$$

$$G_{\text{tunnel}} = 260 \text{ kN/m}$$

$$R_{\text{grond}} = 446 \text{ kN/m}$$

Belasting:

$$F_{\text{opdrijf}} = 1038 \text{ N/m}$$



Figuur 6.2 Schematisatie verticale stabiliteit

De veiligheid van de boortunnel volgt dan uit:

$$\eta = \text{belasting} / \text{weerstand} = 1,5 \text{ (met } R_{\text{grond}})$$

$$\eta = \text{belasting} / \text{weerstand} = 1,1 \text{ (zonder } R_{\text{grond}})$$

Op basis van deze resultaten moet geconcludeerd worden dat het verticaal evenwicht gewaarborgd is bij een dekking van 2/3D, zonder dat daarvoor extra voorzieningen noodzakelijk zijn. Als de wrijving van het bovenliggende grondpakket niet mag worden meegenomen is er echter wel sprake van een relatief kleine veiligheid.

Naast het verticale evenwicht zijn de volgende constructieve eigenschappen van een tunnel onder de grond van groot belang:

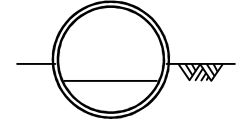
- De grond verzorgt de horizontale, verticale en axiale stabiliteit van de machine;
- De grond kan bijdragen aan de constructieve integriteit van de tunnelling, vooral wanneer gebruik wordt gemaakt van een ronde tunnelling.

Belangrijke nadelen zijn:

- De onzekerheid in de kwaliteit van de omringende grond, waardoor onverwachte zettingen en belastingen kunnen ontstaan.
- De dekking van een ondergrondse constructie die nodig is voor verticaal evenwicht met de opwaartse waterdruk is groter dan de minimale dekking op basis van functionele eisen.

6.6 In-de-grondse constructie (functie II.B)

Het gemechaniseerd aanleggen van een in-de-grondse constructie (*Figuur 6.3*) onder water is een tot op heden niet uitgevoerde bouwmethode. Wel is er een klein aantal voorontwerpen bekend van gemechaniseerde in-de-grondse constructiemethodes op het maaiveld.



Figuur 6.3 In-de-grondse constructie

6.6.1 Uitvoeringstechnische ontwerpaspecten

Er is bij deze methode zowel een aantal uitvoeringstechnische voordelen als nadelen.

De belangrijkste voordelen zijn:

- Er is geen startschacht noodzakelijk;
- Er kan gedeeltelijk uitwendige controle van de constructie plaatsvinden.

Belangrijke nadelen zijn:

- Er moet worden gebouwd in de aanwezigheid van stroming;
- Er zal een aanleg sleuf moeten worden gebaggerd;
- De tunnel zal na aanleg moeten worden afgedekt;
- Aanleg van de tunnel vindt plaats in een zeer beperkte ruimte;
- Er is sprake van een complex logistieke systeem doordat de aangelegde tunnel direct ook als transportkanaal dient.

Er is een klein aantal gemechaniseerde uitvoeringsmethodes bekend die ontworpen zijn voor in-de-grondse constructies. De machines die gebruikt worden bij deze methodes zijn ontwikkeld voor toepassing boven de grondwaterspiegel. Maar wellicht zijn deze ideeën in aangepaste vorm ook toepasbaar onder water. De volgende methodes zijn bekend en worden toegelicht in *BIJLAGE III*:

- Methode TOMAS;
- Extrusie polder;
- Oppervlakteschild.

6.6.2 Functionele ontwerpaspecten

De functionele voordelen van in-de-grondse constructies zijn voor een deel gelijk aan de voordelen van een afgezonken tunnel. Beide methodes kunnen immers aangelegd worden onder hetzelfde alignement. De belangrijkste functionele voordelen zijn:

- De tunnel kan per definitie volgens het minimale alignement worden aangelegd;
- De machine kan tot een kleine diepte voortgang vinden;
- Er is gedeeltelijke vrijheid in de vorm van de tunnelling, doordat alleen het in-de-grondse deel van constructie afhankelijk is van de ontgravingsmethode.

Een belangrijk functioneel nadeel:

- Het scheepvaartverkeer zal tijdens de constructie mogelijk hinder ondervinden van het bouwproces;

6.6.3 Constructieve ontwerpaspecten

Voor de stabiliteitsberekeningen van de in-de-grondse constructie wordt er gekeken naar zowel een constructie op staal als naar een constructie met groutfundering. Voor beide constructies wordt de verticale stabiliteit bepaald.

Voor de berekening van de verticale stabiliteit gelden de volgende uitgangspunten:

- Het is een berekening op hoofdlijnen;
- Er wordt uitgegaan van bouwfasen II en III, ofwel een verharde en onverharde groutaanvulling.

Voor een constructie in of op de bodem kan de volgende betrouwbaarheidsfunctie worden opgesteld:

$$Z = G_{\text{tunnel}} - F_{\text{opwaarts;grout}} \text{ [zone II, onverharde groutzone]}$$

Hierin is:

$$G_{\text{tunnel}} = \pi D t \gamma_{\text{beton}} + \text{Ballast}$$

$$F_{\text{opwaarts;grout}} = 0,25 \pi D^2 (\gamma_{\text{water}} + \gamma_{\text{grout}})^* \frac{1}{2}$$

Het grout zal tijdens het verharde als het ware zijn spanningstoestand bevrozen.

Daarom is de hier berekende minimale neerwaartse kracht ook noodzakelijk in zone III waar het grout al verhard is. Als deze neerwaartse kracht in zone III niet aanwezig is dan zal de schuifspanning tussen de lining en de groutlaag overschreden kunnen worden waardoor deze hun onderlinge samenhang verliezen. Hierdoor zullen er scheuren tussen het grout en de lining ontstaan. Hierdoor neemt de stabiliteit van de constructie af en kan er lekkage optreden.

Aangenomen wordt dat in de bouwfase een veiligheid van $\eta = 1,1$ tegen opdrijven voldoet. In de eindfase komt er dekking op de constructie, waardoor de veiligheid vergroot zal worden.

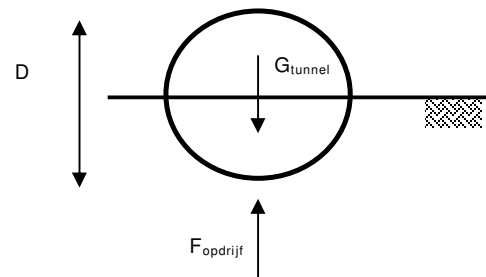
$$\text{Ballast} = \eta * 0,25 \pi D^2 (\gamma_{\text{water}} + \gamma_{\text{grout}})^* \frac{1}{2} - \pi D t \gamma_{\text{beton}}$$

$$\text{Ballast} = 1,1 * 1558 - 260 = 1682 \text{ kN/m}^1$$

Deze berekening laat zien dat er speciale maatregelen genomen moeten worden om verticale stabiliteit te waarborgen. Het toepassen van ballast in de tunnel is immers niet toereikend. Uitgaande van gestabiliseerd zand met een $\gamma_{\text{stab zand}} = 20 \text{ kN/m}^3$ leidt dit tot een vulling van de tunnelbuis van: $P_{\text{ballast}} = (\text{Ballast} / 20) / \frac{1}{4} \pi D_{\text{inw}}^2 = 90\%$
 De opwaartse kracht van het grout op de tunnelling vraagt dus om speciale voorzieningen om de tunnelling op zijn plek te houden.

Verticaal evenwicht in de bodem (zonder groutfundering)

Aangenomen wordt dat ook voor een fundering op staal een veiligheid van $\eta = 1,1$ tegen opdrijven voldoet. In de eindfase komt er dekking op de constructie, waardoor de veiligheid vergroot zal worden. De opwaartse kracht op de tunnelling is bij een fundering op staal veel kleiner dan bij een groutfundering.



Figuur 6.4 Verticaal evenwicht van een in-de-grondse constructie

Naast de oprijfkracht als gevolg van het water, geeft ook het zand een opwaartse belasting op de tunnelbuis. Er wordt uitgegaan van een actieve korreldruk, die zorgt voor een opwaartse belasting op de tunnelbuis.

Uit berekeningen komt naar voren dat ook bij een fundering in zand zeer veel ballast moet worden aangebracht wil de constructie verticaal stabiel zijn. Uitgaande van gestabiliseerd zand met een $\gamma_{\text{stab zand}} = 20 \text{ kN/m}^3$ leidt dit tot een vulling van de tunnelbuis van:

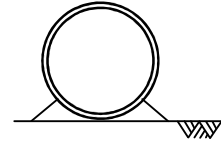
$$P_{\text{ballast}} = (\text{Ballast} / 20) / \frac{1}{4} \pi D_{\text{inw}}^2 = 52\%$$

Overige constructieve aspecten

Er is nog een aantal constructieve aandachtspunten. Het eerste daarvan is het type lining dat gebruikt gaat worden. Een nadeel van een in-de-grondse constructie is het ontbreken van de wisselwerking tussen grond en tunnelling. Door deze wisselwerking is het onder de grond mogelijk om een tunnelling op te bouwen uit losse elementen, die in elkaar gedrukt worden door de grond. Belangrijk daarbij is dat de grond grote vervorming van de tunnelling verhindert, waardoor deze een hoge stijfheid krijgt en momenten kunnen worden opgenomen. Bij een lining in de grond vallen deze voordelen weg en zal er dus gebruik moeten worden gemaakt van een constructieve lining. Dit betekent dat de lining zelf momenten moet kunnen opnemen en wellicht ook voorgespannen moet worden om waterdichtheid te verzekeren. Deze constructieve aanpassingen zullen onherroepelijk leiden tot een sterke toename van de meterprijs van de lining.

6.7 Constructie op de bodem (functie II.C)

Het bouwen van een constructie op de bodem (*Figuur 6.5*) is het laatste alternatief. Er valt hierbij te denken aan een machine die zich voortbeweegt over de rivierbodem en daar een tunnel 'neerlegt'.



Dit alternatief wordt verder buiten beschouwing gelaten om de volgende redenen:

Figuur 6.5 Constructie op de bodem

- Een gemechaniseerde aanleg is op de bodem zeer moeilijk te realiseren omdat een machine moeilijk stabiliteit kan ontlelen aan de ondergrond;
- Er moet een zeer diepe zinksleuf gebaggerd worden om aanleg mogelijk te maken;
- De machine zal relatief veel invloed ondervinden van stroming in de rivier;
- Deze methode levert in vergelijking met het 'door de bodem' boren geen voordelen op met betrekking tot het alignement;
- Er is bij het opbouwen van de lining geen enkele ondersteuning van de omringende grond.

6.8 Afweging van de uitvoeringsmethoden

In de volgende paragrafen wordt in enkele tabellen een score gegeven voor de geschiktheid van een methode voor de aanleg van een gemechaniseerde korte oeververbinding. De scores in deze tabellen zijn gewaardeerd volgens **Tabel 6.1**.

Score	Waardering
+	Geschied
+/-	Niet ideaal
-	Ongeschied

Tabel 6.1 Waarderingstabel

6.8.1 Verticaal evenwicht

In **Tabel 6.2** zijn de verschillende vormen van het mobiliseren van massa beoordeeld op basis van de paragrafen 6.2 tot 6.4. Deze beoordeling is alleen gebaseerd op het principe van ballasten, zonder dat hierbij is gekeken naar de interactie met de hoofdontwerpfunctie 'voortbeweging en ontgraven'. Aan deze tabel moet dan ook een beperkte waarde worden toegekend, omdat de waardering van een bepaalde vorm van mobiliseren van massa sterk afhankelijk is van de gekozen uitvoeringsmethode met betrekking tot functie 'voortbewegen en ontgraven'. Bovendien zijn de waarderingen in deze tabel van relatieve aard. Dit betekent dat ze niet direct vertaald mogen worden naar absolute kosten.

	I.A Massa boven tunnel	I.B Massa in tunnel	I.C Massa onder tunnel
Uitvoeringstechnische ontwerpaspecten	(+/-)	+/-	-
Functionele ontwerpaspecten	(-)	+/-	(+)
Constructieve ontwerpaspecten	+/-	+/-	(+)

Tabel 6.2 Waardering alternatieven van hoofdontwerpfunctie I

De waarderingen in **Tabel 6.3** die tussen haakjes staan, zijn beoordeeld als sterk afhankelijk van de uitvoeringsmethode. In de hierna volgende beschrijvingen wordt dit toegelicht.

Uitvoeringstechnische ontwerpaspecten

In het geval van een boortunnel is gronddekking op de tunnel (I.A) de eenvoudigste manier van ballasten. De grond is immers al aanwezig. En er hoeven geen handelingen te worden verricht om de ballast te mobiliseren. De uitvoeringsmethode bepaalt hier echter hoe groot dit voordeel is.

Het toepassen van massa in de tunnel (I.B) is niet ideaal omdat de ballast direct na het tunnelschild moet worden aangebracht. Dit leidt tot een complex logistiek systeem.

Het mobiliseren van massa onder de tunnel (I.C) is uitvoeringstechnisch ongeschikt. De beschikbare methodes om deze vorm van fundering te realiseren zijn ongeschikt voor gemechaniseerde bouwmethodes.

Functionele ontwerpaspecten

Op functioneel gebied wordt het mobiliseren van massa boven de tunnel primair beoordeeld als ongeschikt. Hierbij wordt ervan uitgegaan dat de tunnel als gevolg van de benodigde ballast dieper komt te liggen dan noodzakelijk. Hier is de methode van "voortbewegen en ontgraven" van groot belang voor de mate waarin dit ook daadwerkelijk leidt tot een grotere diepteligging.

Het mobiliseren van massa in de tunnel wordt als functioneel ontwerpaspect niet ideaal geacht omdat het toepassen van ballast in de tunnel ten koste kan gaan van het profiel van vrije ruimte.

Het mobiliseren van massa onder de tunnel wordt beschouwd als geschikt, doordat een minimale diepteligging mogelijk is, zonder dat er beperkingen zijn met betrekking tot het profiel van vrije ruimte. Dit voordeel wordt beperkt als er vanwege de gekozen methode van "voortbewegen en ontgraven" niet met een minimale dekking gebouwd kan worden.

Constructieve ontwerpaspecten

De constructieve aspecten van het mobiliseren van massa boven de tunnel worden als niet ideaal benaderd omdat er grotere krachten op de tunnel werken dan bij het mobiliseren van massa onder de tunnel. Een voordeel is de relatieve eenvoud van het mobiliseren van de massa en de meewerkende schuifkrachten die gemobiliseerd kunnen worden uit omliggende dekking.

Het mobiliseren van massa in de tunnel kent constructieve voordelen. Zo kan de ballast gecontroleerd worden aangebracht en is er zekerheid over de grote van de gemobiliseerde massa. Een nadeel is echter dat de ballast in de tunnel zal leiden tot grotere tunneldoorsneden om het minimale alignement beschikbaar te laten.

Het mobiliseren van massa onder de tunnel kent vanuit constructief oogpunt grote voordelen, door de minimale belasting van de constructie. Ook hier is de grote van dit voordeel echter afhankelijk van de gekozen methode van "voortbewegen en ontgraven".

6.8.2 Voortbewegen en ontgraven

In **Tabel 6.3** zijn de hoofdprincipes van het 'voortbewegen en ontgraven' bepaald op basis van de paragrafen 6.5 en 6.6. Deze beoordeling is alleen gebaseerd op de diepteligging van de machine en is onafhankelijk van de gekozen vorm van ballasten.

	II.A Ondergrondse constructie	II.B In-de-grondse constructie
Uitvoeringstechnische ontwerpaspecten	+/-	-
Functionele ontwerpaspecten	+/-	+/-
Constructieve ontwerpaspecten	+/-	-

Tabel 6.3 Waardering alternatieven van hoofdontwerpfunctie II

Uitvoeringstechnische ontwerpaspecten

De verschillen op het gebied van uitvoering tussen de ondergrondse constructie (II.A) en de in-de-grondse constructie (II.B) zijn klein. Beide methodes zijn complex en vragen om een computergestuurde vorm van mechanisatie.

Op het punt van de uitvoering heeft het onder-de-grond aanleggen van een tunnel in ieder geval één belangrijk voordeel: "De techniek ervoor bestaat".

De tweede reden dat II.A beter 'scoort' dan II.B is het feit dat de in-de-grondse aanleg vraagt om het gebruik van een aanleg sleuf. Deze sleuf zal voor de machine uit gebaggerd moeten worden en na de aanleg van de tunnel weer moeten worden afgedekt.

Functionele ontwerpaspecten

Ook op functioneel gebied verschillen de methodes II.A en II.B op een aantal punten. Bij de ondergrondse aanleg is interactie met de rivierbodem uitgesloten en blijft de bouwoverlast beperkt tot een zeer klein gebied. Bij de aanleg van II.B is niet het geval. Het is de vraag of de scheepvaart ongehinderd doorgang kan vinden bij de bouw van de

tunnel in de grond. Een voordeel van II.B is de mogelijkheid om voor de bovenzijde van de tunnel een vrije vorm te kiezen. Er is relatief weinig verschil tussen de basisprincipes. De twee methodes worden om deze reden gelijk beoordeeld.

Constructieve ontwerpaspecten

Ook constructief lijkt II.A een beter alternatief dan II.B. Bij de ondergrondse aanleg van een tunnel kan eenvoudig gebruik gemaakt worden van de omliggende grond. Hierdoor kan relatief eenvoudig verticale en axiale stabiliteit worden gewaarborgd, waar de in-de-grondse aanleg vraagt om drastische maatregelen om de verticale stabiliteit te waarborgen. Een belangrijk verschil is bovendien dat de ondergrondse aanleg van een tunnel de mogelijkheid geeft om gebruik te maken van een niet constructieve lining wat grote voordelen met zich mee brengt.

6.8.3 Combinatie van hoofdontwerpfuncties

In deze paragraaf worden de twee hoofdontwerpfuncties gezamenlijk beoordeeld in **Tabel 6.4**. Deze beoordeling is uiteindelijk van doorslaggevend belang voor dit onderzoek.

Constructie type	II.A Ondergrondse constructie			II.B In-de-grondse constructie		
Plaats van de gemobiliseerde massa	I.A boven tunnel	I.B in tunnel	I.C onder tunnel	I.A boven tunnel	I.B in tunnel	I.C onder tunnel
Uitv. technische ontwerpaspecten	+	+/-	-	-	+/-	-
Functionele ontwerpaspecten	+/-	+/-	+/-	-	+/-	+
Constructieve ontwerpaspecten	+	+/-	+/-	+/-	+/-	+/-

Tabel 6.4 Waardering alternatieven van hoofdontwerpfunctie I & 2

In **Tabel 6.4** staan een aantal beoordelingen vet gedrukt. Dit zijn de beoordelingen die afhankelijk zijn verondersteld van de interacties tussen de twee hoofdontwerpfuncties. Deze beoordelingen zullen in deze paragraaf worden toegelicht aan de hand van de nummers die achter de beoordelingen staan. De overige beoordelingen zijn tot stand gekomen op basis van alleen de beschouwingen in de eerdere paragrafen. Deze worden dus min of meer onafhankelijk gesteld van de gebruikte wijze van “voortbewegen en ontgraven” en zijn dan ook voor II.A en II.B gelijk. De combinaties II.A/I.A en II.B/I.B zijn gearceerd en gelden als de oplossingsvarianten met de beste beoordeling.

¹ Het creëren van dekking op een constructie is uitvoeringstechnisch niet ideaal zoals aangegeven is in paragraaf 6.2.1. Als een constructie echter toch al ondergronds wordt aangelegd is deze vorm ballasten dit echter wel. Het enige dat hoeft te worden gedaan om een grotere ballast te mobiliseren is het vergroten van de diepteligging van de tunnel.

² Het gebruik van dekking op een tunnel kent als belangrijk functioneel nadeel, dat de tunnel dieper ligt dan noodzakelijk, waarmee ook de tunnallengte toeneemt. (Paragraaf 6.2.2) Dit nadeel wordt echter gedeeltelijk gecompenseerd door de functionele voordelen van het aanleggen van een ondergrondse constructie. (Paragraaf 6.5.2)

³ De beoordeling van de constructieve ontwerpaspecten is in het geval van een ondergrondse constructie met dekking op de tunnel zeer gunstig. In veel gevallen zal de dekking op de tunnel immers leiden tot een relatief grote stijfheid van de grond die de tunnel omringt. Hierdoor kan er gebruik gemaakt worden van een niet constructieve lining.

^{4,5} De toegevoegde waarde van het mobiliseren van massa onder de tunnel is beperkt als de tunnel onder de grond wordt aangelegd. Dit resulteert in een beoordeling van “niet ideaal”, terwijl op basis van de paragrafen 6.4.2 en 6.4.3 een kwalificatie “geschikt” voor hand had gelegen.

⁶ Bij het aanleggen van een tunnel in de grond is dekking op de tunnel zeer moeilijk te realiseren. Er zullen namelijk enorme hoeveelheden materiaal op het tunneldak moeten worden aangebracht om verticaal evenwicht te verzekeren. Dit moet bovendien gebeuren direct nadat de tunnel aangelegd is.

⁷ De constructieve aspecten van het mobiliseren van massa onder de tunnel zijn zeer gunstig. Een belangrijk nadeel van het bouwen van een in-de-grondse constructie is echter het noodzakelijke gebruik van een constructieve tunnelling.

6.9 Conclusies

Met betrekking tot de uitvoering van een gemechaniseerde tunnelbouwmethode voor de aanleg van een korte oeververbinding is de boortunnel de beste keus als het gaat om de uitvoeringstechnische en constructieve ontwerpaspecten. Alleen de functionele ontwerpaspecten van deze oplossing worden beoordeeld als niet ideaal. Dit is een logische conclusie gezien het feit dat dit het uitgangspunt is geweest voor dit onderzoek.

De aanleg van een gemechaniseerde in-de-grondse constructie tunnel lijkt een goede keuze, vooral met betrekking tot functionele ontwerpaspecten. De constructieve uitvoering van een dergelijke constructie is echter niet ideaal. De beoordeling van de constructieve ontwerpaspecten is sterk afhankelijk van de gevolgen van het toepassen van een constructieve lining. Voor de in-de-grondse constructie lijkt het aanleggen van een constructie met ballast in of onder de lining de meest geschikte oplossing, op basis van de huidige uitvoeringstechnieken met betrekking tot funderingstechnieken. In het verdere onderzoek zal de aandacht dan ook gericht zijn op het vinden van een geschikte in-de-grondse bouwmethode.

7 CASESTUDIE

Uit hoofdstuk 6 komen twee belangrijke oplossingsmethoden naar voren die geschikt zouden kunnen zijn voor de realisatie van een korte oeververbinding. Hierbij geldt voor de eerste variant (II.A/I.A, Ondergrondse constructie/massa boven tunnel) dat het in principe dezelfde uitvoeringsmethode is als de boortunnel. Deze uitvoeringsmethode wordt in dit hoofdstuk dan ook niet behandeld.

De tweede variant (II.B/I.B, In-de-grondse constructie/massa in de tunnel) zal een geheel andere uitvoeringsmethode omvatten.

In dit hoofdstuk worden vier uitvoeringsalternatieven behandeld die mogelijk een alternatief kunnen vormen voor de geboorde korte oeververbinding. De eerste drie alternatieven (par. 7.1 - 7.3) zijn al in een vroeg stadium van dit onderzoek naar voren gekomen, als gevolg van brainstormen en intuïtief ontwerpen. Deze alternatieven sluiten aan bij de conclusies van hoofdstuk 6 en worden daarom gepresenteerd.

- Insluiting met cirkelschild (par. 7.1);
- Evenwicht met groutankers (par. 7.2);
- Insluiting met schep (par. 7.3).

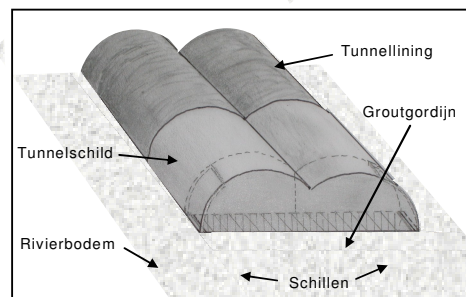
Het laatste alternatief (par. 7.4) de '*Insluiter*' is een resultaat van deze eerste drie ontwerpen gecombineerd met de kennis die in dit onderzoek is opgedaan.

7.1 Insluiting met cirkelschild

Bij dit alternatief wordt in de grond een waterdicht membraan aangebracht. Dit membraan heeft als doel om een grondpakket in te sluiten. Dit grondpakket vormt de fundering van de oeververbinding.

7.1.1 Uitvoeringsprincipe

In **Figuur 7.1** is een 3-d schets gegeven van deze oplossingmethode. Het donkergrijze deel van de tekening is de tunnelling. Het lichtgrijze deel is het tunnelschild. Deze ligt op de rivierbodem. In het voorste deel van de machine worden, langs de binnenkant van het schild, twee schillen de grond in gedraaid. Alleen aan dit voorste deel van de tunnelmachine is het schild aan de onderzijde gesloten. Er is aan weerskanten van deze afsluiting een opening met waterremmende profielen. Hier doorkruisen de schillen het schild.



Figuur 7.1 Tekening insluiting cirkelschild

Het groutgordijn wordt aangebracht net achter dit gesloten deel. Hierdoor is de binnenzijde van het schild afgesloten van het water aan de buitenzijde van de tunnel.

In **Figuur 7.2** is in vooraanzicht een constructie geschematiseerd met twee halfronde delen aan elkaar zoals ook in **Figuur 7.1**. Het voorste deel van de machine vormt het overstek en beweegt zich over de rivierbodem. (zie **Figuur 7.2/1**)

Er worden vanuit dit overstek ronde schillen de grond in gedraaid (zie **Figuur 7.2/2**) die samen met een groutgordijn aan de kop van de machine de insluiting van een grondpakket vormen. Het indraaien van deze schillen gebeurt op dezelfde manier als bij

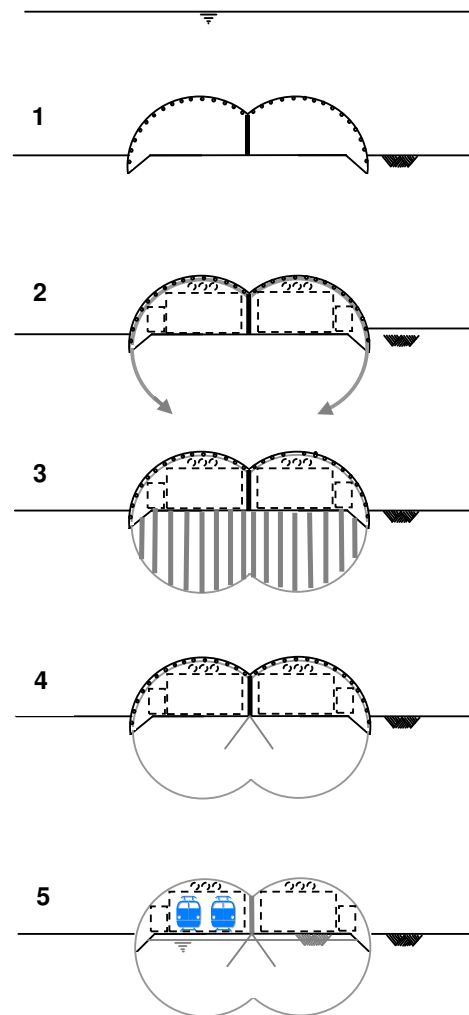
het plaatsen van damwanden. Er wordt in eerste instantie gedacht aan het intrillen van de stalen schillen met een breedte van bijvoorbeeld 2 meter. Er moet dan ook om de twee meter een groutgordijn worden aangebracht. (zie **Figuur 7.2/3**)

Binnen deze insluiting vindt vervolgens een normalisatie van de waterdruk plaats. Het soortelijke gewicht van de insluiting bedraagt zo'n 18 kN/m² mits de waterspiegel binnen dit grondpakket gelijk wordt gehouden aan de bovenkant van de insluiting. Op dit grondmassief kan men vervolgens gaan bouwen.

De waterdruk grijpt aan onder het grondmassief waardoor er dus sprake zal zijn van verticaal evenwicht zolang het totale gewicht van constructie en massief groter is dan het gewicht van het verplaatste water.

De grondinsluiting moet een liggerfunctie vervullen, omdat de belasting van het water boven de tunnel als puntlasten op het ingesloten grondmassief moeten worden aangebracht. (zie **Figuur 7.2/4**)

In de laatste fase van de bouw wordt er een tunnelling aangebracht. Deze kan rond zijn zoals ook in **Figuur 7.2/5**, dit is echter niet noodzakelijk. Het deel van de machine waar de grondinsluiting wordt gerealiseerd, hoeft niet dezelfde vorm te hebben als het deel waar de lining wordt geconstrueerd.



Figuur 7.2 Insluiting met cirkelschild

7.1.2 Globale sterkte/zwakte analyse

De krachtswerking is voor een belangrijk deel afhankelijk van de gekozen bovenbouw. Het is van belang dat de kracht vanuit deze bovenbouw wordt afgedragen naar het middelpunt van de insluiting, om opbolling van het grondmassief te voorkomen. Er is een redelijke keuzevrijheid in de vormgeving van de bovenbouw. De bovenbouw bevindt zich namelijk boven de rivierbodem.

Een probleem bij de uitvoering van dit alternatief is het inbrengen van de schillen. Deze vormen het waterdichte membraan en moeten van binnen het schild uit worden aangebracht. Dat betekent dat er zeer veel waterafsluitende maatregelen moeten worden genomen bij de doorsnijding van het schild.

Een ander probleem is het inbrengen van de ronde schillen zelf. Er kunnen bij het inbrengen van deze schillen namelijk grote momenten ontstaan. Dit kan leiden tot grote verticale belastingen op de kop van de machine, maar ook tot vervorming van de schil zelf. Bovendien is de aansluiting van de ingebrachte schil met de daarvoor ingebrachte schil nauwelijks vast te stellen laat staan te corrigeren.

Ook de aansluiting van de twee schillen precies in het midden van het vooraanzicht is zeer gecompliceerd. Deze afsluiting moet gerealiseerd worden met behulp van een groutprop. Hiervoor geldt echter, dat een dergelijke werkwijze zeer moeilijk uitvoerbaar, controleerbaar en corrigeerbaar is. Het indraaien van schillen lijkt dan ook praktisch onmogelijk en in ieder geval niet economisch aantrekkelijk.

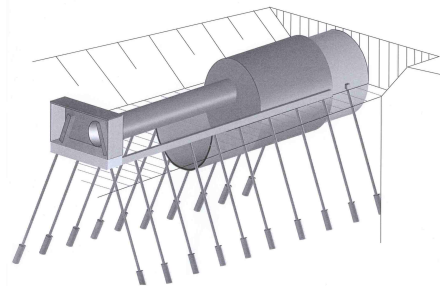
Ook het aanbrengen van de groutschermen aan de kop van de machine en de waterafdichting van het tunnelschild met de fundering zijn zeer ingewikkeld. Het is bovendien moeilijk om de kwaliteit van een eventuele afdichting te controleren. Daarnaast is het toepassen van deze groutschermen duur en zal het leiden tot een lage voortgangssnelheid van tunnelmachine. Het toepassen van groutschermen lijkt dan ook niet geschikt voor grootschalige uitvoer.

7.2 Evenwicht met groutankers

In **Figuur 7.3** zijn een aantal voorbeelden gegeven van mogelijke uitvoeringstechnieken met groutankers. In deze paragraaf worden een aantal principe oplossingen toegelicht. Het toepassen van groutankers is op zichzelf uiteraard geen volwaardig alternatief. Het toepassen van groutankers wordt hier slechts gebruikt als invalshoek om tot nieuwe ideeën te komen. In paragraaf 6.4 worden de voor- en nadelen van groutankers nader toegelicht.

7.2.1 Uitvoeringsprincipe

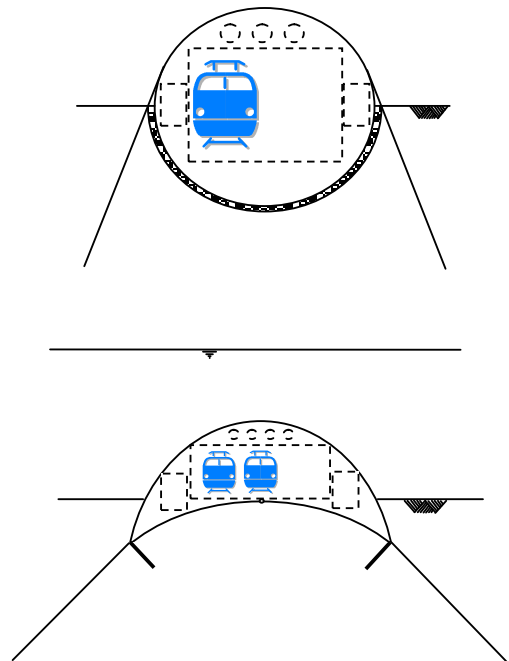
Het uitvoeringsprincipe van een gemechaniseerde tunnelbouwmachine met behulp van groutankers is relatief eenvoudig. De bedoeling van de groutankers is het 'vastnieten' van de tunnel aan de ondergrond, waardoor er geen grote grondverplaatsingen in, of op de tunnel nodig zijn. Vooral voor in-de-grondse constructie zou dit grote voordelen met zich mee kunnen brengen.



7.2.2 Globale sterkte/zwakte analyse

Een nadeel van het toepassen van groutankers bij een gemechaniseerde uitvoeringsmethode is de relatief lange verhardingstijd van het grout.

De groutankers zullen direct na de aanleg van de tunnel volledig belast moeten kunnen worden. Bij de aanleg van een tunnel 'in de grond' treedt immers direct na aanleg de maximale opwaartse belasting op. Om deze belasting van de groutankers direct mogelijk te maken, zal er een zeer kleine voortgangssnelheid van de machine mogelijk zijn. Eventueel kunnen de groutankers ook voor de machine uit worden aangebracht, zoals bij de bovenste uitvoeringstechniek in **Figuur 7.3**. Er worden vanuit een gecontroleerde ruimte groutankers geplaatst. Dit gebeurt op enige afstand voor de machine uit, zodat de groutankers tegen de tijd dat ze belast moeten worden zijn uitgehard. Een probleem dat bij deze werkwijze optreedt is dat de ankers aan de buitenzijde van de lining vastgemaakt moeten worden. Dit zal moeilijk te realiseren zijn.



Figuur 7.3 Uitvoeringstechnieken met groutankers

De bevestiging van de groutankers aan de tunnelling vormt ook constructief een punt van aandacht. De puntlasten vanuit de ankers moeten immers overgebracht worden naar de lining zonder dat er grote momenten ontstaan. Waarschijnlijk is een brug over de lining de beste optie, maar mogelijk kunnen de ankers ook worden bevestigd aan de voorspanning in de lining. Een brug over de lining is namelijk zeer ingewikkeld om gemechaniseerd uit te voeren.

In de eindfase van de bouw zal op de tunnelling een dekkingslaag worden aangebracht, die resulteert in een ontlasting van de groutankers in de permanente toestand.

7.3 Insluiting met schep

Deze bouwmethode gaat uit van een zeer eenvoudig basisprincipe. Het gebruik van een schep. Doel van de schep is echter niet in eerste instantie om te ontgraven, maar om de grondbalans te bewaren. Als de schep is ingebracht kan er namelijk binnen de schep ontgraven worden zonder dat dit balansverstoringen in de omliggende bodem geeft.

7.3.1 Uitvoeringsprincipe

Aan de voorzijde van de machine bevindt zich een schep (zie *Figuur 7.4.1*). Deze schep bevindt zich voor op de machine aan de buitenkant van het schild en bestaat uit twee kwart cirkels. Deze schep kan langs de lining naar voren worden geschoven (2). De schep zorgt ervoor dat de grond binnen deze schep kan worden uitgegraven zonder dat er instabiliteit in de omliggende grond optreedt. Deze schep wordt in de grond gebracht (3), waarna er binnen de grond afgegraven wordt (4). Deze grond wordt in de tunnel aangebracht als ballast.

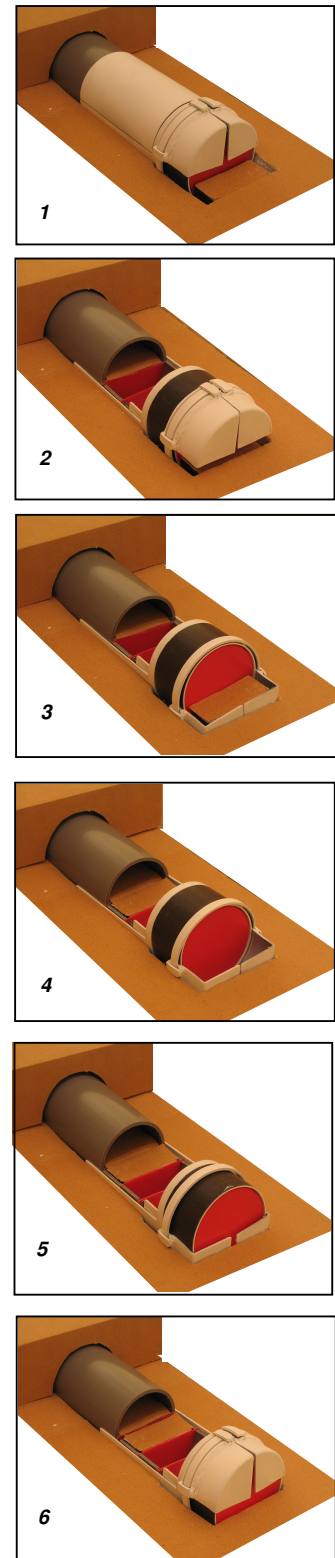
Het afgraven van het zand uit de insluiting vindt plaats met behulp van een baggerinstallatie die de grond door de kop van het tunnelschild de tunnel in brengt.

Het soortelijke gewicht van de ballastinsluiting bedraagt zo'n 18 kN/m², mits de waterspiegel binnen dit grondpakket gelijk wordt gehouden aan de bovenkant van de insluiting. Op dit grondmassief kan men vervolgens gaan bouwen. De waterdruk grijpt aan onder het grondmassief waardoor er dus sprake zal zijn van verticaal evenwicht zolang het totale gewicht van constructie en massief groter is dan het gewicht van het verplaatste water.

Als de schep is uitgegraven dan duwt de machine zich met behulp van vijzels in de lege schep. (5) De schep wordt nu weer omhoog gehaald (6), waarna de cyclus zich herhaalt.

7.3.2 Globale sterkte/zwakte analyse

Bij de uitvoering is het grootste voordeel ten opzichte van de vorige alternatieven dat deze methode een volledig gesloten schild heeft, waardoor veel minder waterafsluitende maatregelen genomen hoeven te worden.



Figuur 7.4 Insluiting door schep

Het meest kritieke onderdeel van deze methode is het in de grond brengen van de schep. Hiermee kunnen zeer grote krachten gepaard gaan en is het zelfs mogelijk dat de machine zichzelf optilt. Een bijkomend nadeel hierbij is de ronde vorm van de schep. Door deze ronde vorm kunnen er bij het in de grond brengen van de schep grote momenten in de schep ontstaan. De schep zal dan ook zeer zwaar moeten worden uitgevoerd. Ook de aandrijving van de schep vormt een aandachtspunt. Dit zal namelijk moeten gebeuren van buiten het schild.

De krachtwerking is voor een belangrijk deel afhankelijk van de gekozen bovenbouw. Van belang is dat er, net als bij het vorige alternatief, vanuit deze bovenbouw kracht wordt afgedragen naar het middelpunt van de insluiting, om opbarsten van het grondmassief te voorkomen. Een belangrijk verschil ten opzichte van het vorige alternatief is dat het grondmassief in dit geval gewapend kan worden. Een punt van onderzoek is het gebruik van een grondlichaam als ligger.

Er is een redelijke vrijheid voor het kiezen van de bovenbouw. De machine moet namelijk alleen aan de vóórzijde rond zijn voor het inbrengen van de schep. Bovendien is er een duidelijke scheiding in de krachtwerking tussen onder- en bovenbouw. Hierdoor kan er een bovenbouw worden gekozen met een zeer voordelig ruimtegebruik. Er is zo een goede afweging te maken tussen de aansluiting op het profiel van vrije ruimte en krachtwerking.

Dit alternatief is duidelijk afwijkend van de huidige standaard, maar maakt gebruik van al in de bodem aanwezig materiaal. Hierdoor kan er een flinke besparing plaatsvinden in de materiaalkosten. Daarbij kent dit alternatief een eenvoudige, stapsgewijze werking.

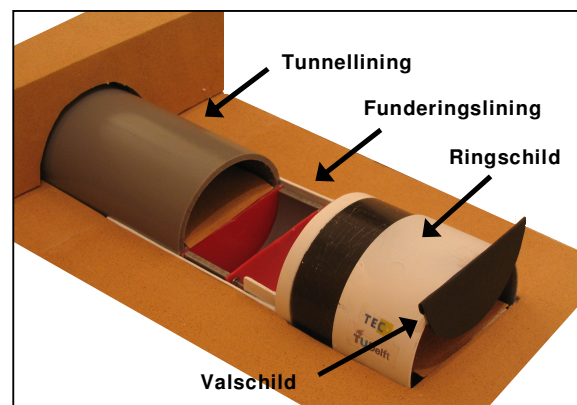
7.4 De 'Insluiter'

Deze uitvoeringsmethode is het best te vergelijken met de 'insluiting met schep'. Maar er zijn ook elementen van het 'cirkelschild' in terug te vinden.

In **Figuur 7.5** is een afbeelding weergegeven van de verschillende onderdelen van de 'Insluiter'.

De machine bestaat uit de volgende meest belangrijke onderdelen:

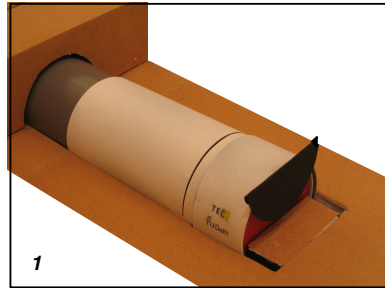
- Funderingslining: de met ballast gevulde ronde lining, aan de onderzijde van tunnel;
- Tunnellining: de lining die het profiel van vrije ruimte omvat;
- Tunnelschild: de afgesloten ruimte waarbinnen de constructie van de lining plaatsvindt;
- Ringschild: het ringschild zorgt voor een insluiting van de grond vóór de machine uit;
- Valschild: het verticale schild voor op de machine die zorgt voor de verticale afsluiting van de grond binnen het ringschild.



Figuur 7.5 De 'Insluiter'

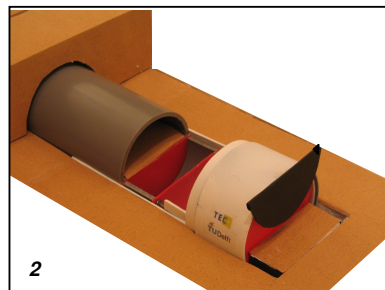
7.4.1 Uitvoeringsprincipe

In deze paragraaf wordt een beschrijving gegeven van de '*Insluiter*'. Dit gebeurt aan de hand van afbeeldingen van de methode in verschillende uitvoeringsstadia. Aan de hand van de nummers die in de betreffende afbeelding staan, wordt een korte beschrijving gegeven.

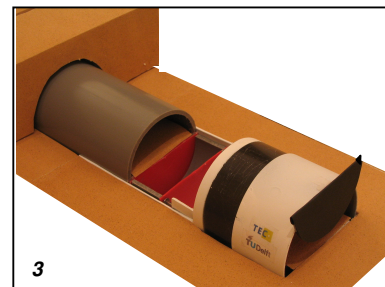


De '*Insluiter*' bevindt zich onder water en voor ongeveer 50% in de rivierbodem. De tunnel wordt na aanleg van de tunnellinging weer afgedekt. Dit is ook weergegeven in de afbeeldingen.

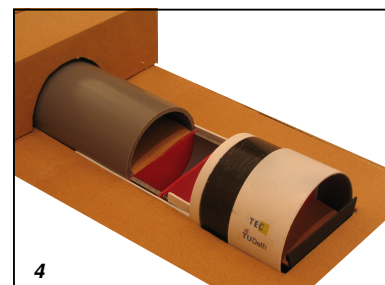
1. De gesloten '*Insluiter*' is afgebeeld zoals in de uitvoerings situatie. Het valschild staat in de bovenste positie en het ringschild bevindt zich om het tunnelschild. De machine bevindt zich nu in de nul-situatie.



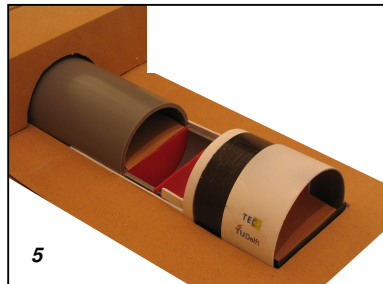
2. De '*Insluiter*' is weergegeven met een geopend schild, zodat ook het constructiegebied van de tunnellinging zichtbaar wordt. De grijze tunnellinging is zichtbaar, met daarbinnen de zandaanvulling. Daarvoor is ook de open ruimte tussen twee rode afscheidingswanden te zien. Dit is de basis van de funderingslining. Tussen deze wanden wordt in een volgende bouw fase het zand gestort dat dient als fundering voor de tunnel.



3. Het ringschild wordt naar voren getrild en snijdt zich hierbij in de bodem. De plaats van het tunnelschild zelf verandert hierbij niet. Het valschild beweegt met het ringschild mee naar voren. Het valschild kan bevestigd worden aan de machine met behulp van een uitschuifbare arm.



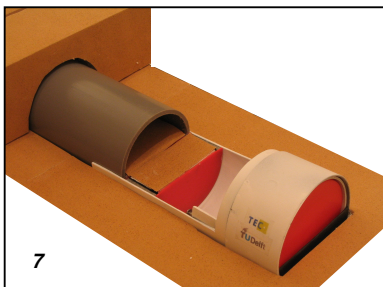
4. Het valschild zakt naar beneden en zorgt hierdoor voor een volledige insluiting van de grond die zich binnen het ringschild bevindt.



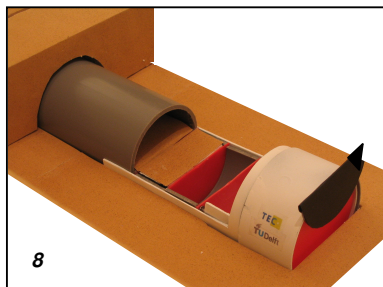
5. Het valschild is nu volledig op zijn plaats. De grond binnen het ring- en valschild is volledig ingesloten en kan worden afgegraven. Dit kan gedaan worden met behulp van een baggerinstallatie die het zand de tunnel in brengt. Deze installatie moet bediend kunnen worden vanuit het schild. Tijdens het leegzuigen van het schild zal de balans van de machine wijzigen. Deze balans verstoring kan gecompenseerd worden met behulp van de vijzels.



6. De grond die aan de voorzijde van de constructie wordt afgegraven wordt aangebracht in de funderingslining tussen de rode afscheidingswanden.



7. De machine kan zich nu naar voren schuiven in de ruimte die vrij is gekomen binnen het ringschild. Dit vindt plaats met behulp van de vijzels in de machine, die zich afzetten tegen de gereed gekomen tunnelling.



8. De machine wordt weer teruggebracht naar de nul-situatie. Het valschild wordt omhoog gebracht en er wordt een nieuwe funderingslining aangebracht, die even later weer met zand gevuld zal gaan worden. De eindsituatie van de machine is nu bereikt. Er is één constructieslag gemaakt.

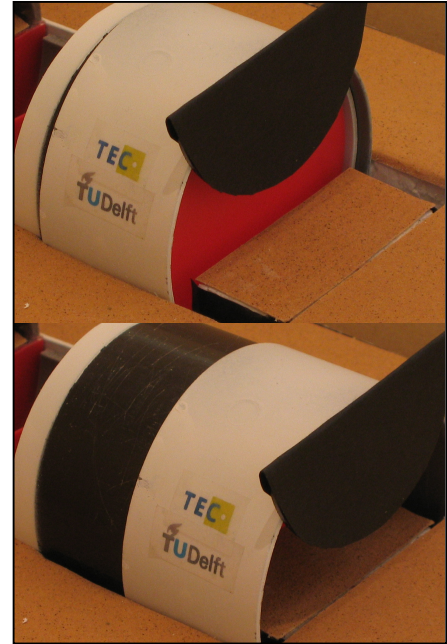
7.4.2 Globale sterkte/zwakte analyse

In deze paragraaf worden de verschillende onderdelen van de 'insluiter' specifiek beoordeeld.

Het tunnelschild

Het tunnelschild berust grotendeels op dezelfde principes als een tunnelboor. Het schild vormt namelijk net als bij een boortunnel een werkruimte waarbinnen de lining wordt aangelegd en de diverse installaties bediend worden. Er kan voor de afdichting aan de kant van de tunnelling bovendien gebruik worden gemaakt van dezelfde afdichtingstechnieken als bij een boortunnel. Een belangrijk verschil is uiteraard het ontbreken van een balansschild aan de voorzijde van de machine. In plaats van dit balansschild bevindt zich aan de voorzijde van het schild slechts een baggersysteem dat gebruikt kan worden voor het leegzuigen van het ingesloten zandpakket aan de buitenzijde van de machine. Het zand moet vanaf de voorzijde van het schild gecontroleerd in de funderingslining aangebracht worden. Eventueel nadat dit zand een bewerking heeft ondergaan om het te stabiliseren.

Daarnaast moet er aan de voorzijde van het schild ruimte gereserveerd worden voor de systemen die gebruikt moeten worden voor het intrillen van het ring- en valschild. (zie **Figuur 7.6**)



Figuur 7.6 Intrillen ringschild

Het ringschild

Ten opzichte van de vorige alternatieven heeft de 'Insluiter' een aantal grote voordelen. Zo is er bij het insluiten van de grond volgens deze methode alleen sprake van translatie. Bij de vorige alternatieven werden er ronde schilden de grond ingedraaid. Deze werkwijze kan leiden tot grote momenten op de schilden. Door alleen gebruik te maken van translatie van de schilden kunnen deze momenten vermeden worden. De schilden zullen primair op normaalkracht belast worden.

Een voordeel van het ringschild ten opzichte van de andere alternatieven is het gebruik van een gesloten rond schild. Zo'n schild is relatief stijf en is goed aan te drijven. Een ander voordeel is de relatieve eenvoud van de uitvoeringsmethode. Er hoeft geen gebruik te worden gemaakt van een balansschild, omdat er op een mechanische wijze grondbalans gerealiseerd wordt.

Het valschild

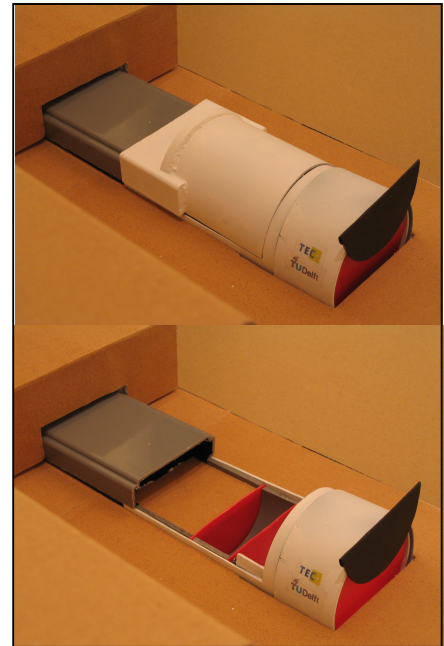
Het uitvoeringsprincipe van het valschild lijkt erg op dat van een standaard damwand. Belangrijk verschil is echter dat het valschild vele malen in- en uitgetrild moet kunnen worden. Bovendien moet dit principe van binnen de tunnel uit bestuurd kunnen worden. Dit betekent dat dit systeem de nodige aandacht verdient. In het voordeel van deze methode spreekt wel dat er relatief veel ervaring mee is en dat de methode zich leent voor een toepassing onder water.

Tunnellining

Er moet bij deze constructie gebruik gemaakt worden van een constructieve lining. Dit betekent dat er gebruik gemaakt moet worden van relatief zware elementen. Een voordeel van de 'Insluiter' is echter dat er relatief grote vrijheid is in de vormgeving van de lining. Omdat de lining boven de grond wordt gemaakt, hoeft de lining niet noodzakelijk rond te zijn. Er kan gezocht worden naar vormen waarbij de krachtsafdracht dusdanig is dat de belastingsafdracht voornamelijk op normaalkracht berust. In **Figuur 7.7** is een voorbeeld gegeven van een vierkante lining.

Funderingslining

De funderingslining vormt het constructieve deel van de tunnel dat moet zorgen voor verticaal evenwicht. Deze funderingslining bestaat uit een waterdicht membraan waarin ballast aangebracht wordt. Voor dit waterdichte membraan wordt in eerste instantie gedacht aan betonnen elementen, maar wellicht kan er ook gebruik gemaakt worden van kunststof doek. Van belang voor deze fundering is, dat het geheel van membraan en ballast beschikt over constructieve eigenschappen om het moment, dat door de opwaartse waterdruk wordt veroorzaakt, op te vangen.



Figuur 7.7 Vierkante lining

8 BEREKENINGEN EN ONTWERP

In dit hoofdstuk wordt een globaal ontwerp van het voorgestelde oplossingalternatief gegeven. Dit wordt gedaan op basis van berekeningen die een orde van grootte moeten geven van de optredende krachten.

8.1 Technische achtergronden

In deze paragraaf wordt een technische beschouwing gegeven van de aanleg van een tunnel in de grond. Er wordt bij deze beschouwing gekeken naar de volgende aspecten:

- De modellering;
- De macrostabiliteit;

8.1.1 Modellering

Tijdens de aanleg van een tunnel in de grond ontstaan (tijdelijke) deformaties en spanningsveranderingen in de grond rondom de tunnel. In tegenstelling tot een geboorde tunnel blijven de gevolgen van deze deformaties beperkt tot lokale effecten.

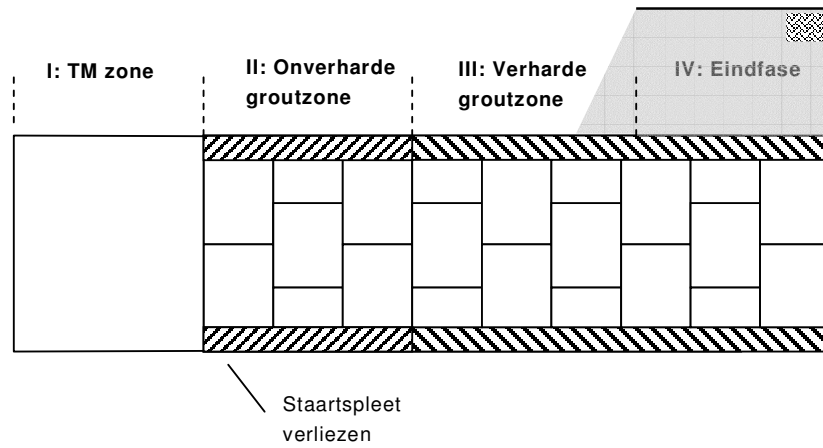
Deformaties achter een tunnel kan men beperken door de staartspleet achter de tunnel te injecteren met grout. Als men de spanningsopbouw en deformatie van een tunnel nauwkeurig wil berekenen, dan is ook een goede modellering van het groutinjectieproces noodzakelijk. In de volgende hoofdstukken wordt een fundering met en zonder grout getoetst op stabiliteitseisen.

In de modellering met groutinjectie wordt verondersteld dat het grout zich enige tijd als een vloeistof gedraagt en de staartspleet rondom de tunnel vult. Hierdoor zal direct achter de tunnelmachine een zone van onverhard grout aanwezig zijn. De lengte van deze onverharde groutzone is afhankelijk van de voortgangssnelheid en de verhardingstijd van het grout. De in de berekeningen gehanteerde groutdrukken gaan uit van een lineaire spanningsopbouw.

Er zal bij de verschillende berekeningen gerefereerd worden aan de betreffende zone volgens **Tabel 8.1** en **Figuur 8.1**.

Zone	Omschrijving
[I]	Tunnelbouw zone
[II]	Onverharde groutzone
[III]	Verharde groutzone
[IV]	Eindfase

Tabel 8.1 Omschrijving uitvoeringszones



Figuur 8.1 Boormachine met onverharde en verharde groutzone

8.1.2 Macrostabiliteit

De macrostabiliteit van de bouwmethode wordt onderverdeeld in drie hoofdrichtingen.

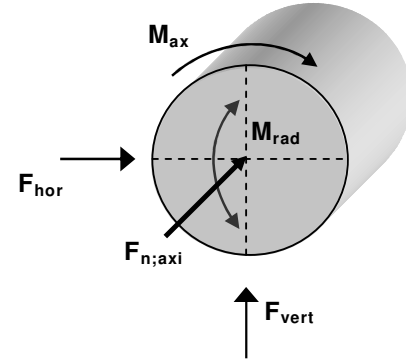
Dit zijn:

- Verticale stabiliteit: F_{vert} (hoofdstuk 8.3)
- Horizontale stabiliteit: F_{hor} (hoofdstuk 8.4)
- Axiale stabiliteit: M_{ax} (hoofdstuk 8.5)

Deze drie hoofdrichtingen zullen onderzocht worden voor een constructie in de bodem met en zonder groutfundering.

Daarnaast zullen ook de volgende globale belastingen onderzocht worden:

- Axiale normaalkracht: $F_{\text{n;axi}}$ (hoofdstuk 8.6)
- Radiaal moment: M_{rad} (hoofdstuk 8.7)



Figuur 8.2 Hoofdrichtingen van stabiliteit.

In **Tabel 8.2** worden de gegevens van de belangrijkste variabelen met betrekking tot de berekeningen aangaande de macrostabiliteit weergegeven.

Par.	Omschrijving	Eenheid	Waarde
D	Tunneldiameter	m	11,5
t	Dikte lining	m	0,3
d	Diepteligging t.o.v. middenlijn	m	0
K_0	Coëff. neutrale gronddruk	-	0,5
K_a	Coëff. actieve gronddruk	-	0
$\tan(\phi)$	Tangens hoek inw. wrijving	-	0,5
$\cos(\theta)$	Positie rekenwaarde t.o.v. bovenzijde tunnel	graden	Var.
γ_{beton}	Volumegewicht beton	kN/m^3	24
γ_{grond}	Volumegewicht grond	kN/m^3	20
γ_{grout}	Volumegewicht grout	kN/m^3	20
γ_{water}	Volumegewicht water	kN/m^3	10

Tabel 8.2 Gegevens variabelen

8.2 Trillen van schilden

In deze paragraaf wordt een overzicht gegeven van de ontwerpaspecten die betrekking hebben op het intrillen van een tunnelschild. Dit gebeurt aan de hand van eerst een algemene beschouwing met daarna een meer specifieke benadering van het ring- en valschild.

8.2.1 Algemene beschouwing

Voor het voortbewegen van de tunnelmachine wordt een ring- en valschild in de grond getrild. In deze paragraaf wordt het principe van het intrillen van constructieve elementen uitgelegd.

Het trillende schild draagt trillingen over op de grondlagen in de naaste omgeving. Door het trillen wordt het korrelskelet van zand instabiel en proberen de gronddeeltjes een dichtere pakking aan te nemen. Onder invloed van de zwaartekracht zakken de korrels en ontstaat er in het poriënwater een tijdelijke toestand van overspanning. Door de combinatie van instabiliteit en wateroverspanning worden de heersende korrelspanningen drastisch verlaagd. De schuifweerstand die de grond kan leveren, neemt evenredig af. Het korrelskelet vervloeit en gaat zich min of meer gedragen als een vloeistof.

Het intrillen van het schild kent de volgende voordelen t.o.v. het inpersen en inheien:

- Het inbrengen van het schild kan met een relatief grote snelheid plaatsvinden;
- De grond vervloeit, waardoor het schild een sterk gereduceerde weerstand ondervindt en nauwelijks wordt geforceerd;
- De mogelijkheid bestaat om bij problemen het schild terug te trekken om hem vervolgens weer in te brengen;
- Het trillen kan samengaan met een grote plaatsingsnauwkeurigheid.

De volgende nadelen kunnen worden omschreven:

- Als gevolg van het trillen kunnen er ongewenste verticale krachten op de tunnelling ontstaan, zoals het wegzakken of opdrijven van het schild;
- Het tillen van het schild kan ongunstige effecten hebben op een eventuele groutfundering als gevolg van ontmenging van het grout;
- Het trillen van het schild kan ongunstige belastingen leveren aan de gerealiseerde tunnelling en mogelijk leiden tot scheurvorming in de lining.

8.2.2 Ringschild

In de beschikbare literatuur over het intrillen van damwanden wordt uitgegaan van een berekeningsmethode die geschikt is voor het verticaal inbrengen van damwanden. Het is de vraag of deze berekeningsmethode ook gebruikt kan worden voor de berekening van het horizontaal inbrengen van het ringschild. Dit zal bevestigd moeten worden door verder onderzoek.

Bij het intrillen van het ringschild wordt een sinusvormige belasting op de kop van het schild uitgeoefend door middel van een onbalansvibrator. Bovendien werkt de afzetkracht van de vijzels als een statische belasting op het schild.

Door de harmonische belasting, die door het trilblok op het schild worden uitgeoefend, ontstaan er spanningsgolven in het schild. Bij het intrillen van het schild wordt de grondweerstand door de spanningsgolven overschreden.

Een specifiek verschil van het ringschild met het standaard intrillen van een damwand is de ongelijke verdeling van de punt- en de wandwrijving over de omtrek van de ring. Ook

voor het bepalen van de massa van het trilblok en de optimale frequentie heeft dit consequenties.

De nauwkeurigheid van de vuistregels voor het intrillen van damwandplanken is beperkt. Gesteld kan worden dat een berekening voor een ringschild op basis van deze vuistregels dan ook niet zinvol is. Het verloop van het intrillen van schilden kan gemodelleerd worden in simulatieprogramma's. Voor de hier voorgestelde toepassing is een dergelijke berekening noodzakelijk.

8.2.3 Valschild

Het inbrengen van het valschild lijkt veel op de standaard manier van het intrillen van damwanden. Een belangrijk verschil is echter dat het valschild vele malen in- en uitgetrild zal moeten worden en dat dit alles bijvoorkeur volledig gemechaniseerd moet gebeuren. Een ander verschil is de vorm van het schild. Het valschild is immers rond en zal dus over een groter oppervlak weerstand gaan ondervinden, naarmate hij verder de grond in komt.

Tijdens het intrillen van het schild wordt de grond in de directe omgeving van het schild tijdelijk verstoord. Deze verstoring uit zich als het enigszins vloeibaar worden van de grond rond het schild. Dit vloeiverschijnsel geeft een sterke weerstandsverlaging tussen de grond en het schild. Hierdoor kan het schild in de grond worden gedreven.

De slagkracht kan worden berekend door:

$$F_c = m_r (2\pi f)^2$$

De snelheid waarmee een damwand of het valschild de grond wordt ingedrongen wordt de indringsnelheid genoemd. Hoe hoger de indringsnelheid, des te groter de kans dat de wateroverspanning gehandhaafd blijft. Bij indringsnelheden kleiner dan 1,5 a 3,0 m/min wordt in veel zanden onvoldoende wateroverspanning opgebouwd voor effectieve verweking. Een damwand wordt bij deze lage indringsnelheden slechts door slagkracht verder de grond in gedreven.

Het vermogen van een trilblok is gegeven in kW. Dit is een maat voor de uiteindelijke capaciteit van het trilblok. Het excentrische moment is samen met de frequentie bepalend voor de slagkracht en de verplaatsingsamplitude. De slagkracht bepaalt welke grondweerstand tijdens het trilproces overwonnen kan worden.

Om te komen tot een specifieke bepaling van de benodigde massa en de slagkracht van het trilblok is nader onderzoek noodzakelijk.

8.3 Verticale stabiliteit

In deze paragraaf worden de maatgevende situaties van de verticale stabiliteit van de bouwmethode beschouwd. Een onderverdeling van de verschillende paragrafen met de bijbehorende maatgevende bouwfase is weergegeven in **Tabel 8.3**.

<i>Berekeningen overzicht</i>			
Par.	Controle	Maatg. situatie	Bijz
8.3.1	Verticaal evenwicht	I	
8.3.2	Verticaal evenwicht	II-III	Met grout fundering
8.3.3	Verticaal evenwicht	II	Zonder groutfundering

Tabel 8.3 Overzicht van hoofdstukindeling 'Verticale stabiliteit'

8.3.1 Verticaal evenwicht I

Dit omvat het verticale evenwicht van de tunneldmachine. Deze situatie is in belangrijke mate afhankelijk van de interactie van de machine met de grond. Vooral de interactie tussen het intrillen van de machineschilden en de grond is onderdeel van verder onderzoek. In deze paragraaf zal echter wel een overzicht worden gegeven van de belangrijkste krachten op de machine, zonder dat deze verder gekwantificeerd worden.

Opwaartse belasting door het water

$$F_{\text{opwaarts}} = l_{\text{uitw}} \cdot \rho_{\text{water}}$$

Dit is de belasting door de opwaartse waterdruk. Deze is gelijk aan het gewicht van de verplaatste vloeistof. Deze waarde is constant.

Neerwaartse belasting door het ring- en valschild

Naast het eigengewicht van het ring- en valschild telt ook het gewicht van het ingesloten grondpakket mee. Dit gewicht is gelijk aan de inhoud van het ingesloten grondpakket, maal het korrelgewicht van de grond.

$$F_{\text{schild}} = G_{\text{schild;val}} + G_{\text{schild;ring}} + \%_{\text{vol}} \cdot e_{\text{schild}} \cdot O_{\text{grond;schild}} \cdot (\gamma_{\text{grond}} - \gamma_{\text{water}})$$

Hierin is:

$\%_{\text{vol}} = 100\%$ - het percentage grond dat afgezogen is uit het ingesloten grondpakket

e_{schild} = de intrillengte van het ringschild

$O_{\text{grond;schild}}$ = de gronddoorsnede van het ringschild

Neerwaartse belasting door de tunneldmachine

De neerwaartse belasting door de tunneldmachine is gelijk aan het eigengewicht van het gehele tunnelschild met de daarbij behorende installaties. De resultante van deze belasting zal zich enigszins aan de voorzijde van de machine bevinden, omdat er in dat deel meer installaties zijn. De neerwaartse belasting van de tunneldmachine is belangrijk voor het uiteindelijke evenwicht van de machine. Deze belasting is namelijk relatief gemakkelijk te beïnvloeden door meer ballast aan te brengen op, of in de machine.

$$F_{\text{machine}} = G_{\text{mach}} + G_{\text{instal}}$$

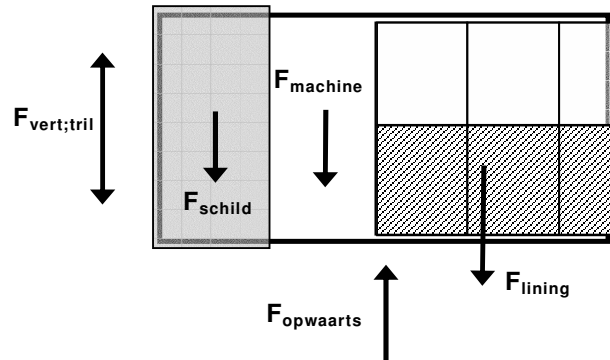
Neerwaartse belasting door de tunnelling

De neerwaartse belasting van de tunnelling bestaat uit het eigengewicht van de lining en het gewicht van de ballast die zich bevindt in de lining. De lining kan worden onderverdeeld in de tunnelling en de funderingslining.

$$F_{\text{lining}} = G_{\text{lining;tun}} + G_{\text{lining;fund}} + G_{\text{ballast}}$$

Belasting als gevolg van het intrillen van het ring- en het valschild

Het intrillen van het ring- en valschild gaat gepaard met dynamische belastingen die kunnen leiden tot verticale belastingen op de tunneldmachine. Een voorbeeld is het lokaal optreden van liquefactie, waarbij de grond zich gaat gedragen als 'zwarte'



Figuur 8.3 Overzicht belastingen op tunneldmachine

vloeistof. Dit effect kan potentieel leiden tot zeer grote belastingen op zowel machine als lining.

Deze belastingen worden omschreven met:

$$F_{\text{vert;tril}} = F_{\text{vert;tril;ring}} + F_{\text{vert;tril;val}}$$

De grootte en de plaats van optreden van deze belastingen vereisen verder onderzoek.

8.3.2 Verticaal evenwicht II (met groutfundering)

Er wordt in deze berekening gekeken naar de constructie van de lining, uitgaande van een fundering met grout.

Voor een constructie in of op de bodem kan de volgende betrouwbaarheidsfunctie worden opgesteld:

$$Z = G_{\text{tunnel}} - F_{\text{opwaarts;grout}} \text{ [zone II, onverharde groutzone]}$$

Hierin is:

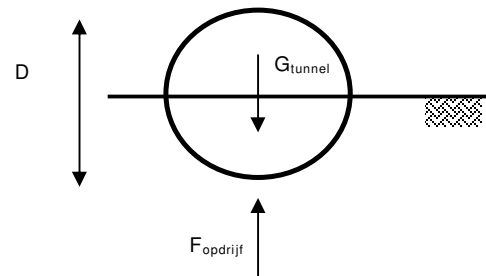
$$G_{\text{tunnel}} = \pi D t \gamma_{\text{beton}} + \text{Ballast}$$

$$F_{\text{opwaarts;grout}} = 0,25 \pi D^2 (\gamma_{\text{water}} + \gamma_{\text{grout}})^* \frac{1}{2}$$

Het grout zal tijdens het verharden als het ware zijn spanningstoestand bevrozen.

Daarom is de hier berekende minimale neerwaartse kracht óók noodzakelijk in zone III, waar het grout al verhard is. Als

deze neerwaartse kracht in zone III niet aanwezig is dan zal de schuifspanning tussen de lining en de groutlaag overschreden kunnen worden, waardoor deze hun onderlinge samenhang verliezen. Hierdoor zullen er scheuren tussen het grout en de lining ontstaan, waardoor de stabiliteit van de constructie afneemt en er lekkage kan optreden.



Figuur 8.4 Schematisatie vert. stab. in de grond

Aangenomen wordt dat in de bouwfase een veiligheid van $\eta = 1,1$ tegen opdrijven voldoet. In de eindfase komt er dekking op de constructie, waardoor de veiligheid vergroot zal worden.

$$\text{Ballast} = \eta * 0,25 \pi D^2 (\gamma_{\text{water}} + \gamma_{\text{grout}})^* \frac{1}{2} - \pi D t \gamma_{\text{beton}}$$

$$\text{Ballast} = 1,1 * 1558 - 260 = 1682 \text{ kN/m}^1$$

Deze berekening laat zien dat er speciale maatregelen genomen moeten worden om verticale stabiliteit te waarborgen bij het gebruik van een groutfundering. Het toepassen van ballast in de tunnel is immers niet toereikend. Uitgaande van gestabiliseerd zand, met een $\gamma_{\text{stab zand}} = 20 \text{ kN/m}^3$ (dit is een zeer gunstige aanname), leidt dit tot een vulling van de tunnelbuis van: $P_{\text{ballast}} = (\text{Ballast} / 20) / \frac{1}{4} \pi D_{\text{inw}}^2 = 90\%$. Alleen ballasten met zand is dus niet mogelijk.

8.3.3 Verticaal evenwicht II (zonder groutfundering)

Aangenomen wordt dat voor een fundering op staal een veiligheid van $\eta = 1,1$ tegen opdrijven voldoet. In de eindfase komt er dekking op de constructie, waardoor de veiligheid vergroot zal worden. De opwaartse kracht op de tunnelling is bij een fundering op staal veel kleiner dan bij een groutfundering.

Naast de oprijfkracht als gevolg van het water, geeft ook het zand een opwaartse belasting op de tunnelbuis. Er wordt uitgegaan van een actieve korreldruk, die zorgt voor een opwaartse belasting op de tunnelbuis.

De horizontale grondspanning zal zich verdelen in een radiale en tangentiële kracht. De tangentiële kracht zal een neerwaartse verticale belasting op de tunnelling leveren als gevolg van wrijving tussen de damwand en de omringende grond. Op deze kracht zal dan ook een reductiefactor ter grootte van de wrijvingscoëfficiënt tussen grond en lining worden aangebracht.

De radiale kracht resulteert in een omhoog gerichte kracht op de tunnelling. Deze twee krachten bij elkaar leveren de totale opwaartse kracht door het zand.

$$Z = G_{\text{tunnel}} - F_{\text{opwaarts;water}} - F_{\text{opwaarts;zand}}$$

$$F_{\text{opwaarts;water}} = 0,25 \pi D^2 (\gamma_{\text{water}})^* \frac{1}{2} = 1039 \text{ kN/m}^1$$

$$F_{\text{opwaarts;zand;totaal}} = \int_{\theta=90}^{\theta=270} -\tan(\phi) \cdot (\gamma_{\text{grond}} - \gamma_{\text{water}}) \cdot K_a \cdot 0,5 D \cdot \cos(\theta) \cdot (1 - \zeta) \cdot \cos(\theta) \cdot |\sin \theta| d\theta$$

Hierin zijn:

$$F_{\text{rad}} = F_h \cdot \cos \alpha = F_h \cdot \cos \alpha = F_h \cdot |\sin(\theta)|$$

$$F_{\text{opwaarts;zand}} = F_{\text{rad}} \cdot \sin \alpha = F_{\text{rad}} \cdot \cos(\theta)$$

$$F_{\text{opwaarts;zand}} = F_h \cdot |\sin(\theta)| \cdot \cos(\theta)$$

ζ = wrijvingscoëfficiënt tussen lining en grond

$$F_{\text{tan}} = F_h \cdot \sin \alpha = F_h \cdot \cos(\theta)$$

$$F_{\text{neerwaarts;zand}} = \zeta F_{\text{tan}} \sin(1 - \alpha) = \zeta F_{\text{tan}} \cdot |\sin(\theta)|$$

$$F_{\text{neerwaarts;zand}} = \zeta F_h \cdot \cos(\theta) \cdot |\sin(\theta)|$$

$$F_h = d \cdot (\gamma_{\text{grond}} - \gamma_{\text{water}}) \cdot K_a \cdot \tan(\phi) \text{ met } d = 0,5 D \cdot \cos(\theta)$$

$$F_{\text{opwaarts;zand;totaal}} = F_{\text{opwaarts;zand}} - F_{\text{neerwaarts;zand}} = 66 \text{ kN/m}^1$$

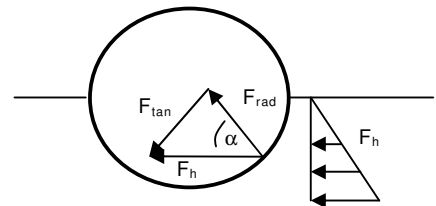
$$\text{Ballast} = \eta \cdot 0,25 \pi D^2 \gamma_{\text{water}} - \pi D t \gamma_{\text{beton}}$$

$$\text{Ballast} = 1,1 \cdot (1039 + 66) - 260 = 955 \text{ kN/m}^1$$

Uitgaande van gestabiliseerd zand met een $\gamma_{\text{stab zand}} = 20 \text{ kN/m}^3$ leidt dit tot een vulling van de tunnelbuis van:

$$P_{\text{ballast}} = (\text{Ballast} / 20) / \frac{1}{4} \pi D_{\text{inw}}^2 = 52\%$$

Uit deze berekeningen komt naar voren dat ook bij een fundering in zand, veel ballast moet worden aangebracht, wil de constructie verticaal stabiel zijn. Hoewel het mogelijk is om een dergelijke vulling te realiseren met behoudt van een aanzienlijk profiel van vrije ruimte is dit niet ideaal



Figuur 8.5 Schematisatie $F_{\text{opwaarts;zand}}$

8.4 Horizontale stabiliteit in de bodem

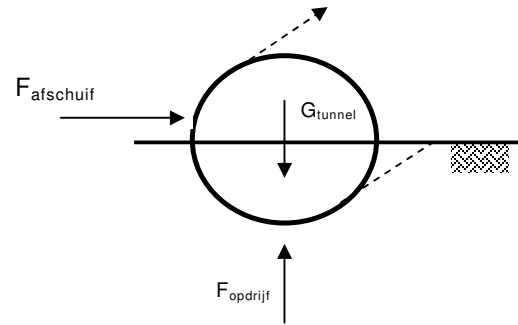
In deze paragraaf worden de maatgevende situaties van de horizontale stabiliteit van de bouwmethode beschouwd.

In de aanlegfase van een constructie in de bodem zal de horizontale belasting op de constructie gecontroleerd moeten worden.

Als belastingen kunnen de volgende effecten optreden:

- Stromingsinvloeden;
- Afschuifkrachten als gevolg van grondzettingen door het intrillen van het ring- en valschild.

De grootte van deze krachten zullen in een later stadium nader bepaald moeten worden.



Figuur 8.6 Schematisatie hor. stab. in de grond.

Er wordt een voorbeeld gegeven van de weerstand een constructie die voor 50% in de bodem ligt.

We gaan uit van een combinatie tussen afschuiving van de toplaag van de bodem, in combinatie met het omhoogkomen van de tunnel onder een hoek van 45°. De horizontale kracht moet de tunnel omhoog drukken en daarbij de schuifweerstand overwinnen.

Het vervangende gewicht van de tunnel bedraagt:

$$G_{\text{tunnel,vervang}} = -F_{\text{opdrijf}} + \text{Ballast} + G_{\text{tunnel}} = -1038 + 882 + 260 = 104 \text{ kN/m}$$

Het gewicht van de verplaatste grond bedraagt:

$$G_{\text{verpl}} = 0,5 * (\gamma_{\text{grond}} - \gamma_{\text{water}}) (1/3 D)^2$$

$$F_{\text{afschuif}} = (G_{\text{tunnel,vervang}} + G_{\text{verpl}}) / \sqrt{2}$$

$$F_{\text{afschuif}} = (104 \text{ kN/m} + 66 \text{ kN/m}) / \sqrt{2} = 120 \text{ kN/m}$$

8.5 Axiale stabiliteit

In deze paragraaf worden de maatgevende situaties van de axiale stabiliteit van de 'Insluiter' beschouwd. Een onderverdeling van de verschillende paragrafen met de bijbehorende maatgevende bouwphase is weergegeven in **Tabel 8.4**.

<i>Berekeningen overzicht</i>			
Par.	Controle	Maatg. situatie	Bijz
8.5.1	Axiale stabiliteit	I-IV	Aandrijvende kracht
8.5.2	Axiale stabiliteit	II	Met groutfundering
8.5.3	Axiale stabiliteit	II	Zonder groutfundering

Tabel 8.4 Overzicht van hoofdstukindeling 'Axiale stabiliteit'

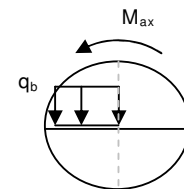
8.5.1 Aandrijvende kracht

Axiale normaalkracht wordt in eerste instantie buiten beschouwing gelaten. Er wordt dus uitgegaan van een berekeningsmodel met ringwerking.

De axiale stabiliteit is van belang met betrekking tot het axiale moment. Dit moment laat zich beschrijven met:

$$Z = M_{\text{ax,schuif}} - M_{\text{maatgevend}}$$

Een aanname voor de aandrijvende kracht van een tunnel is een eenzijdige belasting in de tunnel q_b van 20 kNm. Deze belasting is afgeleid vanuit de eisen die gelden voor de gebruikstoestand van de tunnel. Er kan hierbij gedacht worden aan een file of stilstaande trein aan een zijde van de tunnel.



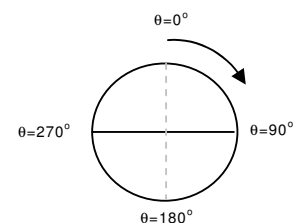
Figuur 8.7 Belasting axiaal moment

Dezelfde aandrijvende kracht wordt in de volgende berekeningen echter ook gebruikt voor de bouwphase. Deze belasting zou in de bouwphase kunnen ontstaan door:

- Ongelijkmatig aanvullen van de ballast;
- Onderhoud van installaties.

Dit resulteert in een aandrijvend moment van:

$$M_{\text{aandr}} = D_{\text{inw}} * \frac{1}{2} * q_b * \left(\frac{1}{2} * \frac{1}{2} * D_{\text{inw}} \right) = 297 \text{ kNm}$$

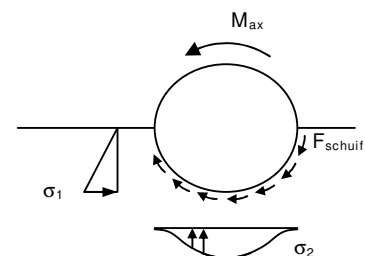


Figuur 8.8 Rekenpunt volgens hoek θ

8.5.2 Axiale stabiliteit II door de bodem (groutfundering)

Voor de bepaling van het toelaatbare axiale moment wordt uitgegaan van een maatgevende interactie tussen het grout en de omringende grond. Er wordt voor de wrijving tussen het grout en de grond een veiligheidsfactor in rekening gebracht van $f_{\text{red}} = 0,8$.

Ook in deze situatie wordt er uitgegaan van een groutdruk die gelijk is aan de verticale gronddruk. Er



Figuur 8.9 Weerstand tegen axiaal moment

wordt hierbij uitgegaan van een gewicht van de tunnel dat gelijk is aan de opwaartse kracht van het grout.

Dit betekent dat de neerwaartse kracht van de tunnel gelijk moet zijn aan het gewicht van het verplaatste grout.

Bij de bepaling van het verticale evenwicht is aangenomen dat de veiligheid van de neerwaartse kracht een factor 1,1 bedraagt. Deze factor wordt in deze berekening dus weggelaten als veiligheidsfactor.

$$F_{\text{schuif;hor}} = \int_{\theta=90}^{\theta=270} -\tan(\phi) \cdot \gamma_{\text{grout}} \cdot f_{\text{red}} \cdot 0,5 D \cdot \cos(\theta) \cdot |\sin \theta| d\theta$$

$$F_{\text{schuif;ver}} = \int_{\theta=90}^{\theta=270} -\tan(\phi) \cdot \gamma_{\text{grout}} \cdot f_{\text{red}} \cdot 0,5 D \cdot \cos(\theta) \cdot (1 - |\sin \theta|) d\theta$$

$$M_{\text{schuif}} = (264 + 269) \cdot 0,5D = 3065 \text{ kN/m} > M_{\text{aandr}}$$

De axiale stabiliteit van een constructie gefundeerd op grout voldoet dus ruim.

8.5.3 Axiale stabiliteit II door de bodem (zonder groutfundering)

In deze berekening wordt uitgegaan van het verticale evenwicht op basis van een veiligheid van $\eta = 1,1$.

Bij de horizontale component wordt uitgegaan van een actieve gronddruk. Terwijl de verticale component bepaald wordt door het gewicht van de tunnel.

$$F_{\text{schuif;hor}} = \int_{\theta=90}^{\theta=270} -\tan(\phi) \cdot (\gamma_{\text{grond}} - \gamma_{\text{water}}) \cdot f_{\text{red}} \cdot K_a \cdot 0,5 D \cdot \cos(\theta) \cdot |\sin \theta| d\theta$$

$$F_{\text{schuif;ver}} = \tan(\phi) \cdot F_{\text{net}} \cdot f_{\text{red}} \cdot 0,5D$$

$$M_{\text{schuif}} = (66 + 158) \cdot 0,5D = 1288 \text{ kN/m} > M_{\text{aandr}}$$

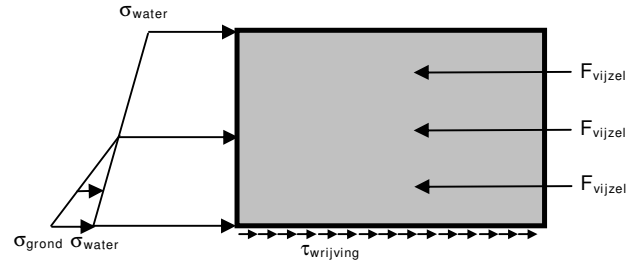
$$M_{\text{aandr}} = 297 \text{ kN/m}$$

In de gebruiksfase zal de tunnel afgedekt zijn met zand. Hierdoor zal de veiligheid van de axiale stabiliteit groter worden. Deze situatie wordt dan ook niet verder onderzocht.

8.6 Globale axiale normaalkracht

De globale axiale normaalkracht in een boortunnel ontstaat door het afzetten van de vijzels tegen de laatste ring. De drukkracht is nodig, om ten eerste de wrijving van de grond, en ten tweede de druk van het de front van het schild te compenseren.

Deze laatste bestaat uit de water- en gronddruk tegen de voorkant van de machine.



Figuur 8.10 Normaalkracht op T.M.

Hieruit volgt voor de 'Insluiter' dus: $F_{n,axi,glob} = F_{\tau,wand} + F_{q,front} = \sum F_{vijzel}$

De axiale schuifkracht op de wand hangt o.a. af van de gemiddelde korrelspanning. Het is mogelijk dat door het trillen de normaalspanning in de grond rondom de TBM afneemt, waardoor ook de schuifkracht afneemt. We nemen dit effect in eerste instantie echter niet mee. Voor de wrijvingskracht op de wanden kan de volgende formule worden gebruikt.

$$F_{t,wand} = \frac{1}{2} (1 + K_0) \cdot \sigma_v'_{gem} \cdot \tan(\phi) \cdot f_{sc} \cdot l_{TM} \cdot \pi \cdot \frac{1}{2} D_{TM}$$

De spanning in deze formule gemiddelde korrelspanning in de grond over de hoogte van de 'Insluiter'. Er is een sterktereductie door de grond-constructie interactie omdat de wand van het schild relatief glad zal zijn: $f_{sc} = 0,8$.

Deze wrijvingkracht is relatief klein vergeleken bij een geboorde tunnel. Hiervoor zijn de volgende redenen:

- De tunnel ondervindt alleen wrijving aan de onderzijde van het schild;
- De tunnel heeft een zeer kleine contactkracht met de bodem, omdat maar 10 procent van het gewicht van de machine bijdraagt aan de wrijving.

De gebruikte formule voor de wandwrijving geeft dan ook een wat te hoge waarde, omdat in werkelijkheid de contactkracht tussen de tunneldmachine en de grond kleiner zal zijn dan de neutrale gronddruk op dit punt.

De andere belangrijke kracht die bijdraagt aan de axiale normaalkracht is de belasting op het front van het tunnelschild. De volgende berekening kan hiervoor worden gebruikt.

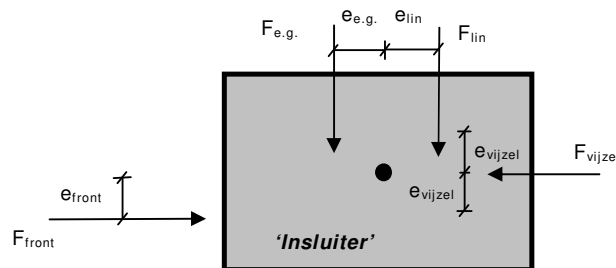
$$F_{q,front} = \left(\frac{1}{2} K_0 \cdot \sigma_v'_{gem} + \sigma_{water,gem} \right) \cdot \frac{1}{4} \pi D_{TM}^2$$

Deze kracht zal veruit de grootste factor zijn in de axiale normaalkracht van de 'Insluiter'. Deze conclusie is van belang bij de bepaling van het globaal radiaal moment.

8.7 Globaal radiaal moment

Op de 'Insluiter' werken meerdere krachten en momenten. Het is de bedoeling dat de 'Insluiter' met een constante helling kan boren, oftewel dat de som van de momenten op de TBM nul is. De volgende momenten zijn hiervoor maatgevend (zie ook **Figuur 8.11**):

1. Moment t.g.v. eigen gewicht, $M_{e.g.} = F_{e.g.} \cdot e_{e.g.}$;
2. Moment t.g.v. frontdruk, $M_{front} = F_{front} \cdot e_{front}$;
3. Moment t.g.v. lining en ballast, $M_{lin} = F_{lin} \cdot e_{lin}$;
4. Moment t.g.v. de vijzelkrachten, $M_{vijzel} = F_{vijzel} \cdot e_{vijzel}$.



Figuur 8.11 Globaal radiaal moment 'Insluiter'

Het moment dat ontstaat door wrijving wordt in eerste instantie buiten beschouwing gelaten, omdat dit een zeer beperkte invloed zal hebben, zoals is aangetoond in paragraaf 8.6.

Alleen het moment t.g.v. de vijzelkrachten kan eenvoudig gestuurd worden. Dit is dan ook het moment dat achterblijft in de tunnel als een globaal radiaal moment en is van gelijke grootte als de overige momenten samen. De vijzels verzorgen dus de sturing van de 'Insluiter'.

$$M_{rad, glob} = M_{vijzels} = M_{e.g.} + M_{front} + M_{lin}$$

De eerste twee momenten laten de 'Insluiter' voorover kantelen, het derde moment is echter de andere kant op gericht. Het laat de 'Insluiter' omhoog richten. Dit biedt dan ook goede mogelijkheden voor het balanceren van de machine. Er kan immers bepaald worden over welke lengte de met ballast gevulde lining zich in het schild moet bevinden voor een optimale balans. De resterende effecten van onbalans kunnen gecorrigeerd worden door gebruik te maken van de vijzels.

Dit is een duidelijk voordeel ten opzichte van een boortunnel. Bij een boortunnel zullen de vijzels permanent moeten bijdragen aan het corrigeren van de balans. De boortunnel heeft immers vooral naar voren gerichte momenten.

9 CONCLUSIES EN AANBEVELINGEN

In dit hoofdstuk worden de resultaten van het onderzoek ingedeeld in drie onderdelen.

Dit zijn:

- par. 9.1 Voorlopige ontwerpresultaten van de 'Insluiter'
- par. 9.2 Conclusies met betrekking tot de onderzoeksvraag
- par. 9.3 Aanbevelingen voor verder onderzoek

9.1 Voorlopige ontwerpresultaten van de 'Insluiter'

In deze paragraaf worden de voorlopige ontwerpresultaten gegeven die van belang zijn voor het ontwerp van de 'Insluiter'. Deze voorlopige ontwerpresultaten bestaan uit een overzicht van verschillende kritieke ontwerpaspecten die een rol spelen in de ideeënfase van deze 'nieuwe' tunnelbouwmethode. Dit overzicht kan dienen als startpunt voor eventueel verder onderzoek.

Hierna worden de belangrijkste ontwerpresultaten van de 'Insluiter' genoemd, onderverdeeld in de uitvoeringstechnische, functionele en constructieve ontwerpresultaten.

Uitvoeringstechnische ontwerpresultaten

- Bij het gebruik van de 'Insluiter' zal een aanlegsleuf moeten worden gebaggerd, waar de tunnel in wordt aangelegd. Deze sleuf zal vervolgens ook weer moeten worden afgedekt. Door deze handelingen vormt de 'Insluiter' als integrale bouwmethode geen volledig gemechaniseerd proces. Hiermee wordt afgeweken van de initiële uitgangspunten;
- Er zal gebouwd worden in aanwezigheid van stroming, wat mogelijk problemen kan geven met betrekking tot stabiliteit, sedimentatie of ontgronding;
- Er kan bij een in-de-grondse constructie als de 'Insluiter' geen gebruik worden gemaakt van een fundering op grout zoals bij een boortunnel. Dit zal namelijk een zeer grote opwaartse kracht op de tunnelling teweeg brengen. [par. 8.3.2] Onderzocht moet worden of er gebruik gemaakt kan worden van een fundering op staal, eventueel met het onderpersen van zand.
- De mogelijkheid om een valschild of ringschild onder water toe te passen vraagt om nader onderzoek [par. 8.2.3]. De volgende vragen zijn hierbij van belang:
 - o Is het mogelijk een beweegbare constructie te maken die zowel longitudinaal als verticaal kan transleren zodat het valschild op juiste plek in de grond gebracht kan worden?
 - o Is het mogelijk het val- en ringschild met een redelijke mate van betrouwbaarheid 'zelfstandig' te laten functioneren zonder dat dit zal leiden tot regelmatige stremming van het tunnelbouwproces?
 - o Is het mogelijk de bewegende onderdelen zo te ontwerpen dat zij niet of nauwelijks aan slijtage door zand en vuil in het water onderhevig zijn?

Functionele ontwerpresultaten

- De tunnel kan in theorie met een minimaal alignement worden aangelegd, waardoor de tunnel niet langer wordt dan noodzakelijk is op basis van functionele uitgangspunten;
- De machine kan doorboren tot op een zeer beperkte diepte, waardoor slechts een korte, ondiepe in-situ toerit noodzakelijk is. Gezien de hoge meterprijs van het diepe deel van de toerit kan dit een positief effect op de kosten hebben;
- Er is functionele vrijheid in de te kiezen bovenbouw, waardoor een optimale aansluiting van de lining met het profiel van vrije ruimte theoretisch mogelijk is. De kosten voor de lining zullen echter een beperking van deze vrijheid vormen. Een functioneel ideale vierkante lining, zal immers resulteren in een ongunstige belastingsafdracht, wat weer zal leiden tot hoge constructiekosten. Er zal een

optimum gevonden moeten worden tussen de functionele en constructieve voordelen.

Constructieve ontwerpresultaten

In deze paragraaf worden de belangrijkste uitvoeringstechnische ontwerpresultaten van de 'Insluiter' genoemd.

- Er moet gebruik gemaakt worden van een constructieve lining. Dit betekent dat de lining zelf momenten moet kunnen opnemen en wellicht ook voorgespannen moet worden om waterdichtheid te verzekeren. Deze effecten zullen onherroepelijk leiden tot een sterke toename van de meterprijs van de lining. De toepassingsmogelijkheden van een dergelijke lining dienen verder onderzocht te worden. [par. 6.3.3]
- In de beschouwingen van dit rapport is uitgegaan van een homogene zandgrond. Er moet verder onderzoek verricht worden naar de invloed van een andere ondergrond met betrekking tot de volgende ontwerpaspecten:
 - o De stabiliteit van het tunnelschild en de lining [par. 8.3-8.7];
 - o Het afzuigen van de grond in het tunnelschild [par. 7.4.1];
 - o Het intrillen van het val- en ringschild [par. 8.2].
- Onderzocht moet worden welke negatieve invloeden uit kunnen gaan van het intrillen van schilden. Hierbij kan gedacht worden aan het optreden van liquefactie [par. 8.2].
- Bij het gebruik van een ronde tunnelling is er een vulling van de tunnelbuis met gestabiliseerd zand vereist van 52%. Door een andere vorm van de bovenbouw kan de opwaartse kracht door de waterdruk gereduceerd worden, waardoor volstaan kan worden met een kleinere hoeveelheid ballast.
- Er dient nader onderzocht te worden in welke mate constructieve eigenschappen ontleend kunnen worden aan de ballast in de lining.

9.2 Conclusies met betrekking tot de onderzoeksvraag

In de probleemstelling wordt aangegeven dat: de boortunnel als alternatief voor een afgezonken tunnel niet de ideale eigenschappen voor een korte oeververbinding bezit. Omdat de huidige tunnelboormethodes niet specifiek ontwikkeld zijn om aan de eisen van een korte oeververbinding te voldoen, wordt er economisch verlies geleden.

Om deze probleemstelling te onderzoeken zijn de volgende aspecten van de tunnelbouw nader bekeken:

- Het economisch rendement van tunnelbouw;
- De geschiktheid van de boortunnel voor korte oeververbindingen;
- Alternatieve gemechaniseerde tunnelbouwmethoden voor korte oeververbindingen.

Het economisch rendement van tunnelbouw

Het economische rendement van een tunnelbouwmethode is niet per definitie evenredig met de mate waarin de oplossing geschikt is om te voldoen aan bepaalde randvoorwaarden. Uit dit onderzoek is gebleken dat het logisch veronderstelde verband uit de probleemstelling niet geldend hoeft te zijn. Dit heeft te maken met het volgende:

- De tunnelbouwmarkt kenmerkt zich door een monopsonie. [par. 2.7.2] Deze marktvorm remt de mogelijkheden van een ondernemer om zich te ontwikkelen, doordat het proces van vrije marktwerking gedeeltelijk verstoord wordt;
- De tunnelbouw kenmerkt zich door een beperkt aantal projecten met een zeer grote omvang. Eventuele verliesposten door innovatief ondernemen kunnen niet zonder meer worden terugverdiend [par. 2.7.1 en 2.7.3];

- Het ontwikkelen van een nieuwe tunnelbouwmethode kan alleen renderen bij voldoende afzet binnen de markt. Bij een onzekere economische groei is de ontwikkeling van nieuwe tunnelbouwtechnieken zeer risicovol [par. 2.7.3 en 2.7.5];
- De ontwikkeling van een tunnelbouwproject is afhankelijk van een relatief kleine groep mensen, die besluiten niet alleen baseren op economische uitgangspunten [par. 2.7.4].

De geschiktheid van de boortunnel voor korte oeververbindingen

In de probleemstelling komt naar voren dat de boortunnel niet over de ideale eigenschappen voor een korte oeververbinding beschikt. De volgende argumenten ondersteunen dit:

- De boortunnel heeft een relatief grote minimale diepteligging, waardoor de tunnel, in het geval van een korte oeververbinding, een zeer grote over-lengte kent ten opzichte van een minimale alignement [par. 4.2.1, 5.3];
- De boortunnel heeft een beperkte minimale aanlegdiepte, waardoor het relatief dure in-situ deel van de tunnel erg lang is. Daarnaast heeft het in-situ deel hierdoor een grote diepteligging, wat een zeer negatieve invloed heeft op de totale kosten van de tunnel [par. 5.6.2];
- Door de minimale aanlegdiepte is het geboorde deel van de tunnel relatief kort. Dit is nadelig voor de kosten. Het boorproces kent namelijk zeer hoge vaste kosten gecombineerd met relatief lage variabele kosten. De vaste kosten worden verspreid over de kleine lengte van de tunnel wat leidt tot een hoge meterprijs [par. 5.5].

Alternatieve gemechaniseerde tunnelbouwmethodes voor korte oeververbindingen

De ontwikkeling van een gemechaniseerde tunnelbouwmethode die geschikter is dan de boortunnel, voor de aanleg van korte oeververbindingen, is niet per definitie mogelijk. De volgende oorzaken hiervoor zijn:

- De constructieve eigenschappen die aan de bodem ontleend kunnen worden met betrekking tot de tunnelling vormen een essentiële schakel in het gemechaniseerde bouwproces. Deze interactie verdwijnt gedeeltelijk wanneer een tunnel wordt aangelegd in, of net onder de rivierbodem [par. 4.3.1];
- Bij de aanleg van een tunnel in, of net onder de rivierbodem, zal de realisatie van het verticale evenwicht van de tunnel ingrijpende maatregelen vereisen [par. 6.6].

Ondanks deze argumenten is met de '*Insluiter*' een principeoplossing gegeven die mogelijk zou kunnen voldoen aan de doelstelling van dit onderzoek: het vinden van een economisch verbeterd alternatief voor de conventionele geboorde tunnel in het geval van een korte oeververbinding. De belangrijkste voordelen van de '*Insluiter*' zijn:

- De '*Insluiter*' kan een korte oeververbinding realiseren met een minimaal alignement;
- De '*Insluiter*' kan gebruikt worden tot een relatief grote ondiepte vergeleken met de boortunnel, waardoor slechts relatief korte toeritten noodzakelijk zijn;
- De '*Insluiter*' voldoet aan de primaire eisen met betrekking tot stabiliteit;
- Het ontwerp van de '*Insluiter*' combineert bestaande technieken en lijkt om die reden technisch uitvoerbaar.

Een verdergaande ontwerpstudie met daaraan gekoppelde kostenanalyse is noodzakelijk om definitieve uitspraken te doen over de economische haalbaarheid van de '*Insluiter*'. Daarnaast zal moeten worden onderzocht of de potentiële afzetmarkt en het economische klimaat de juiste voorwaarden creëren om de methode te kunnen ontwikkelen tot een reële uitvoeringsmethode.

9.3 Aanbevelingen voor verder onderzoek

Om beter inzicht te krijgen in de economische kansen van een in-de-grondse, gemechaniseerde tunnelbouwmethode voor het realiseren van korte oeververbindingen is het gedetailleerder uitwerken van de '*Insluiter*' aan te bevelen. Deze uitwerking kan gebaseerd worden op de voorlopige ontwerpresultaten van dit onderzoek. Op basis hiervan kan een kostenraming van de '*Insluiter*' worden gemaakt die vergeleken kan worden met de kostenramingen van de boortunnel en de afgezonken tunnel in dit rapport.

Als een goede kostenraming aanwezig is zal marktonderzoek moeten uitwijzen of de methode, of een onderdeel ervan, economisch rendabel blijkt om verder te ontwikkelen.

Titel

Uitvoeringstechnieken voor korte oeververbindingen

"Een onderzoek naar nieuwe vormen van gemechaniseerde tunnelbouw"

Onze referentie

TEC0001

Blad

105 van 132

Titel

Uitvoeringstechnieken voor korte oeververbindingen

"Een onderzoek naar nieuwe vormen van gemechaniseerde tunnelbouw"

Onze referentie

TEC0001

Blad

106 van 132

BIJLAGEN

I LITERATUURLIJST

- Arends, G. , 'Ondergronds bouwen van idee tot uitvoering'. In: H.J.C Oud e.a., *Handboek ondergronds bouwen, Deel 1 - Ondergronds bouwen in breed perspectief*. Rotterdam: A.A. Balkema Uitgevers B.V., 1997.
- Baars, S. van en H.K.T. Kuijper , *Handboek Constructieve Waterbouw, CT3330*. Delft: TU-Delft, Faculty of Civil Engineering and Geosciences, 2003.
- Baars, S. van , *De belasting op de tunnelsegmenten, SDU-98-227*. Ministerie van Verkeer en Waterstaat, Bouwdienst, afdeling tunnelbouw, 1998.
- Beek, J. van e.a. , *Tunnels in Nederland, een nieuwe generatie*. Ministerie van Verkeer en Waterstaat, Bouwdienst, 2003.
- Blom, C.B.M. en A.P.M. Plagmeijer , 'Boren van tunnels met niet-ronde vorm'. Cement 6, 2003.
- Pruijssers, A.F. e.a. , *Toetsingsrichtlijn voor het ontwerp van boortunnels voor wegen railinfrastructuur, COB-studie L500*. Gouda: CUR/COB, 2000.
- Bosch, J.W. en G. Arends , *Underground Space Technology, CT4790*. Delft: TU-Delft, Faculty of Civil Engineering and Geosciences, Underground Space Technology, 2002.
- Deketh, H.J.R. en D.J. Kevelam , 'Ondergronds bouwen in breed perspectief'. In: H.J.C Oud e.a., *Handboek ondergronds bouwen, Deel 1 - Ondergronds bouwen in breed perspectief*. Rotterdam: A.A. Balkema Uitgevers B.V., 1997.
- Doorn, C. van , *Study of bored tunneling in the Netherlands, Report on Cost and associated Risks of Constructing Bored Tunnels in The Netherlands*. Mott MacDonald/TEC, 1991.
- Felch, J. e.a. , 'The elevated immersed tunnel'. In: J. Saveur, (Re)Claiming the Underground Space, Vol. 1, *Proceedings of the ITA - World Tunneling Congress 2003 in Amsterdam*. Rotterdam: A.A. Balkema Uitgevers B.V., 2003.
- Gimsing, N.J. en C. Iversen , *The tunnel, The Øresund technical publications*. Copenhagen: Øresundsbro Konsortiet, 2001.
- Glerum, A. , 'Immersed tunnels: Why, when, where'. *Proceedings Delta Tunnelling Symposium*. Amsterdam, 1978-a.
- Glerum, A. , 'Design of immersed tunnels'. *Proceedings Delta Tunnelling Symposium*. Amsterdam, 1978-b.
- Glerum, A. e.a. , 'Methoden voor ondergronds bouwen'. In: H.J.C Oud e.a., *Handboek ondergronds bouwen, Deel 1 - Ondergronds bouwen in breed perspectief*. Rotterdam: A.A. Balkema Uitgevers B.V., 1997.
- Glerum, A. e.a. , *Boren van tunnels voor rail- en wegverbindingen, eindrapportage*. Koninklijk Instituut van Ingenieurs, 1993.
- Grantz, W.C. , 'A new concept for a steel shell submerged floating tunnel'. In: J. Saveur, (Re)Claiming the Underground Space, Vol. 1, *Proceedings of the ITA - World Tunneling Congress 2003 in Amsterdam*. Rotterdam: A.A. Balkema Uitgevers B.V., 2003.
- Havinga, H.R. , 'Verankeringen'. In: H.J.C Oud e.a., *Handboek ondergronds bouwen, Deel 2 - Bouwen vanaf het maaiveld*. Rotterdam: A.A. Balkema Uitgevers B.V., 2000.
- Horvat, E. , *Ondergronds bouwen, Samenvattend collegemateriaal e18*. Delft: TU-Delft, vakgroep Civiele Techniek, 1997.
- Horvat, E. e.a. , *Strategische studie ondergronds bouwen, COB-studie N710*. Gouda: CUR/COB, 1997.
- Ingerslev, L.C.F. , 'Understanding immersed and floating tunnels'. In: J. Saveur, (Re)Claiming the Underground Space, Vol. 1, *Proceedings of the ITA - World Tunneling Congress 2003 in Amsterdam*. Rotterdam: A.A. Balkema Uitgevers B.V., 2003.
- Janssen, W.P.S. en F.F.M. de Graaf , 'Immersed concrete tunnels in perspective'. In: J. Saveur, (Re)Claiming the Underground Space, Vol. 1, *Proceedings of the ITA -*

- World Tunneling Congress 2003 in Amsterdam*. Rotterdam: A.A. Balkema Uitgevers B.V., 2003.
- Lange, M.W.P. van e.a. , '*Innovative design aspects of the ITM TBM*'. (*Re*)*Claiming the Underground Space, Vol. 2, Proceedings of the ITA - World Tunneling Congress 2003 in Amsterdam*. Rotterdam: A.A. Balkema Uitgevers B.V., 2003.
 - Langmaack, L. , '*Ecological aspects of soil conditioning for EPB-TBM projects*'. In: J. Saveur, (*Re*)*Claiming the Underground Space, Vol. 2, Proceedings of the ITA - World Tunneling Congress 2003 in Amsterdam*. Rotterdam: A.A. Balkema Uitgevers B.V., 2003.
 - Maidl, U. en S. Hintz , '*Comparative analysis between the support of the tunnel face with foam (EPB) or bentonite (slurry-shield) in the Dutch soft ground*'. In: J. Saveur, (*Re*)*Claiming the Underground Space, Vol. 2, Proceedings of the ITA - World Tunneling Congress 2003 in Amsterdam*. Rotterdam: A.A. Balkema Uitgevers B.V., 2003.
 - Mulder, K.F. , '*Techniek en Toekomst*', *Reader bij het college WM0908TU*. Technische Universiteit Delft, Faculteit Techniek Bestuur en Management, Sectie Technology Assessment, 2003
 - Obladen, B.K.J. e.a. , '*New developments with EPB-technique in coarse sands by using foaming agents*'. In: J. Saveur, (*Re*)*Claiming the Underground Space, Vol. 2, Proceedings of the ITA - World Tunneling Congress 2003 in Amsterdam*. Rotterdam: A.A. Balkema Uitgevers B.V., 2003.
 - Peters, D.J. e.a. , '*Integrale bouwmethoden*'. In: H.J.C Oud e.a., *Handboek ondergronds bouwen, Deel 2 - Bouwen vanaf het maaiveld*. Rotterdam: A.A. Balkema Uitgevers B.V., 2000.
 - Proper, A.A. e.a. , '*Inventarisatie nieuwe tunnel- en sleuftechnieken, COB-studie M210-01*'. Gouda: CUR/COB, 1996.
 - Schumpeter, J.A. , '*Theorie der wirtschaftlichen Entwicklung*'. Berlijn, 1934.
 - Smink, H. , '*Scrading - a new approach to the foundation of concrete tunnel elements*'. In: J. Saveur, (*Re*)*Claiming the Underground Space, Vol. 1, Proceedings of the ITA - World Tunneling Congress 2003 in Amsterdam*. Rotterdam: A.A. Balkema Uitgevers B.V., 2003.
 - Stikma, K. e.a. , '*Tunnels in Nederland, ondergrondse transportschakels*'. 2e druk. Rijkswaterstaat, 2003.
 - Vliet, J. van e.a. , '*Handboek Specifieke Aspecten Tunnel Ontwerp*'. Ministerie van Verkeer en Waterstaat, Bouwdienst, 1993.
 - Vriend, H.J. de , '*Rivierwaterbouw, CTWA3340*'. Delft: TU-Delft, Faculty of Civil Engineering and Geosciences, 2001.

II GESPECIFICEERD KOSTENOVERZICHT

II.a) Kostenoverzicht geboorde tunnel

Boren	Perc.	€ 200 miljoen	Bron	Specificatie	Perc.	Bedragen	Bron	Post
TBM	18%	€ 36 miljoen	TEC/KIVI	Aankoop	75%	€ 27,00 miljoen	Kivi	V
				Mobilisatie	6%	€ 2,16 miljoen	Kivi	V
				Demobilisatie	5%	€ 1,80 miljoen	Kivi	V
				Omzetten	3%	€ 1,08 miljoen	Kivi	V
				Restwaarde	-10%	-€ 3,60 miljoen	Kivi	V
				Loonkosten	21%	€ 7,56 miljoen	Kivi	V
Boren	10%	€ 20 miljoen	TEC/KIVI	Groutinjectie	5%	€ 1,00 miljoen	Kivi	B
				Leidingen en Kabels	8%	€ 1,60 miljoen	Kivi	B
				Loonkosten	77%	€ 15,40 miljoen	Kivi	B
				Overig (energie enz.)	10%	€ 2,00 miljoen	Kivi	B
Lining	18%	€ 36 miljoen	TEC/KIVI	Lining	100%	€ 36,00 miljoen	TEC	B
Toerit	5%	€ 10 miljoen	TEC	Grondverzet	10%	€ 1,00 miljoen	TEC	T
				Gewapende beton en bekisting	60%	€ 6,00 miljoen	TEC	T
				Fundering	15%	€ 1,50 miljoen	TEC	T
				Overig	15%	€ 1,50 miljoen	TEC	T
In-situ tunnel	18%	€ 36 miljoen	TEC	Grondverzet	10%	€ 3,60 miljoen	TEC	I
				Gewapende beton en bekisting	50%	€ 18,00 miljoen	TEC	I
				Fundering	10%	€ 3,60 miljoen	TEC	I
				Tijdelijke constructies (damwanden ed.)	15%	€ 5,40 miljoen	TEC	I
				Overig	15%	€ 5,40 miljoen	TEC	I
Entry/exit Shaft	9%	€ 18 miljoen	TEC	Grondverzet	25%	€ 4,50 miljoen	TEC	S
				Gewapende beton en bekisting	25%	€ 4,50 miljoen	TEC	S
				Tijdelijke constructies (damwanden ed.)	45%	€ 8,10 miljoen	TEC	S
				Overig	5%	€ 0,90 miljoen	TEC	S
Grondscheiding	5%	€ 10 miljoen	TEC	Scheidingsinstallatie	45%	€ 4,50 miljoen	Kivi	V
				Afvoer van grond	45%	€ 4,50 miljoen	Kivi	B
				Loonkosten	5%	€ 0,50 miljoen	Kivi	B
				Energie	5%	€ 0,50 miljoen	Kivi	B
Dwarsverbindingen	5%	€ 10 miljoen	TEC	Vaste prijs voor 3 verbindingen		€ 10,00 miljoen	TEC	B
E&M Services	12%	€ 24 miljoen	TEC			€ 24,00 miljoen	TEC	EM
TOTAAL	100%	€ 200 miljoen	TEC			€ 200,00 miljoen		

II.b) Kostenoverzicht afgezonken tunnel

Afzinken	Perc.	€ 120 miljoen	Bron	Specificatie	Perc.	Bedragen	Bron	Post
Bouwdok	8%	€ 10 miljoen	TEC	Vaste prijs		€ 10 miljoen	TEC	V
Zinksleuf/fundering	15%	€ 18 miljoen	TEC	Uitgraven/baggeren	70%	€ 13 miljoen	TEC	Z
				Damwanden	30%	€ 5 miljoen	TEC	Z
OTAO	6%	€ 7 miljoen	TEC	Vaste prijs		€ 7 miljoen	TEC	Z
Toerit	9%	€ 11 miljoen	TEC	Grondverzet	10%	€ 1,08 miljoen	TEC	T
				Gewapende beton en bekisting	60%	€ 6,48 miljoen	TEC	
				Fundering	15%	€ 1,62 miljoen	TEC	T
				Overig	15%	€ 1,62 miljoen	TEC	T
In-situ tunnel	15%	€ 18 miljoen	TEC	Grondverzet	10%	€ 1,80 miljoen	TEC	I
				Gewapende beton en bekisting	60%	€ 10,80 miljoen	TEC	
				Fundering	10%	€ 1,80 miljoen	TEC	I
				Tijdelijke constructies (damwanden ed.)	10%	€ 1,80 miljoen	TEC	I
				Overig	10%	€ 1,80 miljoen	TEC	I
Zinktunnel	32%	€ 38 miljoen	TEC	Gewapende beton en bekisting	84%	€ 32 miljoen	TEC	Z
				Zinkvoegen	6%	€ 2 miljoen	TEC	Z
				Overig	10%	€ 4 miljoen	TEC	Z
E&M Services	15%	€ 18 miljoen	TEC	Vast percentage		€ 18 miljoen	TEC	EM
TOTAAL	100%	€ 120 miljoen	TEC			€ 120 miljoen	TEC	

Afkortingen voor kostenposten

Post	Volledig
V	Vast
Z	Zinktunnel
B	Boren
S	Schacht
I	In-situ
T	Open toerit
EM	Elektrische en mechanische voorzieningen

II.c) Meterprijzen open toerit

De meterprijzen worden bepaald door de volgende vergelijking voor de desbetreffende kostenpost op te lossen:

$$\int_{x=0}^{x=L_t} (k_y) dx = K_y$$

K_y = de totale kosten van kostenpost y

L_t = lengte open toerit

Oftewel de meterprijs van een kostenpost geïntegreerd over de tunnellenlengte is gelijk aan de totale kosten van deze kostenpost.

Voor de prijsontwikkeling van de open toerit wordt uitgegaan van verhouding tussen de lengte en diepte van de tunnel volgens de functie:

$$d(x) = 10.000 - \sqrt{10.000^2 - x^2}$$

Deze functie wordt gebruikt om de gehele open toerit te beschrijven. De hellingshoek van 4,5% wordt namelijk pas bereikt vlakbij het punt waar de open toerit overgaat in de in-situ tunnel. Het verschil tussen aangenomen en werkelijke diepteligging bedraagt slechts 8 m en wordt verwaarloosd in deze globale beschouwing.

Grondverzet

Voor het grondverzet wordt een kostenfunctie bepaald die afhankelijk is van de diepte volgens:

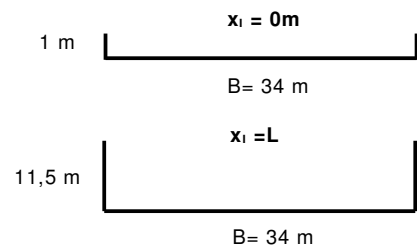
$$k_{g.v.}(x) = d(x) \cdot B \cdot k_{m^2}$$

Uit deze kostenfunctie volgt een gemiddelde waarde voor k_{m^2} van € 10,-/m³. Deze waarde is bepaald door de integraal van de kostenfunctie gelijk te stellen aan het resultaat uit de kostenraming. Dus:

$$k_{m^2} = \frac{K_{g.u.}}{\int_0^{L_t} (d(x) \cdot B) dx}$$

Gewapend beton

Voor de kostenfunctie van het gewapend beton wordt uitgegaan van de opbouw van de betonnen U-bak (zie **Figuur (Bijl.) II.1**). Uitgangspunt is dat de kosten van de wanden ongeveer anderhalf keer zo groot zullen zijn als de kosten van de vloer. Bovendien wordt aangenomen dat de gemiddelde betondikte op maaiveld gelijk is aan 0,3 m en op het diepste punt aan 1,5 m. De dikte op het diepste punt is afkomstig uit de beschouwing van het verticale evenwicht op dit punt. De betondikte is diepteafhankelijk gesteld.



Figuur (Bijl.) II.1 Globale krachtswerking tunnelling

De functie voor de meterprijs wordt daarmee:

$$k_{\text{bet}}(x) = \underbrace{(0,3 + 1,2 \cdot d(x) / d_{\text{tot}})}_{\text{Toename betondikte}} \cdot \underbrace{(B + 1,5 \cdot 2 \cdot (1 + d(x)))}_{\text{Streckende meters beton}} \cdot k_{\text{bet},m^2}$$

Uit deze kostenfunctie volgt een waarde voor k_{bet,m^2} van € 180,-/m³, waarbij voor $K_{\text{bet,ook}}$ weer wordt uitgegaan van de kostenraming die al eerder in dit hoofdstuk werd genoemd. Dus:

$$\int_{x=0}^{x=L_1} (k_{\text{bet}}(x)) dx = K_{\text{bet}}$$

Funderingskosten

Voor de funderingskosten wordt een toename afhankelijk van de diepte aangenomen volgens:

$$k_{\text{fund}}(x) = B \cdot d(x) \cdot k_{\text{fund},d}$$

Voor deze functie is een waarde voor $k_{\text{fund},d}$ bepaald van € 14,-/m² op dezelfde wijze als de vorig meterprijzen.

Overige kosten

De overige kosten worden verdeeld over de strekkende meterprijs van de open toerit.

$$k_{\text{ov}}(x) = (K_{\text{ov}} / L)$$

Deze resultaten zijn weergegeven in **Figuur 5.7**.

II.d) Meterprijzen in-situ tunnel

Voor de in-situ tunnel wordt een diepteontwikkeling aangehouden onder een helling van 4,5%. Dit betekent een ontwikkeling van de diepte volgens:

$$d(x) = 10,5 + 0,045 \cdot x$$

Grondverzet

Voor het grondverzet wordt een kostenfunctie bepaald die afhankelijk is van de diepte:

$$k_{g.v.}(x) = (d(x) - 8,5) \cdot B \cdot k_{m^2} + d(x) \cdot B \cdot k_{m^2}$$

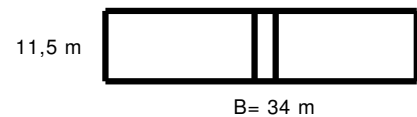
Voor het grondverzet wordt behalve het ontgraven ook het aanvullen op de tunnel meegenomen. De kubieke meterprijs wordt bepaald volgens:

$$k_{m^2} = \frac{K_{g.u.}}{\int_{L_1}^{L_2} ((d(x) - 8,5) \cdot B \cdot k_{m^2} + d(x) \cdot B \cdot k_{m^2}) dx}$$

De waarde voor k_{m^2} wordt € 18,-/m³, wat dus bijna een verdubbeling van de gemiddelde kubieke meterprijs betekent ten opzichte van de open toerit. Dit laat zich eenvoudig verklaren door de grotere gemiddelde diepteligging, waardoor het ontgraven moeilijker wordt en er voor de afvoer van de grond een grotere afstand moet worden afgelegd naar het maaiveld.

Gewapend beton

Voor de kostenfunctie van gewapend beton wordt uitgegaan van een gesloten tunnelbuis. (zie **Figuur (Bijl.) II.2**) Uitgangspunt is dat de kosten van de wanden en het dak anderhalf keer zo groot zijn als de kosten van de vloer. De gemiddelde betondikte ζ wordt aangenomen op 1 m op het ondiepste en 1,8 m op het diepste punt. Deze waarde voor de gemiddelde betondikte is afhankelijk van de resultante van de opwaartse waterdruk.



Figuur (Bijl.) II.2 Schematisatie in-situ tunnel

$$k_{bet}(l) = \zeta \cdot (B + 1,5 \cdot B + 1,5 \cdot 4 \cdot (10,5)) \cdot k_{bet,m^2}$$

Uit deze kostenfunctie volgt een waarde voor k_{bet,m^2} van € 280,-/m³, waarbij ook weer wordt uitgegaan van de meterprijzen in de vorige hoofdstukken.

Fundering

Voor de funderingskosten wordt een toename afhankelijk van de diepte aangenomen:

$$k_{fund}(l) = B \cdot d(l) \cdot k_{fund,d}$$

Voor deze functie is een waarde voor $k_{fund,d}$ bepaald van € 25,-/m³.

Overigen

De overige kosten worden verdeeld over de strekkende meterprijs van de open toerit.

$$k_{ov}(l) = K_{ov} / L \cdot l$$

Deze resultaten zijn weergegeven in **Figuur 5.8**.

Hulpconstructies

Deze meterprijs is opgenomen bij de insitu-tunnel, maar ontbreekt bij de open toerit. Dit heeft te maken met de sterke toename van de kosten voor de hulpconstructies bij de

toename van de diepte. Er moet hierbij gedacht worden aan damwanden/bestempeling/bemaling ed. De kosten voor hulpconstructies zijn uiteraard ook aanwezig bij de constructie van de open toerit, maar hebben daar slechts een kleine significantie ten opzichte van de totale kosten. Om deze reden zijn ze bij de meterprijzen van de open toerit opgenomen in de meterprijzen 'overige' en 'gewapend beton'.

Voor de kosten van hulpconstructies wordt uitgegaan van een toename van de meterprijzen evenredig met de diepte.

$$k_{\text{hulp}}(l) = d(l) \cdot k_{\text{hulp}/\text{m}^1}$$

III UITVOERINGSTECHNIKEN

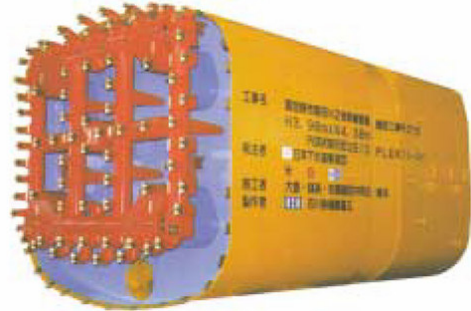
III.a) Lijst van uitvoeringstechniek

Benamingen	Korte omschrijving
Afgezonken tunnel	
Beton	Afgezonken tunnel geconstrueerd in staal
Staal	Afgezonken tunnel geconstrueerd in beton
Zwunnel	Een zwevende afgezonken tunnel verankerd aan een gewichtsconstructie
Geboorde tunnel	
Schilden	
EBP	Grondballans schild
Slurry	Vloeistof schild
Mixed	Combinatie van meerdere schilden
Lucht	Lucht schild
Lining	
Dplex	Boren met een niet ronde lining
Multi-schild	Boren met een combinatie van cirkelvormen
ITM	Continue voortgang met behulp van een geextrudeerde tunnelling
Geïndustrialiseerde methodes	
TOMAS	
Tunnellegger	
Sleurtunnel	
Trektunnel	
De Mol	
Doorpersen	
Horizontaal gestuurd boren	
Speciale uitvoeringstechnieken	
Prefab tunnelbouw	
Speedtunneling method	
Pneumatische caissons	
Bergmännische methoden	
Buizendaken	
Hulptechnieken	
Injectieschermen	
Bodemverankeringen	
Vriezen	
Bouwkuiptechnieken	
Dijktunnel	
U-Polder	
Boogpolder	
Parapolder	
Gesteunde vlies polder	
Eco-polder	
Extrusie-polder	
Injectie-polder	
V-polder	

III.b) DPLEX-boormethode

Omschrijving

De in Japan ontwikkelde DPLEX-boormethode maakt het beter mogelijk tunnels te boren met een niet-ronde vorm. Deze vorm sluit beter aan bij het veelal rechthoekige profiel van vrije ruimte (PVR) dan de klassieke ronde vorm. De firma Daiho Corporation heeft in de jaren negentig van de vorige eeuw deze boormethode ontwikkeld die kan ontgraven in elke gewenste vorm. Inmiddels zijn er in Japan negen commerciële projecten succesvol afgerond. (Blom/Plagmeijer, 2003)



Mogelijke toepassingen

Door het efficiëntere ruimtegebruik en daarmee samenhangend de kleinere gronddekking van deze boortunnel, kunnen de open toeritten minder diep en minder lang worden. Vooral bij tunnels met een breedte-/hoogteverhouding groter dan 1 neemt de benodigde gronddekking snel af ten opzichte van een conventionele boortunnel.

Analyse

Sterktes:

- Doordat het PVR nauwkeurig kan worden gevolgd is er sprake van een minimum aan noodzakelijke gronddekking;
- Door de beperkte gronddekking kan er gebruik worden gemaakt van een ondiepere startschacht;
- Door de vierkante lining kan de startschacht ondieper worden gemaakt dan bij een ronde tunnel;
- Er heeft minder grond te worden afgevoerd.

Zwaktes:

- In een niet-ronde doorsnede zal een minder gunstig krachterspel optreden, wat resulteert in een zwaarder gewapende lining;
- Een niet-ronde tunnelvorm zal resulteren in meer segmenttypen, wat zal leiden tot een duurdere fabricage en een complexere logistiek.

Kosten

In de haalbaarheidsstudie "DPLEX boormethode, T&E-Consult / Holland Railconsult, november 2002" (Blom/Plagmeijer, 2003) is een kostenvergelijking tussen de DPLEX-methode en een conventionele bouwmethode uitgevoerd.

Uit deze kostenstudie komt de volgende conclusie:

De kosten van de duurdere lining van de DPLEX-boortunnel wordt in het geval van een korte oeververbinding met betrekking tot een twee-baans spoor gecompenseerd door het voordeel van de kortere en minder diepe open toerit.

III.c) Multischild-tunnels

Omschrijving

Naast cirkelvormige TBM's gebruikt men voornamelijk in Japan ook TBM met meerdere boorschilden. Het Double-O Tunnelling (DOT) schild en het Multi-Face (MF) schild zijn daar voorbeelden van. Het ontgraven door het DOT schild (een EBP-schild) gebeurt met behulp van twee in één vlak gelegen spaakwielen die in fase zijn verschoven en in tegengestelde richting draaien. (Horvat, 1997)

Mogelijke toepassingen

Door het efficiëntere ruimtegebruik en daarmee samenhangend de kleinere gronddekking van deze boortunnel, kunnen de open toeritten minder diep en minder lang worden.

Analyse

Sterktes:

- Het PVR kan beter gevolgd worden;
- Kleinere hoeveelheden te ontgraven en af te voeren grond;
- Bij een grotere b/h verhouding neemt de benodigde dekking af.

Zwaktes:

- Er treden grotere zettingen op;
- Er moet gebruik gemaakt worden van een kwetsbare middenwand;
- De bestuurbaarheid van een multischild neemt af ten opzichte van een conventionele boortunnel.

III.d) EPB-technologie

Omschrijving

De gronddrukbalansschild-TBM is een tunnelbouwmethode die de laatste jaren aan populariteit wint. Deze methode is in de afgelopen jaren vooral gebruikt in cohesieve grond, maar het toepassingsgebied wordt steeds breder.

Bij deze bouwmethode levert de grond in de ontgravingskamer de tegendruk op het excavatiefront, waardoor een stabiel evenwicht bij het ontgraven wordt verkregen. De druk wordt geregeld door afvoer van grond via een avegaar af te stemmen op de voortgang van de TBM. Niet-cohesieve grond moet bewerkt worden om de plasticiteit en permeabiliteit te vergroten. Dit wordt veelal gedaan met bentoniet, polymeren of schuim. Specifiek voor dit rapport wordt er gekeken naar de toepassing van schuim als toevoegingssubstantie bij het boren. (Obladen, 2003)

Mogelijke toepassingen

Door het EPB-schild kan er door een grotere boorfrontstabiliteit ondieper geboord worden dan bij conventionele bouwmethodes. Bovendien voorkomt de toepassing van schuim als stabilisatiemateriaal de noodzaak van een scheidingsinstallatie.

Analyse (Maidl, 2003)

Sterktes van een EPB-TBM:

- Hogere voortgangssnelheid mogelijk;
- Minder gronddekking noodzakelijk i.v.m. boorfrontstabiliteit;
- De kans op blow-out is beperkt vergeleken met een slurryschild;
- Een scheidingsinstallatie is niet noodzakelijk.

Sterktes van een EPB-TBM met het gebruik van schuim:

- De lucht in het schuim maakt de grond samendrukbaar en maakt het daardoor makkelijker om de boorfrontdruk te controleren;
- Er is minder water noodzakelijk voor de plastische toestand van de grond, omdat het schuim het poriën water vervangt.

Zwaktes:

- De grond wordt inclusief toevoegingen afgevoerd, waarbij milieueisen sterk bepalend zullen zijn voor de kosten.

III.e) Verankering met permanente groutankers

Omschrijving

Groutankers moeten worden voorgespannen omdat ze een grote rek hebben. Het achterwege laten van voorspanning zou grote verlenging tot gevolg hebben. Het hoge spanningsniveau in het staal maakt het groutanker echter gevoelig voor corrosie. Er moet dus een goede bescherming tegen corrosie worden aangebracht afhankelijk van de vereiste levensduur van de ankers en de agressiviteit van de grond. De ankers worden in praktijk niet vaak toegepast als permanent. Een van de belangrijkste problemen van het permanente gebruik van ankers vormt het feit dat de staat van ankers slecht te controleren is. Men kan eventuele schade of onverhoopte fabricage- of uitvoeringfouten niet waarnemen.

Groutankers worden in de meeste gevallen gebruikt voor de tijdelijke verankering van damwanden. Er zijn echter wel voorbeelden te geven van het permanente gebruik van groutankers. Een recent voorbeeld vormt de toepassing van de ankers bij een kunstwerk in de Betuwelijn. Hierbij geldt wel dat het gebruik van deze groutankers de laatste keus vormde.

Mogelijke toepassingen

De mogelijke toepassingen van groutankers ligt in de verankering van een tunnel in de ondergrond.

Analyse

Bij de toepassing van groutankers zijn de volgende factoren van groot belang zijn: Snelle belasting op de groutankers moet mogelijk zijn voor een snelle tunnelbouw; De ankers moeten aangebracht kunnen worden onder waterdruk, zonder lekkage en binnen een beperkte ruimte.

De momenteel in Nederland toegepaste groutankers kunnen op zijn vroegst na drie dagen belast worden bij het gebruik van portlandcement. In standaard situaties wordt er gebruik gemaakt van hoogovencement en wordt er belast na een periode van zeven dagen. (Ballast Nedam en HBG, 2003)

Bij het gebruik van snelverhardende mortels is het technisch mogelijk om groutankers aan te brengen die belastbaar zijn na zo'n vierentwintig uur. Er zijn mortels beschikbaar die binnen twee uur al een druksterkte ontwikkelen van 20 N/mm^2 . (Gulca, 2003) Specifieke toepassing van deze mortels voor groutankers is echter niet bekend. Technisch moet het echter mogelijk zijn om groutankers te ontwikkelen die belastbaar zijn binnen een dag (Everts, 2003)

De verschillende bronnen gaven als gemeenschappelijke reden voor het feit dat dit soort groutankers nog niet zijn toegepast, het feit dat er weinig vraag is naar dit soort ontwikkeling. In vrijwel alle toepassingsgebieden van de groutankers is een snelle aanbreng niet direct een vereiste.

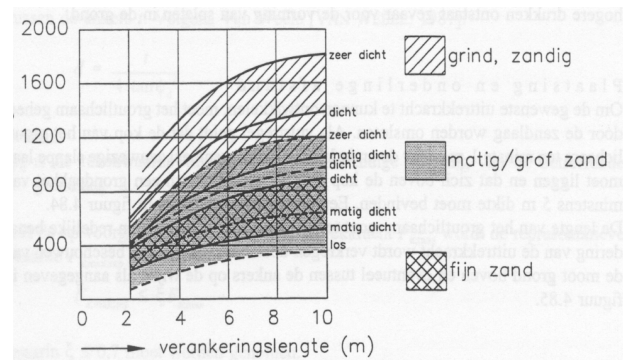
Er moet gerekend worden met een minimaal ruimtegebruik van ongeveer drie meter. Dit ruimtegebruik kan zo klein blijven doordat men de ankerstaven in delen kan monteren.

Groutankers kunnen worden geïnstalleerd door middel van heien of boren. De methode van inbrengen heeft invloed op de uittrekkracht van het anker. In het algemeen geldt dat met 'geheide' ankers een hogere uittrekkracht wordt bereikt dan met 'geboorde'. Bij het heien wordt de grond rondom het anker verdrongen en neemt de druk tussen de korrels, rondom de ingeheide buis toe.

Bij het boren ontstaat er ruimte rondom het anker door het losspoelen en afvoeren van de grond, waardoor de druk tussen de korrels zal afnemen. Bij het onder druk van 10 tot 20 Bar aanbrengen van het grout neemt de contactdruk echter weer sterk toe. Bij nog hogere drukken ontstaat gevaar voor de vorming van spleten in de grond. (Havinga, 2000)

De ankerkracht wordt door middel van een stalen voorspanstaaf of een streng van het voor te spannen element op het groutlichaam overgebracht. De uittrekkracht wordt ontleend aan de schuifweerstand tussen het groutlichaam dat onder hoge druk is gevormd de omringende grond. De op het grout uitgeoefende hoge druk heeft tot gevolg dat de schuifweerstand van het zand toeneemt ten opzicht van de initiële waarde.

Het draagvermogen neemt toe met de dichtheid van het zand;
 Bij gelijke dichtheid neemt de uittrekkraft toe bij een toenemend U-cijfer, dat een maat is voor het korreloppervlak;
 De uittrekkraft neemt minder dan evenredig toe met de ankerlengte.
 Als minimale lengte moet ca 5,0 m worden aangehouden;
 Een vergroting van de diameter van het groutlichaam heeft vrijwel geen invloed op de uittrekkraft.



Het is mogelijk dat in de loop van de jaren de door het grout verhoogde grondspanning terugkruipt naar normalere waarden. Men moet daarom bij het ontwerpen niet blindelings afgaan op bovenstaande figuur of proefwaarden. Het is verstandig om controleberekeningen te maken. Bijvoorbeeld met een sommatie van de schuifkracht rondom het groutlichaam plus de drukkracht op de punt. (Baars, 2003)

III.f) I.T.M

Omschrijving

De "Industriële Tunnelbouw Methode"(ITM) is een tunnelbouwmethode waarbij de tunnelling gemaakt wordt door middel van het uitpersen bij een continue voortgang van het boorproces. Dit wordt een geëxtrudeerde tunnelling genoemd. De tunnelling vormt hierbij een monoliete structuur zonder wapening. (Lange, 2003)

Toepassing

Het toepassen van de geëxtrudeerde tunnelling als onderdeel van een grondinsluiting.

Analyse

Sterktes:

- Een grote voortgangssnelheid is mogelijk;

- Er is geen productie, vervoer en plaatsing van segmenten nodig.

Zwaktes:

- De methode kent veel uitvoeringsonzekerheden;
- De complexiteit van het maken van de tunnelmantel in combinatie met de continue voortgang van het boorproces maken de methode zeer gevoelig voor storingen. (Proper, 1996)

III.g) Extrusiepolder

Omschrijving

Het principe van de Extrusiepolder is gebaseerd op het aanbrengen van een waterdicht membraan van plastisch beton op een zodanige diepte onder het maaiveld dat de grond voor de horizontale en verticale stabiliteit zorg draagt. Met behulp van een freesbalk wordt een waterdichte laag plastisch beton aangebracht. De bovenliggende grond wordt hierbij niet verwijderd. De freesbalk wordt gestuurd door de geleidingen die in de verticale gegraven sleuven zijn geplaatst. (Proper, 1996)

Toepassing

Het extrusieprincipe kan wellicht gebruikt worden voor een grondinsluiting.

Analyse

Sterktes:

- Het grondverzet is geminimaliseerd;
- Er is direct verticaal evenwicht verzekerd;
- Bij een goede verspreiding van de bovenbelasting is het membraan praktisch spanningsloos.

Zwaktes:

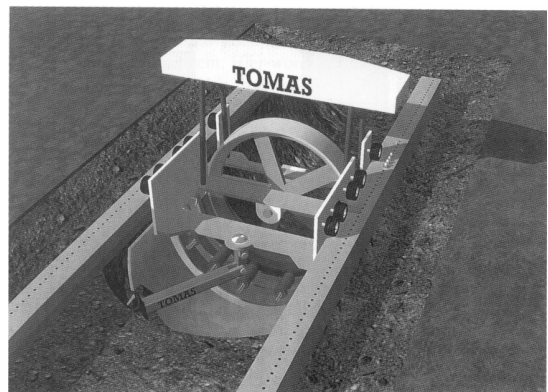
- Het vastlopen van de freesbalk op obstakels;
- Het benodigde materieel moet worden ontwikkeld;
- Bij variaties in de bodem opbouw kunnen zettingen leiden tot spanningsopbouw en scheuren.

III.h) Tomas

Omschrijving

Tomas staat voor 'Technologie voor Onder Maaiveld Aan te leggen Spoorlijn'. De methode werd ontwikkeld door een samenwerkingsverband van DSBV ingenieurs en architecten, Bagema en Ketel Consulting Agents.

Tomas is een bouwmethode voor de geïndustrialiseerde aanleg van een U-vormige bak, die geheel beneden het maaiveld is gelegen en waarbij het niet noodzakelijk is grondwater bemaling toe te passen.



De methode combineert een drietal bekende civiele technieken, namelijk:

- Baggeren: door middel van een aangepaste cutterzuiger wordt de ontgraving gerealiseerd.

- Tunnelbouw: door middel van daartoe ontwikkelde montagetechnieken worden geprefabriceerde schaalementen geplaatst.
- Betonbouw: voor de fabricage van de schaalementen en het overige betonwerk

Het tracé wordt opgeschoond en ontgraven tot op het niveau van de grondwaterspiegel. De funderingspalen worden aangebracht en op deze palen worden de randbalken geplaatst. Vanuit een daarvoor traditioneel gemaakte bouwput wordt de uitsleuwer in het tracé gebracht. De randbalken zorgen voor de geleiding van de uitsleuwer en nemen tijdelijk, tijdens het monteren van de schaalementen, de horizontale waterdruk, die op de voorzijde van de uitsleuwer wordt uitgeoefend, over.

Aan de voorzijde van de uitsleuwer wordt door een cutter de grond losgemaakt en verpompt naar een scheidingsinstallatie die op de uitsleuwer aanwezig is. Via persleidingen wordt het ingedikte mengsel van grond en water afgevoerd, het onttrokken water wordt weer in de sleuf teruggevoerd. Gedurende het graven worden op de bovenste helft van het montagewiel de cirkelvormige schaalementen geplaatst en van voorspanstrengen voorzien. De schaaldelen worden door middel van vacuüm op het wiel gefixeerd. De vijzels zorgen voor de voortbeweging van de uitsleuwer.

Na het fixeren van de uitsleuwer, in horizontale zin, aan de randbalken worden de vijzels ingetrokken en draait het montagewiel over een hoek van 180 graden. De schaalementen worden geplaatst door het opheffen van het vacuüm, waarna twee sluitpanelen worden aangebracht. Als alle schaalementen in de doorsnede zijn geplaatst worden de voorspanstrengen afgespannen en met behulp van bouten aan de al geplaatste elementen verbonden.

Mogelijke toepassingen

Het toepassen van het uitsleufprincipe onder water.

III.i) Oppervlakte schild

Een oppervlakte schild, is een schild wat gebruikt kan worden voor het boren in grond zonder de opbouw van steundruk. Het principe van een oppervlakte schild zal gebaseerd moeten zijn op het gebruik van een mechanisch schild. Met behulp van dit mechanische schild moet korreldruk worden opgebouwd onder hydrostatische waterdruk.

Mogelijke voordelen:

Er kan gedeeltelijk gebruik worden gemaakt van bestaande technieken (aandrijving/logistiek);

Dit schild is wellicht te gebruiken in combinatie met een normaal boorschild, waardoor het mogelijk wordt naar het oppervlak te boren.

Mogelijke nadelen:

Onzekerheid over de technische uitvoerbaarheid van het schild;
Problemen met de controle van de boorfrontstabiliteit.

Relevante uitvoeringstechnieken:

Oppervlakte schild (Idee)

III.j) Uitgraven

Dit principe berust op het uitgraven van grond voor de constructie uit. Dit moet uiteraard gecontroleerd gebeuren, omdat er anders grote ontgrondingen optreden. Bij het uitgraven van de grond zorgt een in de grond aangebrachte constructie voor de instandhouding van het grondprofiel. Alleen in de lengterichting kan eventueel een talud worden toegestaan, mits dit geen invloed heeft op de breedterichting. Er wordt bij deze methode ruimte gemaakt in de grond waar de tunnelconstructie in kan worden gebouwd.

Mogelijke voordelen:

Een tamelijk eenvoudige en goedkope techniek;
Er kan gebruik worden gemaakt van de grond.

Mogelijke nadelen:

Onder water zijn zeer grote taluds noodzakelijk;
Moeilijke sturing;
Potentiële problemen met stabiliteit.

Toepassing bij bestaande methodes:

Bij methode TOMAS is een soortgelijke constructie ontwikkeld voor het gebruik op land.

III.k) Insluiten

Door middel van insluiting van grond wordt een gewichtsconstructie gemaakt met behulp van de aanwezige grond. Er wordt een grondpakket ingesloten dat fungeert als fundering voor de rest van de constructie. De tunnel wordt vervolgens op deze fundering gebouwd.

Mogelijke voordelen:

Er is sprake fundering;

Mogelijke nadelen:

Onzekerheid van de kwaliteit van de afsluiting;
Aansluiting op werkruimte;
De krachtenafdracht is ingewikkeld.

Toepassing bij bestaande methodes:

Extrusiepolder (ontwikkelde methode)

IV OVERZICHT VAN DE FUNCTIES VAN EEN TUNNEL

In de grond	Op de grond
1. Onttrekken van grond 2. Grondafvoeren 3. Funderen/stabiliteit*	3. Funderen/stabiliteit
5. Voortbeweging 6. Waterkeren 7. Grondkeren 8. Constructie materiaal aanvoeren 9. Productie tunnelling	

* Afhankelijk van de uitvoeringswijze

Functie 1: Onttrekken van grond

Functie 2: Grondafvoeren

Functie 3: Funderen/stabiliteit

Functie 4: Voortbewegen

Functie 5: Waterkeren

Functie 6: Grondkeren

Functie 7: Constructie materiaal aanvoeren

Functie 8: Productie tunnelling

Functie 1: Ontrekken van grond

Afhankelijk van de verschillende oplossingsmethoden kan de functieomschrijving worden gespecificeerd naar de methode van ontgraven, waarbij er drie hoofdvormen kunnen worden onderscheiden:

- Boren (boorfront)
- Uitsleuven (eenzijdig talud of tijdelijke ondersteuning)
- Ontgraven (meerzijdig talud of tijdelijke ondersteuning)

De belangrijkste subfuncties zijn:

- Ontrekken van grond aan de bodem
- Instandhouding van de grondstabiliteit (verticaal of onder talud)
- Instandhouding van de stabiliteit van ontgravingsstelsel ten opzichte van de grond
- Overbrengen van grond naar het grondafvoersysteem
- Overbrengen van de krachten die geleverd worden door het voortbewegingsmechanisme naar de grond

Functie 2: Grondafvoeren

De functie van het grondafvoersysteem is het weghalen van de uitgegraven grond en deze naar het oppervlak brengen. Daar kan de grond worden gescheiden of gedumpt.

De transportsystemen moeten worden gebruikt op drie aparte trajecten van de tunnel. Er zal vooral aandacht moeten worden besteed aan de overgangen tussen deze trajecten. De drie trajecten zijn:

- De tunnelmachine
- De tunnel
- De ontsluiting

Er zijn voor het transport van ontgraven grond drie bekende transportsystemen voorhanden:

- Een hydraulisch (pijpen)systeem
- Een transportband systeem
- Een spoortransport systeem

Van deze drie systemen is het hydraulische systeem veruit het meest gebruikte en logistiek gunstigste.

Bij de genoemde systemen wordt er in eerste instantie vanuit gegaan dat de verplaatsingen zich door de tunnel afspelen, maar dit hoeft niet noodzakelijk zo te zijn.

Functie 3: Funderen/stabiliteit

Deze functie kan worden omschreven als: het realiseren van een aansluiting tussen tunnelling en omliggende grond om stabiliteit van de tunnel te garanderen. Bovendien kan de fundering bijdragen aan de opname van opwaartse krachten die op de tunnel werken.

Bij de beschouwing van deze functie zijn er duidelijk twee tijdsfasen te onderscheiden. Dit zijn de constructie- en de eindfase. Er zal voor deze twee fasen dan ook afzonderlijk naar de belangrijkste alternatieven moeten worden gekeken.

De functie is onder te verdelen in o.a. de volgende subfuncties:

- Het aanbrengen van een funderingslaag onder of voor de tunnel;
- Het aanbrengen van funderingselementen zoals bv. ankers;
- Het grouten van de ruimte tussen tunnelling en omringende grond;
- Het compenseren van de opwaartse waterdruk door het aanbrengen of het mobiliseren van massa.

Het optreden van de sub-functies is afhankelijk van de gekozen alternatieven.

Functie 4: Voortbewegen

Het voortbewegen van de tunnelmachine kan plaatsvinden op de volgende manieren:

- Duwen (machine zet zich af op tunnelelementen)
- Trekken (tunnel trekt zich voort aan vast punt aan overkant van kruising)
- Lopen (machine zet zich af op omliggende grond)
- Een combinatie van deze mogelijkheden

Dan is er nog een verschil in de fasering van het voortbewegen. Zo kan er gebruik gemaakt worden van een voortgang in stappen, zoals bij een standaard boortunnel, of een continue voortgang zoals bij een ITM en aantal zeer moderne TBM,s. Uiteraard is dit afhankelijk van de wijze waarop grond wordt onttrokken en waarop de lining wordt gebouwd.

De subfuncties die te onderscheiden zijn (niet alle subfuncties zijn geldig voor alle denkbare alternatieven):

- Het bieden van aandrijfkraft die gebruikt kan worden voor het onttrekken van grond voor de machine
- Ondersteuning van de grond aan het front
- Beheersing van de richting
- Overbrengen van (vrijel)krachten naar de lining

Deze functie kent een belangrijke interactie met de functies: [1], [3], [8]

Functie 5: Waterkeren

Samen met de omringende grond veroorzaakt het water het grootste deel van de belastingen op de constructie. De grootte van deze belasting is zowel afhankelijk van de grondwaterstand als van de rivierwaterstanden in combinatie met de grondopbouw.

Het water zal alleen gekeerd kunnen worden door een ononderbroken kering die gedurende zowel het bouwproces als in de eindfase onaangetast en volledig moet zijn. De belangrijkste aandachtspunten bij het keren van water worden dan ook gevormd door:

- De overgang van onttrokken grond naar de tunnelbuis
- Alle overige doorkruisingen van schild of lining
- De overgang van het schild naar de tunnelling
- De eventuele verbinding tussen verschillende tunnelelementen

Deze functie kent een belangrijke interactie met de functies: [1], [6], [8]

Functie 6: Grondkeren

Evenals het keren van water vormt het keren van grond een belasting op de tunnel. Een tunnel wordt in veel gevallen immers afgedekt, als bescherming en als extra zekerheid tegen opdrijven. Deze belastingen moeten door de tunnel kunnen worden opgenomen.

De omringende grond vormt behalve een belasting echter ook de fundering van de tunnel. De tunnel ontleent aan de grond zijn stabiliteit. Dit betekent dat een goede aansluiting van de tunnel op de grond van groot belang is. Bovendien is het belangrijk dat er een goed inzicht bestaat in de kwaliteit van de grond.

Tevens vormt de grond een belangrijk deel van de sterkte van de tunnelling door toedoen van passieve gronddrukken. Zo is bij een boortunnel in zand het grootste deel van de sterkte te herleiden op het optreden van passieve gronddrukken, die de tunnelling instant houden.

De grond treedt dus op in meerdere hoedanigheden (sub-functies):

- Belasting
- Fundering
- Sterkte element

Functie 7: Constructie materiaal aanvoeren

De aanvoer van de tunnelling kan worden gesplitst in twee fasen:

1. Aanvoer en opslag van grondstoffen: Op het bouwterrein worden segmenten, cement en andere materialen opgeslagen. De materialen worden zo geplaatst dat ze zo snel mogelijk en in de juiste volgorde op transportmaterieel kunnen worden geladen.
2. Transport naar de plaats van verwerking: Er wordt voor het vervoer van de tunnelsegmenten vaak gebruik gemaakt van treintjes, die per keer een aantal segmenten naar de plaats van verwerking brengen.

Een goede logistiek van deze functie is van groot belang, om vertraging in de andere onderdelen te voorkomen. Het logistiek systeem moet zich bovendien kunnen aanpassen aan het steeds langer worden van de tunnel.

Functie 8: Productie tunnelling

Deze functie kan worden omschreven als het maken van een scheiding tussen een profiel van vrije ruimte en de omringende grond en het water.

Belangrijkste subfuncties van de tunnelling zijn:

- Waterdicht afsluiten van de open ruimte;
- Constructief instandhouden van open ruimte;
- Het overbrengen van vjzelkrachten;
- Het inbedden van de tunnel.

Samen met de omringende grond veroorzaakt het water het grootste deel van de belastingen op de constructie. De grootte van deze belasting is zowel afhankelijk van de grondwaterstand als van de rivierwaterstanden in combinatie met de grondopbouw. Het water zal alleen gekeerd kunnen worden door een ononderbroken kering die gedurende zowel het bouwproces als in de eindfase onaangetast en volledig moet zijn. Het totaal van de belastingen door het water resulteert in een opwaartse kracht op de tunnelbuis.

De belangrijkste aandachtspunten bij het keren van water worden gevormd door:

- De overgang van onttrokken grond naar de TBM;
- Alle doorkruisingen van schild of lining;
- De overgang van het schild naar de tunnelling;
- De eventuele verbinding tussen verschillende tunnelementen.

Deze functie kan worden omschreven als het maken van een scheiding tussen een profiel van vrije ruimte en de omringende grond en het water.

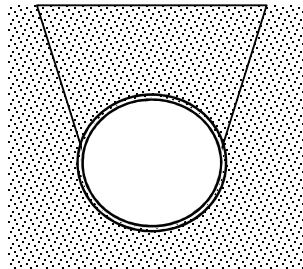
De keuze voor het soort tunnelling zal in sterk mate afhangen van:

- Doorsnede afmetingen (profiel van vrije ruimte)
- Grootte van belastingen
- Type belastingen (grond/water/dynamisch)
- Kosten van materialen
- Soort ontgravingstechniek
- Voortgangsnelsheid

V ONDERVERDELING VAN FUNCTIES

Functie I: Verticaal evenwicht met betrekking tot de opwaartse waterdruk

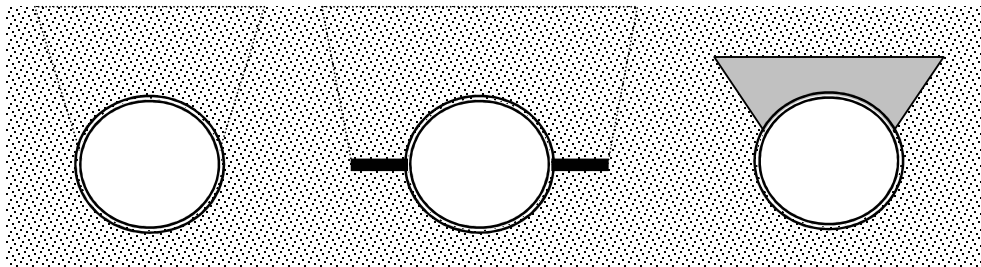
Mobiliseren van massa boven tunnel I.A



I.A1
Dekking

I.A2
Extra dekking

I.A3
Gewichtsconstructie

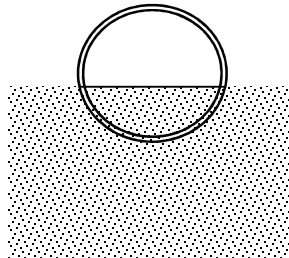


De gronddekking op de tunnel zorgt voor het verticale evenwicht met de opwaartse waterdruk.

De gronddekking kan worden vergroot door de toepassing van aanvullende constructies, zoals vleugels.

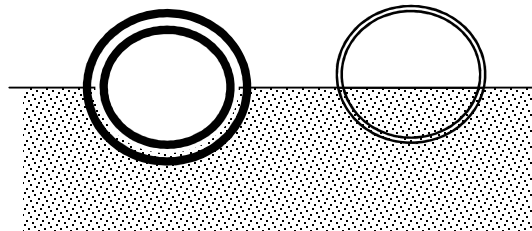
Een gewichtsconstructie op de tunnelbuis zorgt voor het verticaal evenwicht met de opwaartse waterdruk.

Massa in tunnel I.B



I.B1
Gewicht lining

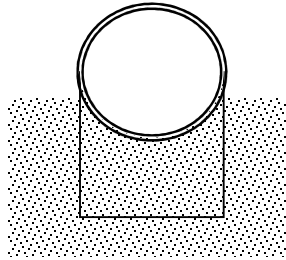
I.B2
Massa in tunnel



Het gewicht van de lining is groot genoeg om evenwicht te maken met de opwaartse waterdruk.

De massa in de tunnel verzorgt het verticale evenwicht met de opwaartse waterdruk.

Mobiliseren van massa onder tunnel I.C

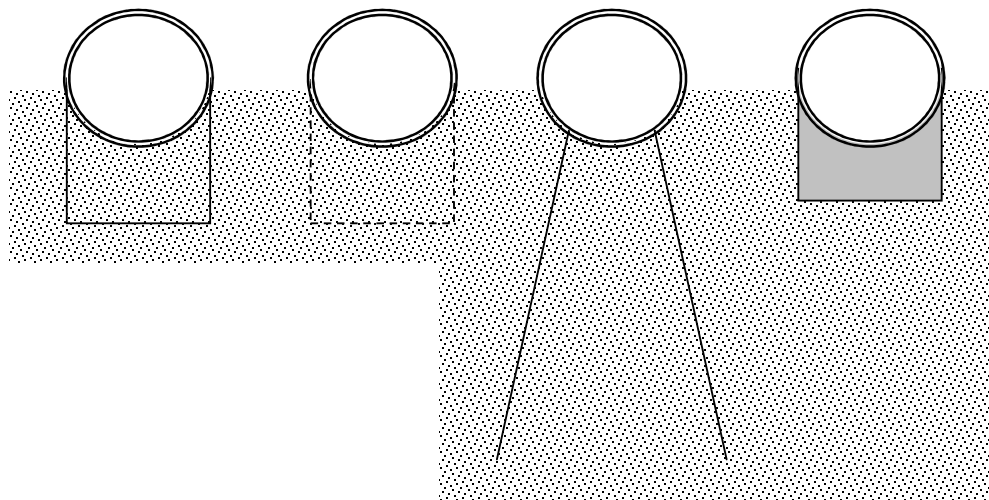


I.C1
Insluiting

I.C2
Net

I.C3
Ankers

I.C4
Massa onder tunnel

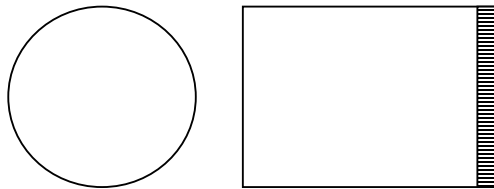
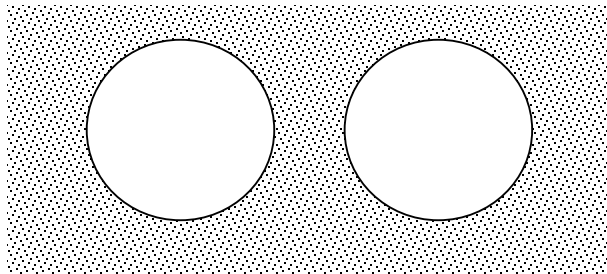


Een vlies onder de tunnel sluit een pakket grond en water in. De insluiting functioneert als gewichtsconstructie.

Een net onder de tunnel wordt gebruikt als trekanker door het mobiliseren van het gewicht van de grond onder de tunnel.

De kracht die ontleend wordt aan ankers verzorgt het verticale evenwicht met de opwaartse waterdruk.

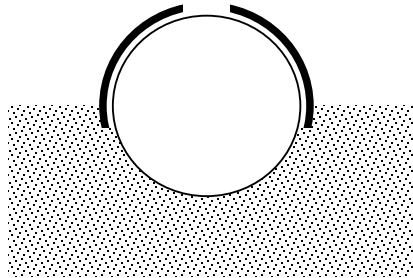
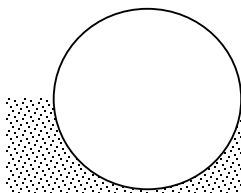
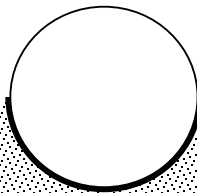
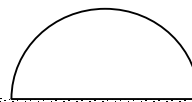
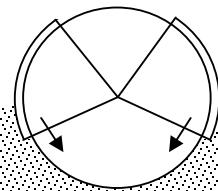
De massa onder de tunnel verzorgt het verticale evenwicht met de opwaartse waterdruk.

Functie II: Voortbewegen en ontgraven**Onder bodem
II.A****II.A1
Boren****II.A2
Persen**

Bij het boren kan gedacht worden aan technieken als:

- Mechanisch gesteund graaffront;
- Vloeistofschild;
- EPB-schild.

De toepassingsmogelijkheden van deze methode zijn waarschijnlijk beperkt. Deze tunnelmethode wordt doorgaans alleen gebruikt voor kleine tunneldoorsnedes.

Door de bodem**II.B**
II.B1
 Oppervlakte Schild

II.B2
 Uitsleuver

II.B3
 Insluiten

II.B4
 Schep


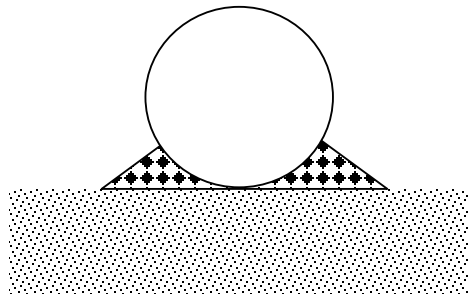
Het gebruikt van
bestaande
boortechneik op de
rivierbodem met
behulp van
aangepaste
schilden.

Het principe van de
techniek TOMAS.

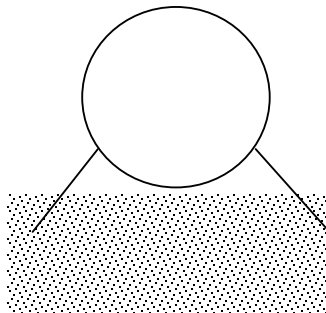
Het insluiten van
grond, zonder dit te
verwijderen, waarna
de machine zich
over het ingesloten
pakket
voortbeweegt.

Het insluiten van
grond, waarna de
grond verwijderd
wordt.

Op bodem
II.C

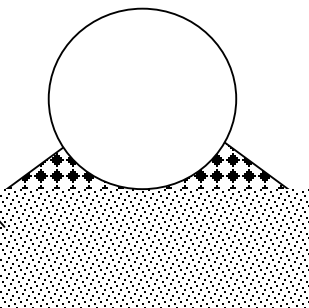


II.C1
Zwevend



Het bouwen van de tunnel boven de rivier bodem waardoor er geen grond hoeft te worden onttrokken.

II.C2
Gefundeerd



Het funderen van de tunnel op de rivierbodem. Hiervoor zal een fundatiemateriaal noodzakelijk zijn.