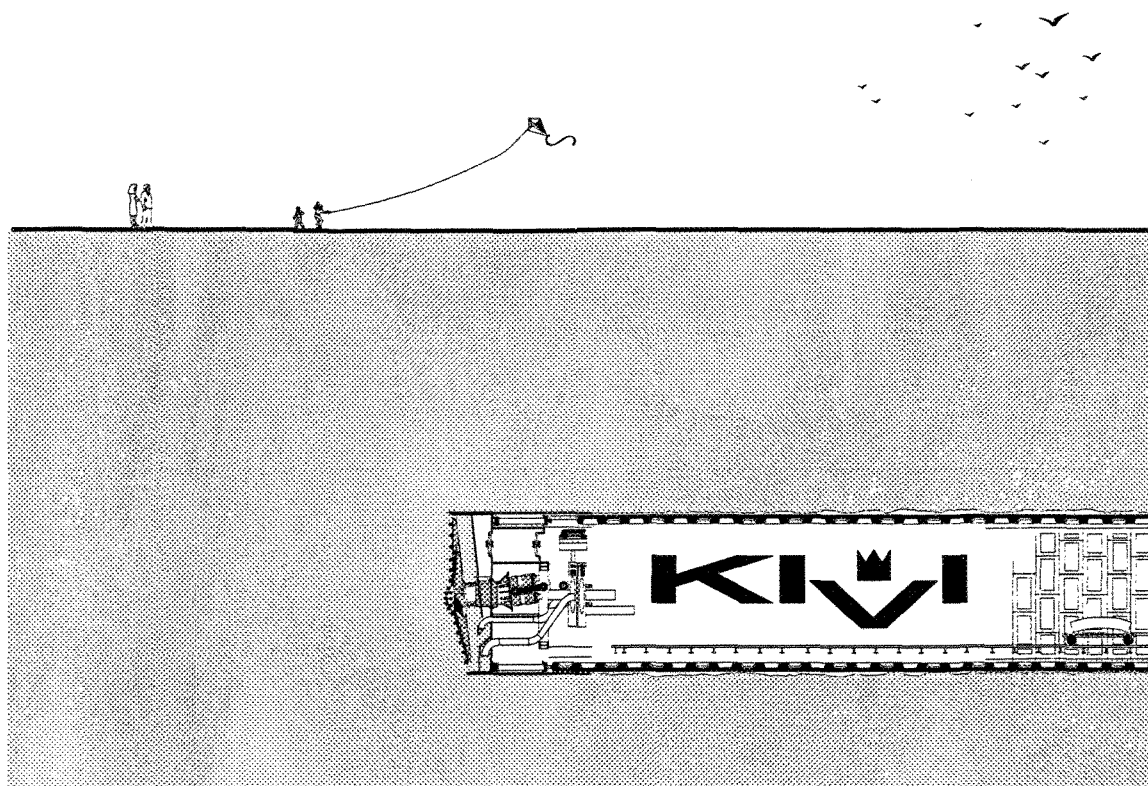

BOREN VAN TUNNELS VOOR RAIL- EN WEGVERBINDINGEN



Eindrapportage

KIVI Koninklijk Instituut van Ingenieurs
Afdeling voor
Tunneltechniek en Ondergrondse Werken

29 augustus 1993

BOREN VAN TUNNELS VOOR RAIL- EN WEGVERBINDINGEN

Eindrapportage

KIVI Koninklijk Instituut van Ingenieurs
Afdeling voor
Tunneltechniek en Ondergrondse Werken

29 augustus 1993

INHOUDSOPGAVE

Blz.

0	SAMENSTELLING WERKGROEP EN SUBGROEPEN	7
1	INLEIDING	9
1.1	Voorgeschiedenis	9
1.2	Doelstelling	10
1.3	Gevolgde Werkwijze	10
1.3.1	De subgroepen	10
1.3.2	De werkgroep	10
1.3.3	De plenaire vergadering	11
1.3.4	Eindredactie	11
1.4	Is de doelstelling verwezenlijkt?	11
1.5	Dank	13
2	SAMENVATTING EN CONCLUSIES	15
2.1	Algemeen	15
2.2	Gebruikerswensen en -Eisen	15
2.3	Boortechniek	16
2.3.1	Type Schild	16
2.3.2	Type Lining	17
2.4	Effecten	18
2.5	Kosten en Planning	18
2.6	Bijkomende Technieken	19
2.7	Confrontatie Gebruiker versus Techniek	20
3	GEBRUIKERSWENSEN EN -EISEN	21
3.1	Algemeen	21
3.2	Wegverkeer	28
3.2.1	Algemeen	28
3.2.2	Alignement	29
3.2.3	Veiligheid	32
3.2.4	Onderhoud	39
3.2.5	Exploitatie	41
3.2.6	Dwarsdoorsnede	43
3.2.7	Literatuur	47
3.3	Spoorwegen	48
3.3.1	Algemeen	48
3.3.2	Alignement	49
3.3.3	Veiligheid	51
3.3.4	Onderhoud	53
3.3.5	Exploitatie	54
3.3.6	Dwarsdoorsnede	55
3.3.7	Literatuur	62



3.4	Stadsrailvervoer	63
3.4.1	Algemeen	63
3.4.2	Alignement	65
3.4.3	Veiligheid	66
3.4.4	Onderhoud	69
3.4.5	Exploitatie	70
3.4.6	Dwarsdoorsnede	72
3.4.7	Literatuur	75
4	BOORTECHNIEK	77
4.1	Inleiding	77
4.2	Enkele opmerkingen omtrent bouwtoleranties	77
4.3	Korte beschrijving van de techniek	78
4.4	Schachten	79
4.5	Diepteligging van de tunnel	80
4.6	Aspecten m.b.t. wetgeving	80
4.7	Zettingen	81
4.8	Beheersing van het grondwater	81
4.8.1	Verhoogde luchtdruk	81
4.8.2	Bronbemaling, eventueel in combinatie met verhoogde luchtdruk	82
4.8.3	Vloeistof- en gronddrukbalansschilden	83
4.9	Inleiding ontgravingssystemen	83
4.9.1	Ontgraven met de hand	83
4.9.2	Mechanisch ontgraven	84
4.9.3	Blind schild	84
4.9.4	Volmechanisch ontgraven met mechanische ondersteuning van het ontgravingsfront	84
4.9.5	Mechanisch ontgraven met ondersteuning van het ontgravingsfront door een vloeistof: vloeistofschilden	85
4.9.6	Volmechanisch ontgraven met mechanische ondersteuning, waarbij het ontgraven wordt beheerst met behulp van een gecompriëerd grond(-water)-mengsel: gronddrukbalansschilden	85
4.9.7	Grondscheidingsinstallaties	87
4.9.8	Gronddepots	88
4.10	Voorbeelden van boortechneken voor grotere tunneldiameters die relevant zijn voor Nederlandse omstandigheden	88
4.10.1	Voorbeelden van vloeistofschilden	89
4.10.2	Voorbeelden van gronddrukbalansschilden	97
4.10.3	Voorbeelden Mixschild	102
4.11	Toepassingsgebied van de verschillende soorten schilden	107
4.12	Vergelijking TBM's van Japans en Duits fabrikaat	110
4.13	Recente ontwikkelingen in de bouw van boortunnels in Japan	113
4.14	Tunnelmantel en liningtechnieken	116
4.14.1	Algemeen	116
4.14.2	Dubbelwandige Techniek	117
4.14.3	Enkelwandige Techniek	118
4.14.4	Lining Materiaal	119
4.14.5	Gewapend Beton Segmenten	122
4.14.6	Statisch rekenmodel lining	130



4.15	TBM staartafdichtingstechnieken	134
4.15.1	Rubberen staartafdichting	135
4.15.2	Staartafdichting middels staalborstels	136
4.15.3	Nood-staartafdichting	136
4.15.4	Keuze staartafdichting	137
4.16	Enkele uitvoeringsrandvoorwaarden	137
4.16.1	Inleiding	137
4.16.2	Ligging van de tunnel	137
4.16.3	Veiligheidsmaatregelen	139
4.17	Literatuur	141
4.17.1	Ontgravingssystemen	141
4.17.2	Tunnelmantel en Liningtechnieken	142
5	EFFECTEN	143
5.1	Algemeen	143
5.2	Geotechnische aspecten	143
5.2.1	Grondverkenning	143
5.2.2	Obstakels in de ondergrond	146
5.2.3	Invloed van het boren op de omgeving	147
5.2.4	Beïnvloeding Fundering van Omliggende Bebouwing	155
5.3	Trillingen	158
5.3.1	Tunnelvorm	159
5.3.2	Tunnelmassa	159
5.3.3	Fundatiewijze tunnel	159
5.3.4	Diepteligging tunnel	160
5.3.5	Studies naar trillingen	160
5.4	Overige Omgevingsbeïnvloeding	163
5.4.1	Waterkerende Voorzieningen	163
5.4.2	Bentoniet	164
5.5	Literatuur	165
6	KOSTEN EN RISICO'S	167
6.1	Algemeen	167
6.2	Uitgangspunten en Randvoorwaarden	167
6.3	Boorkosten	168
6.3.1	Algemeen	168
6.3.2	Bouwplaats	168
6.3.3	Boorinstallatie	169
6.3.4	Afvoer van Grond	170
6.3.5	Scheidingsinstallatie, Mixer	170
6.3.6	Lining	171
6.3.7	Groutinjectie	171
6.3.8	Leidingen en Kabels	172
6.3.9	Bentoniet	173
6.3.10	Energie	173
6.3.11	Onderhoud en Vervanging	174
6.3.12	Loonkosten	174
6.3.13	Totale kosten (bedragen x f 1000)	176
6.4	Kostenvergelijking	177



6.5	Kostenbesparingen	181
6.5.1	Tunnelboormachine	181
6.5.2	Bekisting van de segmenten	182
6.5.3	Praktijkvoorbeeld	182
6.5.4	Aanbeveling	182
6.6	Bijkomende Kosten	182
6.7	Risicofactoren	183
6.7.1	Bodemonderzoek	184
6.7.2	Het boorproces	184
6.7.3	De Boormachine	185
6.7.4	Effecten op de omgeving	185
6.7.5	Risico's ten aanzien van het eindproduct	186
6.7.6	Persoonlijke risico's	186
6.7.7	Veiligheidsvoorschriften	186
6.7.8	Overige risico's	187
6.8	Globale planning van de bouwtijd	187
6.9	Literatuur	188
7	BIJKOMENDE TECHNIEKEN	189
7.1	Algemeen	189
7.2	Bouwkuip technieken	191
7.2.1	Stalen Damwanden	191
7.2.2	Diepwanden	192
7.2.3	Palenwanden	193
7.2.4	Pneumatische Caissons	193
7.2.5	Putringen	194
7.2.6	Onderwaterbeton	195
7.2.7	Bentoniet-cementwanden	196
7.2.8	Bemaling	196
7.2.9	Buizenmethode	197
7.2.10	Hulpbruggen	198
7.2.11	Wanden-Dak methode	198
7.2.12	PVC-vliesconstructies	199
7.2.13	Chemische Injectie	199
7.2.14	VHP-grouting	200
7.2.15	Vriezen	201
7.3	Toepasbaarheid Bouwkuipmethoden	202
7.3.1	Start- en Ontvangtschacht	204
7.3.2	Vluchtschacht	205
7.3.3	Ventilatie-/materiaalschacht	206
7.3.4	Open In- en Uitritten	207
7.3.5	Gesloten In- en Uitritten	208
7.4	Uitbouw technieken	209
7.4.1	Bouwkuipen	210
7.4.2	Ondergrondse Uitbouw technieken	210
7.5	Toepassing Uitbouw technieken	215
7.5.1	Algemeen	215
7.5.2	Vergroting van de Buisdiameter	215
7.5.3	Splitsing van Tunnelbuizen	219
7.6	Literatuur	219

8	CONFRONTATIE GEBRUIKERSWENSEN EN -EISEN VERSUS TECHNIEK	221
8.1	Veiligheid	221
8.2	Stations	221
8.3	Tunneldiameter	221
8.3.1	Optimalisatie	221
8.3.2	Standaardisatie	222
8.3.3	Maximum Diameter	223
I	BIJLAGE I Overzicht van uitgevoerde en in uitvoering zijnde Europese boortunnel projecten	225
II	BIJLAGE II Voorbeeld locaties: Amsterdam, Rotterdam en Utrecht	227
II.1	Amsterdam	227
II.1.1	Bodemopbouw	227
II.1.2	Diepteligging	228
II.1.3	Invloed op de omgeving	230
II.1.4	Dimensioneringsaspecten	231
II.1.5	Konklusies en aanbevelingen	232
II.1.6	Literatuur	232
II.2	Rotterdam	233
II.2.1	Bodemopbouw	233
II.2.2	Diepteligging	233
II.2.3	Invloed op de Omgeving	234
II.2.4	Dimensioneringsaspecten	237
II.2.5	Literatuur	237
II.3	Utrecht	238
II.3.1	Bodemopbouw	238
II.3.2	Varianten diepteligging	238
II.3.3	Invloed op de omgeving	239
II.3.4	Dimensioneringsaspecten	240
III	BIJLAGE III Resultaten Plaxis-berekeningen	241

SAMENSTELLING WERKGROEP EN SUBGROEPEN

Aan dit rapport hebben de volgende personen meegewerkt:

Werkgroep:

Prof. ir. A. Glerum (voorzitter)	TU Delft
Ir. W.L. Leendertse (secretaris)	Bouwdienst Rijkswaterstaat, Utrecht
Ir. J. v. Ammers	DHV Milieu & Infrastructuur, Amersfoort
Ing. R. Nawijn	NS Infrabeheer If 531, Utrecht
Ir W.P.S. Janssen	TEC-HASKONING, Nijmegen
Ing. J.H. Jonker	NS Ingenieursbureau, Utrecht
Ir. S.F. de Ronde	SAT Engineering (G&P), Den Haag
Ing. F. Brink (toehoorder)	Stedelijk Beheer Amsterdam

Subgroep Gebruikerswensen en -Eisen:

Ir. J. v. Ammers (voorzitter)	DHV Milieu & Infrastructuur BV, Amersfoort
Ing. R. Nawijn (secretaris)	NS Infrabeheer If 531, Utrecht
Ing. L.W.E. Faber	Stadsbeheer Den Haag
Ing. H.J. Hagen	Hollandse Beton- en Waterbouw BV, Gouda
Ing. W.B. Hofland	RET, Rotterdam
Ir. G.J. de Koo	SAT Engineering (G&P), Hoorn
Ing. G. Kooijman	Bouwdienst Rijkswaterstaat, Utrecht
Ir. G.L.J. de Ruiter	Ballast Nedam Beton en Waterbouw, Amstelveen
H.G. Smaal	Gemeentelijk Vervoer Bedrijf Amsterdam
Ing. W.K. Venema	Strukton Betonbouw BV, Maarssen

Subgroep Boortechniek:

Ir. S.F. de Ronde (voorzitter)	SAT Engineering (G&P), Den Haag
Ir. W.L. Leendertse (secretaris)	Bouwdienst Rijkswaterstaat, Utrecht
Ir. F. de Boer	NS Ingenieursbureau, Utrecht
Ir. H.J.C. van den Broek	Van Hattum en Blankevoort BV, Beverwijk
Ir J.H. van Dalen	Gemeentewerken Rotterdam Ingenieursbureau
Ir. M.A. de Graaf	Ingenieursbureau Amsterdam, Amsterdam
Ir. H.J.A.M. Hergarden	Grondmechanica Delft
Ir. M.S. Langhout	Hollandse Beton- en Waterbouw BV, Gouda
Ing. J. van Limbergen	DHV Milieu & Infrastructuur BV, Amersfoort
Ir. V.L. Molenaar	Ingenieursbureau Ir V.L. Molenaar BV, Breda
Dipl. ing. H.J. Sager	Philipp Holzmann, Düsseldorf, Duitsland
Ing. T.J.N. Vinks	Dirk Verstoep, Rotterdam
Dipl. ing. E.R.W. Winkler	Wayss & Freytag, Eppstein, Duitsland

Subgroep Bijkomende Technieken:

Ir W.P.S. Janssen (voorzitter)

Ing. J.H. Jonker (secretaris)

Ing. J.G.M. Bos

Ing. A.F. Hertsenberg

Ir R.W.M.G. Heymans

Ing. H. Hoos

Ir. P.C.J. de Kort

Ing. A.A. Proper

Ir. L. de Quelerij

Ir. Ph. Salm

Ing. A. Topper

Ir. H. van Veen

Ir. J.H. Wendrich

TEC-HASKONING, Nijmegen

NS Ingenieursbureau, Utrecht

Grontmij NV, De Bilt

Rijkswaterstaat Bouwdienst, Utrecht

BV Articon, Amersfoort

Gemeentewerken Rotterdam Ingenieursbureau

Franki International, Capelle a/d IJssel

Kon. Aannemingsmij. van Drunen BV, 's Hertogenbosch

Fugro BV, Leidschendam

Dienst Openbare Werken gemeente Utrecht

Ballast Nedam Beton en Waterbouw, Leerbroek

Dirk Verstoep, Rotterdam

SAT Engineering (D3BN), Amsterdam

Eindredactie:

Ir. J.C. Schalkwijk

Ir. R.F. Woldringh

DHV Milieu & Infrastructuur BV, Amersfoort

DHV Milieu & Infrastructuur BV, Amersfoort

1 INLEIDING

1.1 Voorgeschiedenis

In zijn brief d.d. 15 oktober 1991 gericht aan alle werkgroep- en subgroepleden werd door ing. F. Brink, namens het bestuur van de Afdeling voor Tunneltechniek en Ondergrondse Werken van het KIVI ingesteld de werkgroep Boren van tunnels voor rail- en wegverbindingen.

De instellingsbrief kwam niet uit de lucht vallen. Sinds het verschijnen van het rapport "Boortechnieken voor utilitaire tunnels en hun toepassingsmogelijkheden" in oktober 1988 (geschreven door een andere werkgroep van de Afdeling) bleek de belangstelling voor boortunnels met grotere diameters dan voor leidingtunnels snel toe te nemen. Op diverse plaatsen in ons land werden plannen gemaakt voor geboorde tunnels voor de "grote" infrastructuur. Geen wonder in een land, waar enerzijds de infrastructuur sterk moet worden verbeterd en uitgebreid en anderzijds de beperkte ruimte noopt tot behoud en zo min mogelijk verstoren van de bestaande omgeving. Tot de plannen behoorden onder meer de noord-zuid sneltramlijn in de binnenstad van Amsterdam, de spoorverdubbeling in Delft, de langzaamverkeertunnel bij Heinenoord, de passage van de HSL onder het Hollandsch Diep en sneltramplannen in Den Haag en Utrecht.

Waarop zoveel plaatsen boorstudies werden verricht en waar zoveel kundigheid aanwezig is bij de leden van de Afdeling, leek het het bestuur van de Afdeling alleszins zinvol de verspreide kennis bijeen te brengen betreffende een aanlegtechniek, die omgevingsvriendelijker is dan andere bouwwijzen. Temeer daar deze techniek, alhoewel hier nog niet eerder toegepast, zonder meer toepasbaar is in Nederland.

Tijdens de KIVI-bijeenkomst op 16 mei 1991, werd na een lezing door prof. K. Scheelhaase uit Hannover, Duitsland, over de keuze tussen boren en tunnelbouw vanaf straatniveau, door de ca. 150 aanwezigen gediscussieerd over een startnotitie, opgesteld door ing. F. Brink. De notitie bevatte voorstellen voor studie-onderwerpen voor een eventuele werkgroep. Evenals het afdelingsbestuur achtten de aanwezige leden een dergelijke werkgroep zeer zinvol. Andere ideeën werden aangedragen, terwijl meer dan 50 personen zich opgaven voor deelname aan de werkgroep en de voorgestelde drie daaronder resorterende subgroepen, die elk een apart onderdeel bestreken (respectievelijk gebruikers-wensen en eisen, boortechniek en bijkomende technieken voor werken, zoals schachten, toeritten, verbindingsgangen e.d.).

De resultaten van de 16 mei 1991-bijeenkomst werden door de bestuursleden Brink en Koenekoop verwerkt in een brief met bijlagen, die op 1 juli 1991 om commentaar werd gestuurd aan diegenen, die zich op 16 mei hadden aangemeld voor deelname (inmiddels hadden anderen zich alsnog aangemeld).

Het aantal werkgroepdeelnemers dreigde te groot te worden om nog efficiënt te kunnen werken, zelfs bij een verdeling over de drie subgroepen. Vandaar dat Brink en Koenekoop de ondankbare taak kregen dit hartverwarmende enthousiasme af te remmen. In de uiteindelijke instellingsbrief werd het aantal werk- en subgroepleden iets teruggebracht.

Daarbij is ernaar gestreefd in iedere subgroep een evenwichtige verdeling tussen de verschillende disciplines te krijgen (overheids- en particuliere ingenieurbureaus, aannemers en, vooral in de subgroep gebruikerswensen en -eisen ook vervoersbedrijven). Met deze beperking is aan een aantal personen (en bedrijven) ongetwijfeld onrecht aangedaan: ook zij zouden een goede inbreng gehad kunnen hebben.

1.2 Doelstelling

De doelstelling als geformuleerd in het voorstel voor de te bestuderen onderwerpen van 1 juli 1991 is:

"Doel van de studie is het in kaart brengen van de toepassingsmogelijkheden van de boortechniek voor rail- en wegverbindingen, door het bijeenbrengen van thans op diverse fronten beschikbare kennis alsmede de wensen en eisen van gebruikers, teneinde het ondergronds aanleggen van infrastructurele voorzieningen, zonder onnodige hinder aan het oppervlak te stimuleren".

1.3 Gevolgde Werkwijze

1.3.1 De subgroepen

Ieder van de subgroepen besprak -in vele vergaderingen- het eigen gebied en schreef vervolgens het betreffende rapportgedeelte. Omdat het eigen gebied omvangrijk was, werd dit veelal opgedeeld in deelgebieden, die werden behandeld door zogenaamde studiegroepen (kleine commissies van deskundigen bestaande uit leden van de betreffende subgroep).

1.3.2 De werkgroep

In de werkgroep hadden zitting de voorzitters en secretarissen van de drie subgroepen. De voorzitter van de werkgroep was A. Glerum, die geen zitting had in (één van de) subgroepen. Twee vergaderingen werden bijgewoond door F. Brink. De werkgroep volgde de voortgang van de subgroepen, becommentariëerde de binnengekomen rapportgedeelten (later het gehele rapport), en wees "witte vlekken" aan.



1.3.3 De plenaire vergadering

Op 27 oktober 1992 vergaderden de subgroepen en de werkgroep gezamenlijk. Op de toen beschikbare rapportgegevens werd commentaar over en weer uitgewisseld.

1.3.4 Eindredactie

De toegeleverde rapportgedeelten waren verschillend van karakter. Dit kon ook niet anders, omdat zovelen hadden meegewerkt. Om toch te komen tot een zoveel mogelijk éénduidig eindrapport werden gelden beschikbaar gesteld voor een eindredacteur door de Bouwdienst van Rijkswaterstaat en het Ingenieursbureau van de Nederlandse Spoorwegen. De eindredactie werd verzorgd door DHV Milieu en Infrastructuur B.V., met name door ir. J.C. Schalkwijk en door ir. R.F. Woldringh. Hun bewerking van de door de subgroepen toegeleverde rapportgedeelten werd becommentarieerd door de werkgroep.

Op 27 mei 1993 is de concept-eindversie voor een laatste commentaar toegezonden aan de leden van de subgroepen. Dit commentaar is, na beoordeling door de werkgroep, zoveel mogelijk verwerkt in het voor u liggende eindrapport. Daarbij dient de lezer te bedenken, dat commentaar soms tegenstrijdig is.

1.4 Is de doelstelling verwezenlijkt?

Als men de doelstelling als geformuleerd in de instellingsbrief aandachtig leest is het antwoord: ja, de kennis inzake de boortechniek -beschikbaar op diverse fronten- is in kaart gebracht. Bij die kennis werd op het moment van schrijven van de doelstelling gedacht aan de kennis aanwezig in Nederland. Het is een voorrecht dat ook Belgische en Duitse specialisten inzake de boortechniek hebben meegewerkt in de subgroepen "boortechniek" en "bijkomende technieken", waardoor de grote ervaring uit die landen is ingebracht. Dat betekent een verrijking.

Eén punt is echter minder uit de verf gekomen en dat is de confrontatie tussen gebruikerseisen en wensen enerzijds en de specifieke mogelijkheden en beperkingen van de boortechniek anderzijds. Dat ligt zeker niet aan het enthousiasme en de grote inbreng en kundigheid van de werk- en subgroepleden. Het tegendeel is eerder waar. Maar het heeft alles te maken met de geschiedenis van de tunnelbouw in Nederland: een ruim vijftig jaar lange ervaring met de bouw (en de verdere ontwikkeling) van rechthoekige dwarsprofielen in gewapend beton volgens de afzink-, de cut-and-cover- en de pneumatische caissonmethode en het niet vertrouwd zijn met de cirkelvormige doorsnede van de boormachine (en de hoefijzervorm van vele rotstunnels).

Vanuit deze ervaring en vertrouwdheid met de rechthoekige doorsnede zijn de diameters ontstaan van boortunnels voor de verschillende verkeerssoorten, zoals die zijn weergegeven in de figuren 3.1. t/m 3.4. van dit rapport. De diameters zijn veelal groter dan die voor vergelijkbare verkeerssoorten in bijlage I, waar een overzicht is gegeven van een aantal in Europa gebouwde en in uitvoering zijnde boortunnels.

Bij de traditionele Nederlandse tunnelbouwmethoden was en is het relatief eenvoudig (en dus goedkoop) om te voldoen aan bepaalde -op zich legitieme- wensen: een gevraagde verbreding van het dwarsprofiel leidt niet tot een kwadratisch-evenredige toename van het te ontgraven oppervlak zoals bij een cirkelvormige doorsnede; de gewenste vluchtdeur in autotunnels om de 100 m in wegverkeerstunnels is geen enkel probleem bij afgezonken tunnels (en is zelfs uit de element-lengte van dit tunneltype ontstaan), maar heeft ingrijpende consequenties voor een boortunnel; de wens van stedelijke vervoersbedrijven om en middenperrons en dubbelsporige buizen toe te passen is bij de traditionele technieken nog ten dele te realiseren, bij geboorde tunnels leidt dit tot complexe oplossingen. Daarom zal in de praktijk vaak een combinatie van de boortechniek en conventionele technieken overwogen moeten worden ter plaatse van overloopwissels en stations.

Daarmee wil zeker niet gezegd zijn, dat de Nederlandse wensen te hoog zijn: zij zijn beredeneerd vanuit de vertrouwde technieken. Anderzijds kan echter zeker niet worden beweerd, dat in de ons omringende landen wat te gemakkelijk is afgedongen op de eisen en wensen van de gebruikers: door de langere ervaring met cirkelvormige en andere gebogen doorsneden is men wat meer naar elkaar toegroeid.

Het was de bedoeling om de vertaalslag van "rechthoekige" naar cirkelvormige eisen en wensen reeds in dit rapport vast te leggen. Dat dit te optimistisch was, volgt reeds uit het grote aantal verschillende verkeerstypen dat in dit rapport wordt beschreven en uit het feit dat het onmogelijk is om voor al die typen harde uitspraken te doen, zeker indien deze een versoepeling van de huidige normen inhouden. Zo bestaat er nog geen integrale veiligheidsbeschouwing toegesneden op tunnels.

Wil dit nu zeggen dat de in dit rapport verzamelde eisen- en wensen niet goed bruikbaar zouden zijn voor boortunnels? Het tegendeel is waar: zij geven zeer goede indicaties voor een voorontwerp. Dit destemee omdat veelal de overwegingen zijn vermeld, waarom tot die eisen en wensen is gekomen. Maar per project zal men zich nader moeten bezinnen op de vraag of de gehanteerde wensen en eisen niet een verdere toetsing behoeven op de economische toepassing van de boormethode. Zaken als snelheid, materieel, en veiligheid kunnen daarbij aan de orde komen.

Vooruitlopend op het oordeel van de lezers, kan dan ook gesteld worden, dat de werkgroep en de subgroepen de doelstelling hebben verwezenlijkt en daarmee hebben bijgedragen aan de toepassing van de boortechniek in Nederland. Een techniek die in ons dichtbebouwde land grote voordelen biedt.

1.5

Dank

De Afdeling voor Tunneltechniek en Ondergrondse Werken van het KIVI bedankt de leden van de werkgroep en van de subgroepen voor het vele en goede werk, dat zij hebben verricht. Die dank geldt ook de werkgevers die bereid waren hun werknemers tijd te laten besteden aan dit gezamenlijk geschreven rapport. Dit laatste doet niets af aan het feit, dat veel is geschreven in de avonduren: de wil en de bereidheid om kennis uit te dragen moet er ook "van bovenaf" zijn. Een kennis, die gretig zal worden opgepakt door de velen, die nu en in de toekomst betrokken zullen zijn bij boortunnel-projecten. Een kennis, die ook zeer welkom zal zijn bij studenten aan de H.B.O's en T.U.'s voor hun afstudeerprojecten. Nu nog studenten bezig met veelal imaginaire projecten, straks ingenieurs die meewerken aan werkelijke boortunnelprojecten.

Dank ook aan de Bouwdienst van Rijkswaterstaat en het Ingenieursbureau van de Nederlandse Spoorwegen voor de gelden die zij beschikbaar stelden voor de eindredactie. En niet in de laatste plaats:
dank aan de eindredacteurs Schalkwijk en Woldringh.

A. Glerum

Voorzitter Afdeling Tunneltechniek
en Ondergrondse Werken van het KIVI'

2 SAMENVATTING EN CONCLUSIES

2.1 Algemeen

In dit rapport wordt een overzicht gegeven van de stand van zaken van boortunnels voor rail- en wegverbindingen vanuit het gezichtspunt van de gebruiker, de techniek en de omgeving. Tot op heden zijn in Nederland nog geen boortunnels voor rail- en wegverbindingen uitgevoerd. Wel bestaan er verschillende projecten waar boortunnels toegepast zouden kunnen worden, zoals:

- de Westerschelde Oeververbinding;
- de kruising van de HSL met het Hollandsch Diep;
- de Noord-Zuid metro/sneltram verbinding in Amsterdam;
- spoorverdubbeling in Delft;
- metro uitbreiding Rotterdam;
- tracédelen van de Betuwelijn;
- langzaam verkeertunnel Heinenoord.

Gezien de uitgevoerde projecten in vergelijkbare grondsoorten elders in de wereld is aangetoond dat het realiseren van boortunnels in Nederland technisch haalbaar is.

2.2 Gebruikerswensen en -Eisen

In hoofdstuk 3 zijn voor de verschillende vervoerswijzen (wegvervoer, spoor-wegen en stadsrailvervoer) de huidige wensen en eisen geformuleerd waaruit specifieke randvoorwaarden naar voren komen. Hierbij is gekeken naar de volgende onderwerpen:

1. Alignement (hellingen, boogstralen en verkanting);
2. Veiligheid (vluchtwegen, ventilatie, brand, explosies, operationele veiligheid en noodprocedures);
3. Onderhoud (reinigen, duurzaamheid, zettingen en inspectiemogelijkheden);
4. Exploitatie (voertuigtype, materieel, stations, bergingszone/vluchtstrook, overloopwissels/uitwijk- en opstel mogelijkheden, uitwijkhavens, crossings, signalering, beveiliging en buitendienststelling);
5. Dwarsdoorsnede (aantal rijstroken/sporen en rijrichting, Profiel van Vrije Ruimte (PVR) en technisch ruimtegebruik);

De wensen en eisen ten aanzien van het alignement voortkomend uit ontwerpsheden, rijcomfort en zichtafstanden, bepalen met name het verloop van de tunnel.

De veiligheid van de gebruiker moet gewaarborgd worden tijdens normaal gebruik van de tunnel en tijdens calamiteiten. De huidige veiligheidswensen en -eisen zijn gebaseerd op tunnels met een rechthoekige doorsnede, waarbij een aantal maatregelen zonder veel extra kosten of moeite ingebracht kunnen worden.

Voor een geboorde tunnel geven deze eisen, als deze onverkort worden overgenomen, in een aantal gevallen een vergroting van de diameter en daarmee verhoging van de kosten. Het verdient aanbeveling om een aantal wensen en eisen in dit opzicht te herevalueren, waarbij niet alleen moet worden gedacht aan de diameter maar ook aan bijkomende voorzieningen, zoals dwarsverbindingen.



De lokale brandweer, politie en andere hulpdiensten kunnen aanvullende eisen formuleren ten aanzien van de veiligheid. De behoefte bestaat aan een nationale regelgeving c.q. wet.

Onderhoud van de tunnel zal in het algemeen niet of nauwelijks invloed hebben op het ontwerp van een geboorde tunnel met uitzondering van de tunnelwand. Gezien de hoge kosten worden er hoge eisen gesteld aan de technische levensduur van een geboorde tunnel, orde grootte 100 jaar.

De wensen en eisen ten aanzien van de exploitatie van de tunnel stellen eisen ten aanzien van het dagelijks gebruik, flexibiliteit, veiligheid en gebruiksgemak.

De dwarsdoorsnede van de tunnel wordt bepaald door met name het aantal rijbanen (sporen), het PVR en de layout en afmetingen van stations. Bij hogere snelheden speelt in spoorwegtunnels bovendien de drukgolfproblematiek een rol die een vergroting van de tunneldiameter kan vereisen. De loze ruimtes in de doorsnede zullen zoveel mogelijk voor het herbergen van onder andere kabels, leidingen, (relais)kasten, seinen, ventilatiekanalen, ventilatoren en eventueel faciliteiten voor derden gebruikt worden.

2.3 Boortechiek

2.3.1 Type Schild

Een boortunnel wordt geboord vanuit een vanaf het maaiveld gerealiseerde schacht naar een andere schacht. In principe kunnen bij een boortunnel meerdere technieken toegepast worden (zie hoofdstuk 4). Kenmerkend voor boortunnels is de techniek waarmee de in principe ronde tunnelbuis gemaakt wordt.

Voor het maken van alle overige bijkomende onderdelen (zie hoofdstuk 7) van een tunnel kan onderscheid gemaakt worden tussen:

- bouwkuiptechnieken voor het maken van b.v. de toegangsschachten, ventilatieschachten, op- en afritten en
- uitbouwtechnieken voor het plaatselijk vergroten van de tunneldiameter b.v. bij stations en voor het splitsen van de tunnelbuis.

De verschillende hiervoor ter beschikking staande technieken worden toegelicht en waar en wanneer deze het beste toegepast kunnen worden. De meeste van deze technieken worden ook bij andere civiele projecten met succes toegepast.

Het accent van dit rapport ligt voor wat betreft de techniek dan ook op het boren.

De keuze van het ontgravingsstelsel, dat in het schild wordt toegepast hangt voornamelijk af van de grondsoort(en) waarin wordt getunneld, van de grondwateromstandigheden en van de mate waarin zettingen moeten worden beheerst.

Gezien de Nederlandse omstandigheden en de huidige stand van de techniek komen slechts vloeistofschilden, gronddrukbalansschilden of mixschilden in aanmerking. Kenmerkend voor deze moderne schildsystemen is dat tijdens volmechanisch boren van zachte grondsoorten (grind, zand, silt en klei) in grondwater de grond aan het ontgravingsfront optimaal ondersteund wordt door een nauwkeurig onder druk gehouden vloeistofmengsel of grondbrij, zonder toepassing van de bij de conventionele schildtypen noodzakelijke verhoogde luchtdruk aan het boorfront.

Bij vloeistofschilden geschiedt het ontgraven in een met steunvloeistof (water met bentoniet) gevulde ruimte. Het ontgraven gebeurt in de vloeistof door een open of een vrijwel geheel gesloten graafwiel.

Bij de gronddrukbalansschilden (Earth Pressure Balance Shield, kortweg EPB-schild genoemd) wordt de door het graafwiel ontgraven grond eerst opgevangen in de werkkamer. Uit de werkkamer wordt de grond verwijderd door een in een buis ondergebrachte schroefvijzel. De grond wordt uit deze 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.

De grondprop kan ook gevormd worden door gebruik te maken van twee achter elkaar gelegen schroefvijzels die met verschillende snelheden draaien.

De ontwikkeling van het mixschild is het logische gevolg van de opgedane ervaringen met de schildmethode in Europa. Met name bij wisselende grondsoorten bleek het niet economisch om met één zelfde ontgravingsmechanisme te werken. Het mixschild kan binnen enkele dagen omgebouwd worden van het ene schildtype naar een ander - afgestemd op de aanwezige grondsoort - hetgeen tot belangrijke besparingen kan leiden.

Nieuwe ontwikkelingen in de schildtechnologie uit Japan zijn:

1. Het DOT-systeem (Double O Tunnel), een schild samengesteld uit twee elkaar enigszins overlappende schilden;
2. Triple face slurry shield;
3. Flexible section shield, waarmee het mogelijk is om verschillende dwarsdoorsnedevormen te boren;
4. Elliptical shield.

De schilden 3 en 4 zullen voorlopig alleen bij tunnels met kleinere afmetingen ingezet worden.

2.3.2 Type Lining

Direct achter de Tunnel Boor Machine (TBM) moet de lining (tunnelmantel) aangebracht worden.

De primaire functie van de tunnel lining is weerstand bieden tegen de gronddruk en indien de tunnel geheel of gedeeltelijk onder water ligt, de waterdruk. Tijdens de aanleg van de tunnel dient de lining ook de reactiekrachten van het schild op te nemen.

Onderscheid kan worden gemaakt tussen meerwandige en enkelwandige systemen. Een van de belangrijkste rollen speelt hierin de eis met betrekking tot de waterdichtheid van de tunnel. Bij de ontwikkeling van meerwandige systemen naar enkelwandige systemen is deze dan ook bepalend geweest.

Bij de meerwandige systemen zorgt de tweede laag voor de waterdichtheid.

Tegenwoordig worden meestal gewapend beton segmenten gebruikt. Verder worden ook geëxtrudeerd beton en gietijzer toegepast.

Om zettingen te voorkomen wordt de ruimte tussen de tunnel lining en het boorgat tijdens het voortschuiven van het schild onmiddellijk volgeperst met cement-grout.

De afdichting van de spleet tussen de binnenkant van het schild en de buitenkant van de gemonteerde tunnelling is een zeer belangrijk onderdeel van het boorproces. Dit kan gebeuren met een rubberen staartafdichting of een staartafdichting van staalborstels. Naast de reguliere staartafdichting moet ook een nood-staartafdichting, bestaande uit een met lucht te vullen slang, aanwezig zijn.

2.4 Effecten

De belangrijkste effecten (zie hoofdstuk 5) van een boortunnel in de uitvoeringsfase respectievelijk de eindfase zijn:

- De maaiveldzettingen ten gevolge van het "tunnel-volume-verlies" (zijnde het verschil tussen de werkelijke hoeveelheid ontgraven grond en het theoretische tunnelvolume);
- Invloed op bestaande funderingen en
- Trillingshinder

2.5 Kosten en Planning

Een kostenindicatie is gemaakt voor een project bestaande uit 2 buizen met ieder een lengte van 2.5 km en met verschillende boordiameters (6, 8, 10 en 13 m). Hierbij is alleen naar het boren gekeken. Alle overige kosten posten zijn buiten beschouwing gelaten, omdat deze per project te veel van elkaar verschillen.

De uitvoeringskosten voor het boren komen uit op 110 miljoen gulden voor de kleinste diameter tot 310 miljoen gulden voor de grootste diameter. De cijfers zijn vergeleken met een voor de Bouwdienst RWS uitgevoerde studie van Mott MacDonald over geboorde tunnels in Nederland. Uit beide onderzoeken blijkt dat voor een tunnel met een geboord tunneldeel van 3000 m lengte, bestaande uit 2 buizen elk met een inwendige diameter van 10 m, de boorkosten liggen tussen de f 80.000,= en f 110.000,= per strekkende meter.

Het uitvoeren van boortunnels kent risicofactoren. Deze risico's zijn doorgaans hoger, dan bij normale civiele werken. De risicofactoren zijn grotendeels afhankelijk van de omstandigheden in de ondergrond en onvoorziene factoren, welke daarbij een rol spelen. Men moet daarbij bedenken, dat het boorproces door de aard ervan maar beperkt waarneembaar is en dat mede daardoor de ervaring en kennis van betrokkenen van het allergrootste belang is.

Het ligt voor de hand, dat de risicofactoren uiteindelijk een invloed zullen hebben op de eindprijs van het project, de tijdsduur van realisering en de exploitatiekosten. Een belangrijke factor hierbij is, dat het proces veelal afhankelijk is van één machine, die dag en nacht werkt. Als om welke reden dan ook de produktie tegenvalt, zal men moeilijk kunnen versnellen.

Voor een totale planning van een boortunnel project dient ook het voortraject (grondonderzoek, ontwerp, prequalificatie, aanbesteding, beoordeling en opdracht verlening) te worden betrokken. Dit kan van project tot project variëren. De veronderstelling, dat een boortunnel in de voorbereiding sneller kan gaan dan bijvoorbeeld een "cut and cover" tunnel is nog niet bewezen.

Ten aanzien van de risico's voor de "omwonende" (zettingen) zou een opzet dienen te worden gecreëerd zoals bij wateronttrekking het geval is.

Verder voorziet de Nederlandse wetgeving niet in de problematiek van het boren onder iemands eigendom.

De voortraject activiteiten zullen in totaal 2 tot 2.5 jaar vergen.

Voor de bouwtijd zijn de volgende tijdsduren aan te houden:

1. Ontwerp boormachine: 3 maanden
2. Bouw boormachine: 9 maanden
3. Bouw van de schacht: 6 - 9 maanden, samenvallend met 2
4. Installatie: 1 - 3 maanden
5. Aanloop periode: 2 - 4 maanden
6. Boren: afhankelijk van de lengte gemiddeld 50 tot 100 m per week
7. Omzetten van de machine: 1 maand
8. Aanloop periode: 1 maand
9. Boren: wederom gemiddeld 50 tot 100 m per week
10. Demontage: 1 maand
11. De afbouw van de tunnel wordt bepaald door de bestemming, het aantal stations, etc.

2.6 Bijkomende Technieken

Als onderdeel van de totale eindrapportage is een onderzoek gedaan naar beschikbare bijkomende technieken die nodig zijn voor het kunnen realiseren van geboorde tunnels.

Onderscheid kan gemaakt worden tussen bouwkuiptechnieken en ondergrondse uitbouwtechnieken. Hiertoe is een overzicht gegeven van de verschillende bouwmethodieken die hiervoor in aanmerking zouden kunnen komen en is van iedere bouwmethodiek een korte beschrijving gegeven.

Onderzocht zijn de bouwkuiptechnieken die kunnen worden toegepast voor de bouw van:

- start- en ontvangtschachten;
- toegangsschachten ten behoeve van vluchtroutes, ventilatie en combinaties van materialenaanvoer en ventilatie;
- op- en afritten.

Tevens zijn uitbouwtechnieken onderzocht voor:

- Vergroting van de buisdiameter voor b.v. stations, opstelsporen of overloopwissels;
- Splitsing van tunnelbuizen.

Op grond van het uitgevoerde onderzoek kan worden geconcludeerd dat voor de Nederlandse bodemopbouw voldoende bijkomende technieken beschikbaar zijn voor het kunnen realiseren van geboorde tunnels. Welke bijkomende techniek in een specifiek geval de voorkeur heeft is niet in het algemeen aan te geven, maar wordt sterk bepaald door de lokale omstandigheden.

2.7 Confrontatie Gebruiker versus Techniek

In hoofdstuk 8 wordt gesignaleerd welke gebruikerswensen en -eisen een duidelijke beperkende rol spelen voor het toepassen van de boortechniek. Het betreft hier wensen en eisen op het gebied van onder andere de veiligheid en de dwarsdoorsnede.

3 GEBRUIKERSWENSEN EN -EISEN

3.1 Algemeen

De in dit hoofdstuk vermelde gebruikerswensen en -eisen vormen slechts een momentopname. Als gevolg van gewijzigde inzichten, technische ontwikkelingen en/of invloeden vanuit de maatschappij, zijn, mede deze wensen en eisen voortdurend aan verandering onderhevig. De genoemde getalswaarden hebben daarom een indicatieve waarde en kunnen niet zonder meer voor ontwerp-doeleinden worden gebruikt.

Bij de indeling van dit hoofdstuk wordt een onderscheid naar de belangrijkste vervoerswijzen gemaakt:

- par. 3.2 Wegvervoer
- par. 3.3 Spoorwegen
- par. 3.4 Stadsrailvervoer

Per vervoerswijze worden steeds de volgende onderwerpen behandeld:

- Alignement,
- Veiligheid,
- Onderhoud,
- Exploitatie,
- Dwarsdoorsnede.

De paragraaf over het wegverkeer is breed opgezet en bevat veel algemene informatie die ook voor de andere vervoerswijzen van belang is. Omwille van de leesbaarheid van het rapport wordt deze algemene informatie niet in de daarop volgende paragrafen herhaald.

Wanneer de informatie specifiek op de boortechniek van toepassing is zal ter onderscheiding in de tekst een kleine lettertype worden gebruikt.

In tabel 3.1 wordt allereerst een zo volledig mogelijk overzicht van de geometrische ontwerpeisen per vervoerswijze gegeven. Deze gebruikerswensen en -eisen betreffen de baangeometrie en de te hanteren dwarsdoorsnede. In de volgende paragrafen zullen deze ontwerpnormen meer specifiek worden behandeld en toegelicht.

Ter inleiding van de in dit hoofdstuk te behandelen onderwerpen wordt in tabel 3.2 een voorlopig overzicht van de verschillende dwarsdoorsnedes en de daarbij behorende (boor)diameters gegeven. Dit overzicht is naar opklimmende diameter gerang-schikt en geeft een eerste indruk bij welk type dwarsprofiel aan welke (boor)diameter moet worden gedacht. De in de tabel genoemde inwendige diameter betreft de minimaal vereiste diameter zoals deze op grond van de gebruikerswensen en -eisen is bepaald. Ter bepaling van de werkelijke boordiameter dienen hierbij dus nog de wanddikte en de benodigde bouwtoleranties te worden opgeteld.

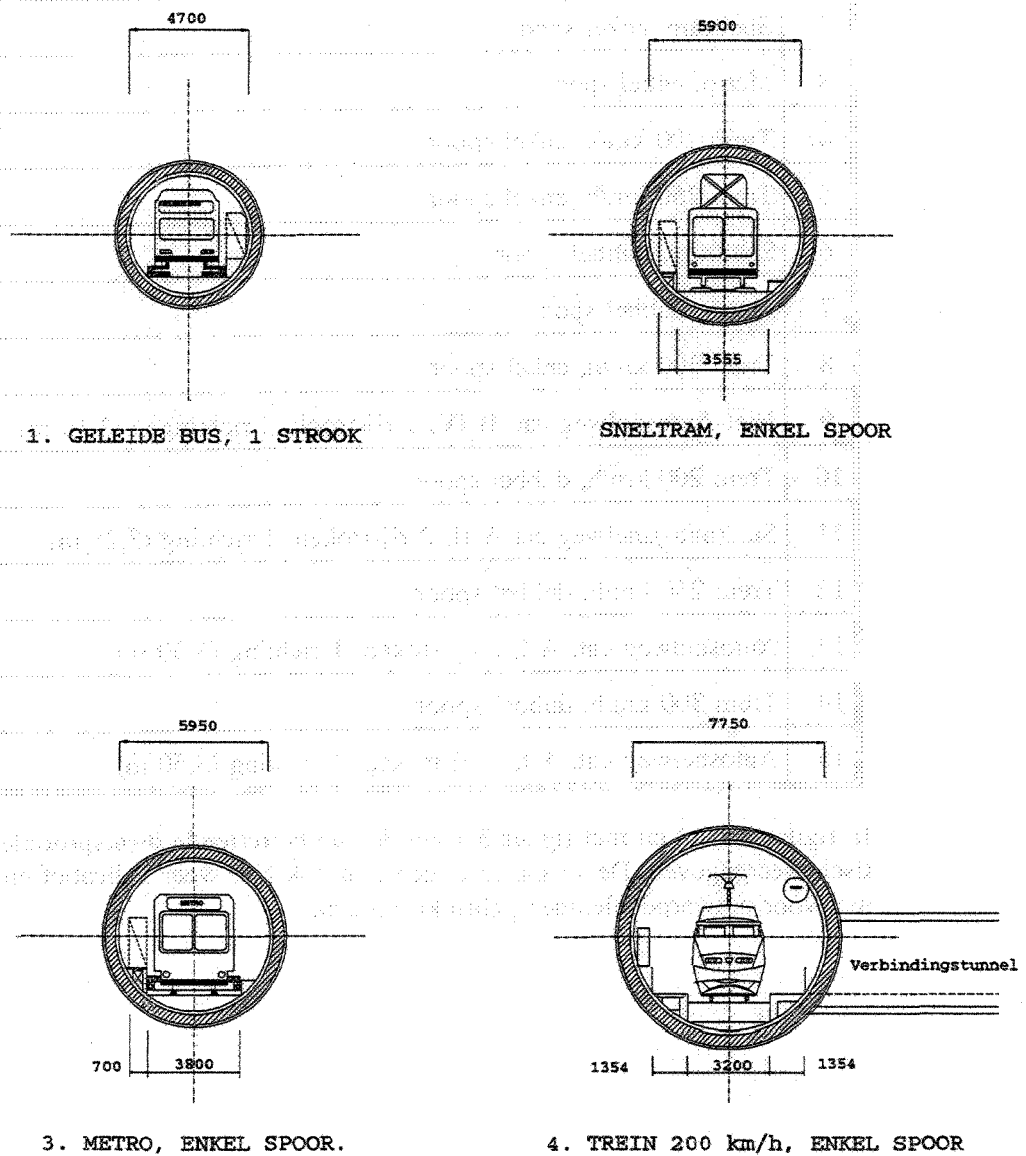
tabel 3.1 Overzicht gebruikerswensen en -eisen.

GEBRUIKERSEISEN EN -WENSEN		WEGVERVOER			SPOORWEGEN			STADSRAILVERVOER		
		cat.AI autosnelweg	cat.AII stadsautoswg	cat.BIV niet-autoswg	Reizigers	Goederen	HSL	Metro	Sneltram	Geleide Bus
Geometrie.										
ontwerpsnelheid	[km/h]	120	90	80	160	80	300	110	70	80
max. helling	[%]	4.5	4.5	5	2.5	2.5	2.5	4	4	6
gewenste helling	[%]				0.5	0.5	0.5	1	1	1
min. horizontale boogstraal	[m]	750	350	260	1700	800	4500	240	240	135
gewenste horizontale boogstraal	[m]	2000	800	700	>10000	>4000	>6000	>400	>75	540
min. verticale boogstraal (top)	[m]	10500	6000	2500	10000	2500	16000	2500	1000	1200
gewenste verticale boogstraal(top)	[m]	12500	6500	9000	>16000	>4000	>25000	>3600	>2000	20000
min. verticale boogstraal (dal)	[m]	1200(2500)	700(800)	500	10000	2500	16000	2000	1000	350
gewenste verticale boogstraal (dal)	[m]	25000	13000	14000	>16000	>4000	>25000	>3000	>2000	1500
verkanting	[m]				zie tekst	zie tekst	zie tekst	<0.15	<0.15	
perronlengte	[m]				270-430	-	430	>125	>30	40-80
lay out overloop										
min. dwarshelling	[%]	2.0	2.0	2.0						
gewenste dwarshelling	[%]	2.5	2.5	2.5						
max. dwarshelling	[%]	5.0	5.0	5.0						
Doorsnede (profiel).										
Profiel van Vrije Ruimte (PVR)					UIC GC	UIC GC	UIC GC	diverse	diverse	
doorsnede benodigd i.v.m. drukgolf in technisch ruimtegebruik	[m²]				30 / 55	-	70 / -			
voetpad										
hoogtebeslag bovenleiding/doorrijhoogte	[m+BS]				+5.50	+5.50	+7.00			
hoogtebeslag ballastbed/sps-bevestiging	[m+BS]				-0.80	-0.80	-0.85			
breedte eilandperron	[m]				3 m vrij	-	3 m vrij	8 m vrij		9 m vrij
breedte zijperron	[m]				3 m vrij	-	3 m vrij	5 m vrij	3.50	5.50
hoogte perron	[m+BS]				+0.84	-	+0.84			
maat perron - hart spoor	[m]				1.65	-	1.65			
vrije hoogte boven wegdek	[m]	4.50	4.50	4.50						
aantal rijstroken per rijrichting		2 - 4	2 - 4	1						
breedte rijstroken	[m]	3.50	3.25	3.10						
breedte deelstrepen	[m]	0.15	0.15	0.10						
breedte kantstrepen	[m]	0.20	0.20	0.15						
breedte redresseerstroken	[m]	0.60	0.30	0.35						
breedte objectafstandsmarge	[m]	1.50	1.00	1.00						
geleideprofielen	[m]	0.225	0.225	0.225						
min. inwendige breedte 2 rijstr./koker	[m]	9.05-10.45	8.50-8.95	8.30-8.75						

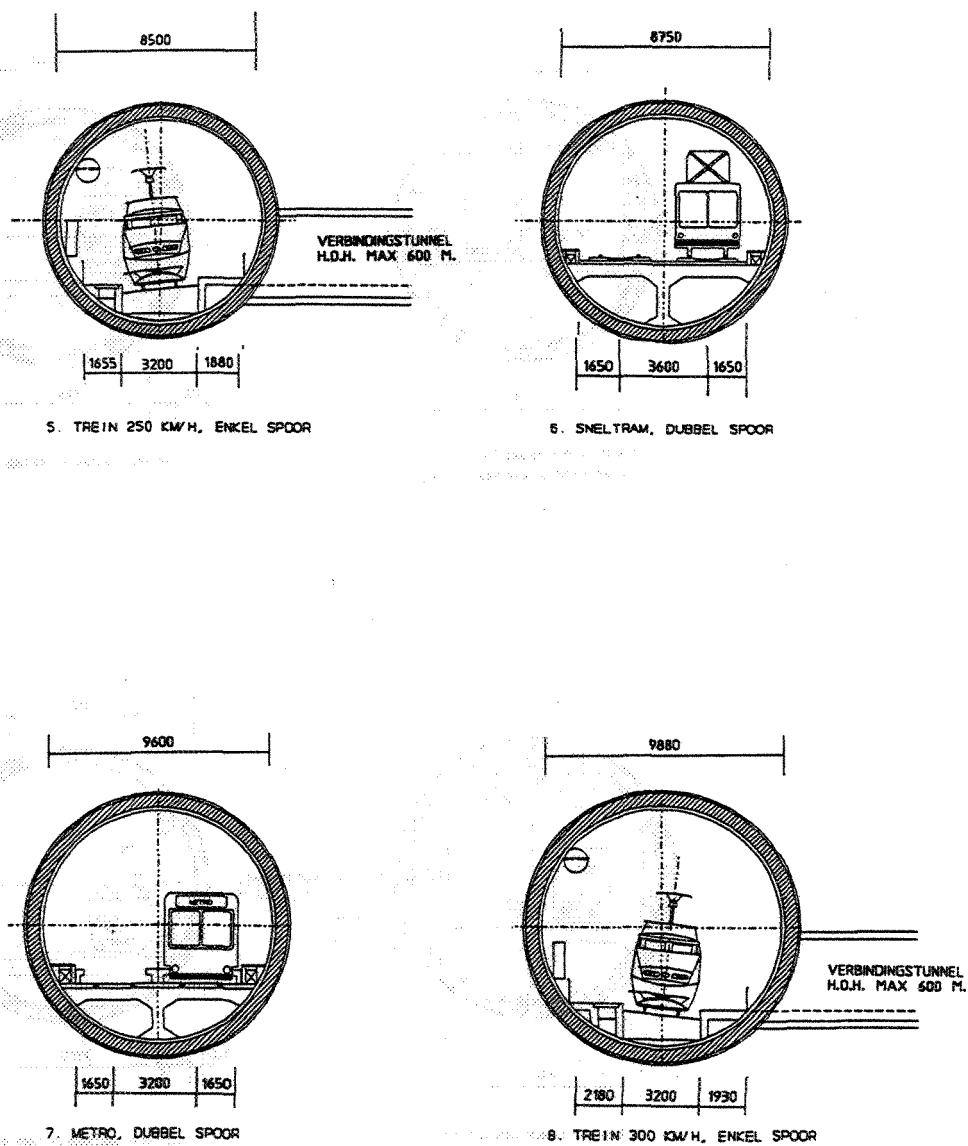
tabel 3.2 Overzicht van de inwendige diameters per vervoersvorm.

Nr	Profiel - Gebruik	Diameter Inw.[m]
1	Geleide Bus, 1 strook	4,70
2	Sneltram, enkel spoor	5,90
3	Metro, enkel spoor	5,95
4	Trein 200 km/h, enkel spoor	7,75
5	Trein 250 km/h, enkel spoor	8,50
6	Sneltram, dubbel spoor	8,75
7	Metro, dubbel spoor	9,60
8	Trein 300 km/h, enkel spoor	9,88
9	Niet-Autosnelweg cat. B IV, 1 rijstrook, 2 richtingen (3.10 m)	10,50
10	Trein 200 km/h, dubbel spoor	10,65
11	Stad(auto)snelweg cat A II, 2 rijstroken, 1 richting (3.25 m)	11,20
12	Trein 250 km/h, dubbel spoor	11,25
13	Autosnelweg cat. A I, 2 rijstroken, 1 richting (3.50 m)	11,70
14	Trein 300 km/h, dubbel spoor	12,50
15	Autosnelweg cat. A I, 3 rijstroken, 1 richting (3,50 m)	15,40

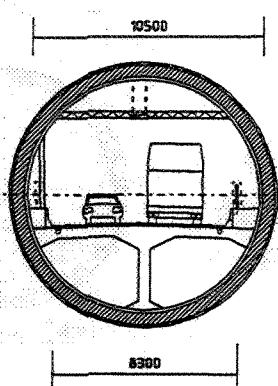
In figuur 3.1 tot en met figuur 3.4 worden de betreffende dwarsprofielen schematisch weergegeven. De vermelde maten zijn ook hier weer indicatief en kunnen dus niet voor ontwerpdoeleinden gebruikt worden.



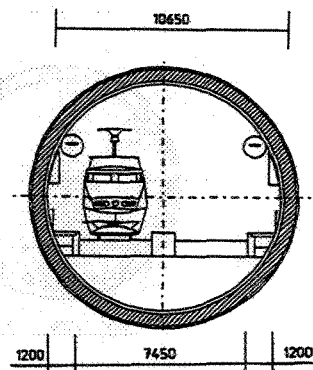
figuur 3.1 Tunneldoorsnedes 1 t/m 4



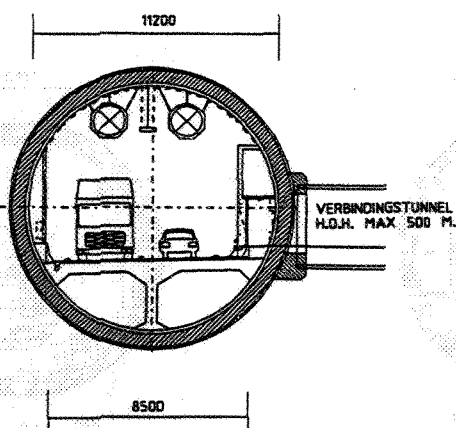
figuur 3.2 Tunneldoorsnedes 5 t/m 8



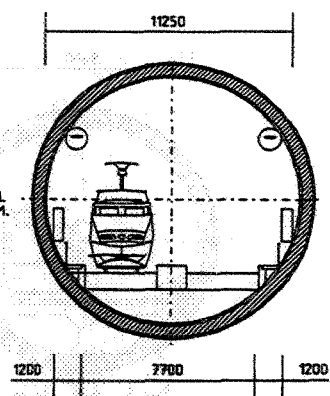
9. MET-AUTOHIELWEG CAT. B IV
1 RIJSTROOK / 2 RICHTINGEN (S.10m)



10. TREIN 200 KM/H, DUBBEL SPOOR

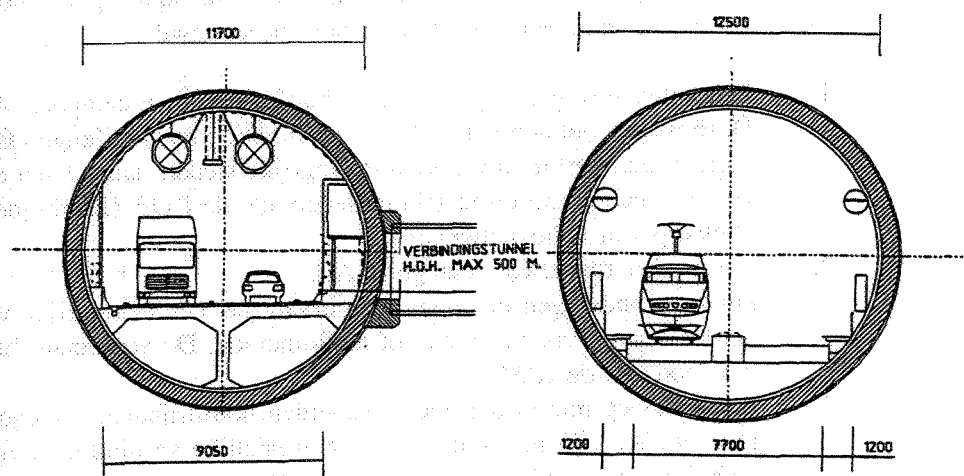


11. STAD/AUTOHIELWEG CAT. A II
2 RIJSTROOKEN 1 RICHTING (S.8m)



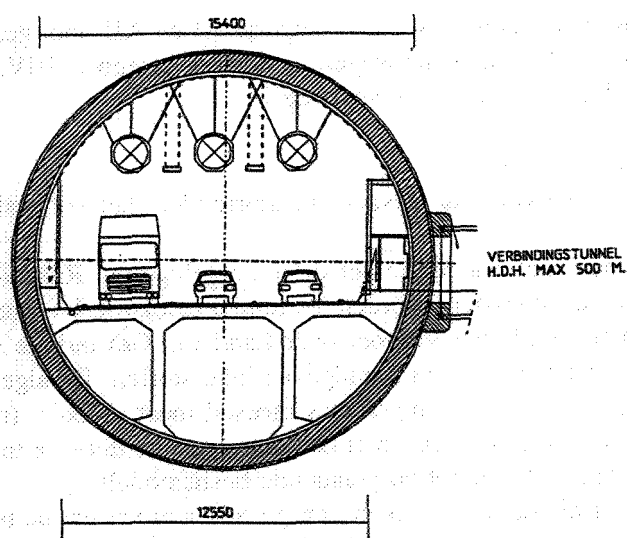
12. TREIN 200 KM/H, DUBBEL SPOOR

figuur 3.3 Tunneldoorsnedes 9 t/m 12



13. AUTOSNELWEG CAT. A1, 2 RIJSTROKEN 1 RICHTING (3.50m)

14. TREIN 300 KM/H, DUBBEL SPOOR



15. AUTOSNELWEG CAT. A1, 3 RIJSTROKEN 1 RICHTING (3.50m)

figuur 3.4 Tunneldoorsnedes 13 t/m 15

3.2 Wegverkeer

3.2.1 Algemeen

In deze paragraaf wordt uit de verschillende wegtypen zoals aangegeven in o.a. de RONA (Richtlijnen voor het Ontwerp van Niet-Autosnelwegen) hoofdstuk II, Dwarsprofielen, een drietal wegtypen nader beschouwd.

1. Een autosnelweg met gescheiden (hoofd)-rijbanen, categorie AI.
Deze wegen hebben een belangrijke functie voor het lange afstandsverkeer en vormen een verbinding tussen belangrijke steden, landsdelen en landen. De verkeerstechnische eisen zijn ontleend aan de ROA (Richtlijnen voor het Ontwerp van Autosnelwegen).
2. Een stadsautosnelweg, categorie AII.
Dit zijn rondwegen of onderdelen ervan met een belangrijke verzamel- of verdeelfunctie voor een stad of agglomeratie. De verkeerstechnische eisen zijn ontleend aan de ROA.
3. Een autoweg met al dan niet gescheiden hoofdrijbanen, categorie BIV.
Deze wegen zijn bedoeld als stadsgewestelijke verbindingsweg. De verkeerstechnische eisen zijn ontleend aan de RONA.
Opgemerkt moet hierbij worden dat de definitie van autoweg, ontleend aan het Reglement voor Verkeersregels en Verkeerstekens (RVV) en aangeduid met bord G3 niet geheel strookt met de dwarsprofielen zoals aangegeven in de RONA. Hierin worden alléén dwarsprofielen aangegeven met niet gescheiden hoofdrijbanen, waarop dus tweerichtingsverkeer plaatsvindt.

In het verdere verloop worden de wegen categorie AI en AII, met gescheiden hoofdrijbanen aangeduid als autosnelwegen en de weg categorie BIV, met niet gescheiden hoofdrijbanen als niet-autosnelweg.

Tunnelcategorie volgens VLG

Voor het toelaten van vervoer van gevaarlijke stoffen kan het volgende gesteld worden:

- tunnels in (stads)snelwegen zijn per definitie gelegen in Rijkswegen en moeten derhalve uitgevoerd worden als tunnel categorie I volgens het Reglement betreffende het Vervoer over Land van Gevaarlijke stoffen (VLG), geschikt voor het vervoer van brandgevaarlijke stoffen. De algemene filosofie achter deze eis is dat omleidingsroutes meestal meer risico's (materiële schade en doden) met zich meebrengen dan de route door de tunnel. Dit is te bepalen aan de hand van het zo genaamde beslismodel;
- voor tunnels in niet-autosnelwegen kan gesteld worden dat de tegenverkeer situatie een grotere kans op een calamiteit met zich meebrengt. Tevens zijn de gevolgen van een eventuele calamiteit moeilijker te beheersen, wat een grotere materiële schade en kans op doden met zich meebrengt.
Mede er vanuitgaande dat deze tunnels midden in de stadsomgeving zijn gesitueerd en de omleidingsroute relatief kort zijn, is het logisch het vervoer van brandgevaarlijke stoffen uit te sluiten en deze tunnels uit te voeren als categorie II volgens het VLG.

Overigens is het ook aan te bevelen om in tunnels in autowegen vervoer van brandgevaarlijke stoffen uit te sluiten in de tegenverkeersituatie bij onderhoud (zie 3.2.4). Voor de benodigde veiligheidsvoorzieningen bij een categorie I tunnel volgens het VLG zie paragraaf 3.2.3 Veiligheid.

3.2.2 Aligement

3.2.2.1 Ontwerpsnelheden

De ontwerpsnelheid wordt als indicatie aangegeven. Deze bepaalt de eisen te stellen aan horizontale en verticale bogen (zichtafstand), rijstrook-en redresseerstrookbreedte.

Ook bij een autosnelweg met een snelheidsbeperking van 100 km/h moet een ontwerpsnelheid van 120 km/h aangehouden worden, tenzij hier uitdrukkelijk vanaf geweken kan worden.

3.2.2.2 Hellingen

Maximale langshellingen

De tot nu toe gebruikelijke maximale langshelling voor (stads)autosnelwegen is 4.5%. Recent onderzoek [1] heeft uitgewezen dat bij hoogteverschillen tot ca 30 m een helling van 6 % toelaatbaar is. (in verband met overgangsbogen is de gemiddelde helling aanzienlijk geringer)

Afhankelijk van de grondgesteldheid en de geografie zal het hoogteverschil bij een geboorde tunnel ca 25 m bedragen, zodat het toepassen van een helling van 6 % een aanzienlijke verkorting van de tunnel resp toeritten kan betekenen (totaal ca 2*140 m). Gezien de relatief diepe ligging van een boortunnel is een helling van 6 % aan te bevelen.

Voor niet-autosnelwegen is de gebruikelijke maximale helling 5 %. Analooq aan het toepassen van steilere hellingen bij (stads)autosnelwegen moet nagegaan worden of een helling van 7 % acceptabel is.

Deze hellingen leveren geen bezwaar voor het toepassen van het boorproces.

Wel moet er rekening mee gehouden worden, dat de toepassing van steilere hellingen een verhoging van uitstoot van schadelijke stoffen oplevert.

3.2.2.3 Boogstralen

Minimale horizontale boogstralen

De in tabel 3.1 aangegeven stralen zijn de ondergrenzen uit rijtechnisch oogpunt.

Uitgaande van de minimaal te realiseren boogstralen bij een geboorde tunnel $R_{min}=20*D$ geeft dit bij:

- $D=8\text{ m}$ $R_{min}=160\text{ m}$;
- $D=12\text{ m}$ $R_{min}=240\text{ m}$.

De vanuit het wegontwerp uit rijtechnische overwegingen vereiste minimale boogstralen (750 m, 350 m, resp 260 m) zijn dus in principe boortechnisch haalbaar.

Een aantal negatieve aspecten bij het toepassen van deze minimum stralen pleit niet voor het toepassen van deze minima. Deze aspecten zijn:

- in verband met de benodigde zichtafstand is een grotere afstand tussen wand en rijstrook in de binnenbocht nodig; dus een grotere boordiameter, welke ook doorgezet moet worden daar waar deze niet nodig is;
- bij toepassing van stralen <300 m is tevens een bochtverbreding nodig;
- verloop in lengte van de lining ringen moet worden aangepast, hetgeen kostenverhogend kan werken;
- kleine boogstralen verhogen de kans op zettingen.

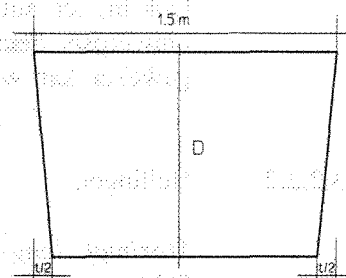
Gewenste horizontale boogstralen

De gewenste horizontale boogstralen zijn zodanig bepaald dat hierbij geen problemen met de benodigde zichtafstand zijn te verwachten.

Wat betreft de benodigde tapsheid (t) van de lining kan het volgende gesteld worden:

- | | | | |
|---|------------------------------------|--------|---------|
| - | uitgangspunt lengte lining 1.50 m; | | |
| - | Rh=2000 m | D= 8 m | t= 6 mm |
| | | D=12 m | t= 9 mm |
| - | Rh= 800 m | D= 8 m | t=15 mm |
| | | D=12 m | t=23 mm |
| - | Rh= 700 m | D= 8 m | t=17 mm |
| | | D=12 m | t=26 mm |

Deze waarden lijken te liggen binnen de benodigde tapsheid van de lining om boorcorrecties te kunnen uitvoeren, zodat deze stralen probleemloos toegepast kunnen worden.



figuur 3.5 Tapsheid lining

Minimale verticale boogstralen (top)

De minimale verticale boogstralen zijn zodanig bepaald dat hierbij geen problemen met de benodigde zichtafstand zijn te verwachten.

Gewenste verticale boogstralen (top)

De gewenste verticale boogstralen zijn bepaald op grond van de duidelijkheid van het wegbeeld.

De gewenste verticale boogstralen zijn enigermate groter dan de minimale verticale boogstralen en kunnen probleemloos worden toegepast.

Vermeld kan worden dat bij tunnels in principe altijd de minimale stralen toegepast worden.

Minimale verticale boogstralen (dal)

De in tabel 3.1 aangegeven stralen zijn de ondergrenzen uit oogpunt van rijcomfort ($a=1 \text{ m/sec}^2$ voor de wegen categorie AI en AII en 0.5 m/sec^2 voor de weg categorie BIV).

De tussen haakjes aangegeven waarden zijn gebaseerd op de benodigde zichtafstand bij een plafondhoogte van 4.50 m. Deze waarden dienen in principe te worden aangehouden.

De minimale verticale boogstralen zijn in orde van grootte overeenkomstig de gewenste horizontale boogstralen en kunnen derhalve probleemloos worden toegepast.

Opgemerkt wordt dat een combinatie van minimale horizontale en verticale boogstralen de maximale tapsheid van de lining met ca 50 % vergroot.

Gewenste verticale boogstralen (dal)

De gewenste verticale boogstralen zijn bepaald op grond van de esthetische eisen in relatie tot de topstraal.

De gewenste verticale boogstralen zijn beduidend groter dan de minimale verticale boogstralen (top) en kunnen probleemloos worden toegepast.

Vermeld kan worden dat bij tunnels in principe altijd de minimale stralen in verband met de benodigde zichtafstand toegepast worden.

Combinatie bogen en hellingen

Voor het bepalen van de toegestane horizontale en verticale bogen resp hellingen dient het totale ruimtelijke alignement beschouwd te worden. Het verdient hierbij aanbeveling de minimale horizontale en verticale bogen niet te combineren en bij minimale horizontale bogen niet de maximaal toelaatbare helling toe te passen.

3.2.2.4 Dwarshelling*Minimale dwarshelling*

De opgegeven minimale dwarshellingen zijn van toepassing op de weg buiten de tunnel omdat in de tunnel geen sprake is van afvoer van hemelwater, zal de minimale dwarshelling in principe kleiner kunnen zijn.

Bij de autosnelwegen moet in verband met het toestaan van brandgevaarlijke stoffen (beperking plasvorming bij uitstroom van een tankauto bij een calamiteit) de dwars-helling in de tunnel voldoen aan de volgende formule:

$$(L/D) \cdot B \leq 40$$

hierin is: L: langshelling in %
D: dwarshelling in %
B: breedte tussen de geleideprofielen in m.

Bij de niet-autosnelwegen (2*1 rijstrook) zal de verkanting in de tunnelbuis in principe als dakprofiel aangebracht worden.

Gewenste dwarshelling

Om geen dissonanten in de overgang tussen weg en tunnel te veroorzaken is het wenselijk om in de tunnel de minimale dwarshelling van de aansluitende weg te handhaven.

Bij de categorie AI autosnelwegen moet tevens rekening gehouden worden met het feit dat ca 1/3 van de uitstroom van een tankauto bij een calamiteit niet door de riolering wordt afgevoerd, maar over het wegdek langs het New Jersey profiel. Om de plasvorming tengevolge hiervan te beperken is het noodzakelijk de aangegeven hellingen toe te passen.

De mate van dwarshelling heeft een geringe invloed op de diameter van de te boren buis.

Maximale dwarshelling

De maximale dwarshelling wordt toegepast bij horizontale bogen en impliceert een verkantingsovergang.

Bij het toepassen van een verkantingsovergang kan de rotatie t.o.v. het laagste punt van het dwarsprofiel bij het toepassen van twee separate buizen beter gevolgd worden.

Bij de niet-autosnelwegen (2*1 rijstrook) zal het dakprofiel overgaan in een verkanting op één oor, waarbij de tunnelas als draai-as aangehouden wordt.

3.2.3

Veiligheid

Ter illustratie van het begrip veiligheid kan de volgende situatie schets dienen.

Tegen de klok van acht uur op de eerste maandagmorgen van de maand Juli reed de familie Joustra met de auto over de weg van Alkmaar richting het zuiden op weg naar de vakantiebestemming nabij Bordeaux. De twee kinderen waren met groot enthousiasme in de nieuwe lectuur gedoken, terwijl hun moeder de laatste handelingen, die zij nog in het huis verricht had, in gedachten naliep. Pa zat achter het stuur en luisterde naar de radio.

Ter hoogte van Beverwijk werd het verkeer drukker. File. Zoals gewoonlijk was op die tijd van de dag. Zoals Joustra op weg naar zijn werk elke keer weer op een maandagmorgen mee maakte, werd het verkeer steeds drukker naarmate de auto de tunnel naderde. Af en toe moest Joustra stoppen, totdat hij halverwege de afrit volledig tot stilstand kwam. Er zat geen beweging meer in het verkeer.

Vóór hem stond een grote vrachtwagen en werd het uitzicht beperkt tot de grote spatlappen met de naam "Theo Mulder" erop. Na enkele minuten stapte enkele mensen nieuwsgierig uit hun auto om te kijken of er nog beweging in het verkeer zou komen. Joustra deed dit ook en liep om de voor hem staande vrachtwagen heen. Hij zag op dat moment nog geen enkele beweging in het verkeer. Wél zag hij dat in de verte enkele mensen bezig waren met een auto, waaruit rook kwam. Enkele personen in de directe nabijheid van de auto liepen rustig weg om op veilige afstand te kijken wat er verder ging gebeuren. Het lawaai in de tunnel was enorm en met moeite kon Joustra aan zijn directe omstanders vragen wat er precies aan de hand was. Zij konden hem ook niets meer vertellen.

De omroepinstallatie van de tunnel zweeg in alle talen. En wat Joustra en de medeweggebruikers beslist niet konden weten, was het feit dat de omroepinstallatie voor enkele kleine ingrepen juist op die dag buiten bedrijf was gesteld. De rook uit de auto werd steeds dikker en dikker. Enkele omstanders bij de rokende auto liepen zelfs naar hun auto terug om enkele bezittingen te pakken en gingen iets verder weg staan om te wachten wat er verder ging gebeuren. Joustra en vele anderen wachtten ook af. Plotseling schoot een enorme steekvlam uit de rokende auto en knalde de benzinetank uit elkaar. De brand breidde zich uit naar de daarachterstaande auto's. De wachtende omstanders in de nabijheid van de brand snelden weg van de brand in de richting van Joustra. Enkele mensen verdwenen via een deur uit het gezichtsveld van Joustra. Joustra wachtte niet meer, maar liep snel naar zijn auto en maakte de kinderen los uit hun veiligheidsriemen. Weg van de brand, weg van het gevaar, richting buitenlucht was het enige wat de familie Joustra nog wilde.

Later begreep Joustra dat door kortsluiting in de auto een kleine brand was uitgebroken en dat de directe omstanders niet op de hoogte van de diverse veiligheidsvoorzieningen waren geweest. Adequaet ingrijpen in een dergelijke situatie is dan overgelaten aan het toeval.

Wat de schrijver van het bovenstaand verhaal duidelijk wil maken is het volgende:

- De weggebruiker weet niet wat er voor voorzieningen in een tunnel aanwezig zijn en op welke wijze deze voorzieningen gebruikt kunnen worden. Bij een beginnende brand of een niet ernstige brand kunnen de omstanders gebruik maken van hetzij bluspoeder hetzij water. E.e.a. hangt af van de brand.
- Door in het rij-examen het pakket veiligheidsvoorzieningen in de tunnel als een wezenlijk onderdeel op te nemen of door middel van gerichte voorlichtingscampagnes (bijv. "postbus 51 spotje"), wordt de kennis van de weggebruiker over algemene en bijzondere wegvoorzieningen op een praktisch toepasbaar peil gebracht en wordt de algemene veiligheid van de weggebruiker vergroot.
- De weggebruiker zal pas weggaan als de situatie voor hem (levens)-bedreigend gaat worden.
- De vluchtende weggebruiker gaat in de richting waar hij denkt dat hij veilig is. M.a.w veelal waar de buitenlucht is. In de tunnel is een deur naar een vluchtgang niet bepaald de natuurlijke vluchtweg voor de weggebruiker. Indien deze vluchtdeuren niet zeer duidelijk als zodanig herkenbaar worden gemaakt zal meestal de weggebruiker via de weg naar buiten vluchten.

3.2.3.1 Voorschriften

De tunnels gelegen in autosnelwegen (cat AI) en (stads)autosnelwegen (cat AII) zullen in principe geschikt moeten zijn voor het vervoer van brandgevaarlijke vloeistoffen. Zij moeten derhalve worden uitgevoerd als categorie I tunnel. Gesteld kan worden dat als een tunnel voldoet aan de eisen gesteld in de Richtlijnen Vervoer Gevaarlijk Stoffen (WUT, werkgroep uitrusting tunnels, Rijkswaterstaat), deze geschikt is als categorie I tunnel.

De voornoemde eisen behelzen een samenstel van voorzieningen ter voorkoming van brand en explosie en ter beperking van materiële (m.n. instandhouding van de tunnel) en immateriële schade (m.n. veiligheid van de gebruikers).

Hierbij moet opgemerkt worden dat elke brandweer autonoom is en aanvullende eisen kan stellen.

Voor tunnels korter dan 80 à 100 m hoeven de geëiste voorzieningen volgens de WUT niet aangebracht te worden. In die gevallen is het echter zinnig na te gaan welke voorzieningen effectief zijn voor de instandhouding van de tunnel.

De tunnels gelegen in niet-autosnelwegen zullen in principe niet geschikt hoeven te zijn voor het vervoer van brandgevaarlijke vloeistoffen. Zij vallen derhalve in de categorie II tunnel.

Voor deze tunnels (alsmede voor fiets- en voetgangerstunnels) zijn thans geen eisen voorhanden.

Ook voor deze categorie II tunnels moeten een veiligheidsfilosofie en richtlijnen worden opgesteld.

In onderstaande worden de belangrijkste veiligheidsaspecten, geldende voor de tunnels gelegen in autosnelwegen en (stads)autosnelwegen aangegeven. Voor de tunnels in niet-autosnelwegen geldt vooralsnog dat in overleg met de plaatselijke autoriteiten (brandweer) de benodigde voorzieningen moeten worden bepaald.

3.2.3.2 Vluchtwegen

In de tunnel moet een vanuit elke rijkoker toegankelijke vluchtgang aanwezig zijn. Deze vluchtroute moet voldoen aan de volgende eisen:

- toegankelijkheid vanuit de rijkoker elke 100 m, door middel van een vluchtdeur;
 - breedte vluchtgang min 1.20 m, ter plaatse van openstaande deuren min 0.75 m, breedte vluchtdeur 0.8 m; hoogte min 2 m;
 - de vluchtgang inclusief vluchtdeuren etc dient bij een koolwaterstofbrand een bescherming te geven van:
 - 1/2 uur brandwerend, zodanig dat de vluchtroute zonder problemen kan worden gebruikt;
 - 2 uur vlamdicht;
 - de vluchtroute moet rechtdoor lopen en er dienen (bij voorkeur) geen trappen in de vluchtroute te worden opgenomen;
 - de uitgang van de vluchtroute moet naar een veilige omgeving leiden;
- Tevens dient de vluchtroute voorzien te zijn van:
- vluchtroute-aanduiding;
 - verlichting;
 - overdruk om rook buiten de vluchtgang te houden.

In de tot nu toe gebruikelijke tunnels zal in de vluchtweg voor beide rijkokers voorzien worden door het aanbrengen van een middentunnelkanaal tussen de beide rijkokers.

Bij de geboorde tunnel zal in elke rijkoker een eigen vluchtweg ondergebracht worden (tenzij elke 100 m een dwarsverbinding gemaakt wordt tussen beide tunnelbuizen, hetgeen niet economisch lijkt).

Om de buisdiameter zo gering mogelijk te houden kan aan het volgende gedacht worden:

- optimaliseren van de vluchtwegbreedte; door het verloop in de ronde zijwand kan de minimale breedte op vloerniveau op 1 m gesteld worden;
- minimaliseren van de dikte van de scheidingswand tussen rijkoker en vluchtweg;
- toepassen van schuifdeuren als vluchtdeur.

In een conventionele (afgezonken) tunnel met een middentunnelkanaal wordt naast de eis dat de vluchtgang elke 100 m toegankelijk moet zijn, bovendien de eis gesteld dat de calamiteitenbuis elke 100 m bereikbaar moet zijn vanuit de niet calamiteitenbuis.

Dit is erg belangrijk vanwege de benaderingsstrategie van een calamiteit, welke door de brandweer "algemeen" als uitgangspunt wordt gehanteerd.

Voor de geboorde tunnel zijn vooralsnog de volgende eisen aan de dwarsverbindingen tussen de (rijkokers) tunnelbuizen gesteld:

- maximale afstand 500 m;
- minimale breedte 1.5 m, hoogte 2 m.

De vereiste breedte is groter dan die van de vluchtweg in verband met mogelijk gebruik in twee richtingen.

Tenslotte zei vermeld dat in de bestaande tunnels tijdens een calamiteit de vergrendelde deuren naar de niet-calamiteitenbuis niet worden ontgrendeld en dat de vluchtenden via de vluchtgang naar de tunneltoeritten geleid worden.

Voor lange geboorde tunnels ($l > 3000$ m) lijkt de vluchtweg hierbij te lang en moet de mogelijkheid om de vluchtenden, eventueel onder begeleiding, via de niet calamiteitenbuis hun weg te laten vervolgen als reëel alternatief te worden beschouwd.

Tevens is het zinnig om een omroepinstallatie en eventueel c.c.t.v. (closed circuit tv) camera's in de vluchtgang op te nemen.

3.2.3.3 Ventilatie

De ventilatie in tunnels is van belang bij:

- stagnerend verkeer;
- vluchtende automobilisten en
- in geval van brand;

Volgens het KIVI rapport Ventilatie van auto-tunnels, aanbevelingen 1991 dient er een duidelijk onderscheid gemaakt te worden tussen tunnels met éénrichtingsverkeer per rijkoker (autosnelwegen en (stads)autosnelwegen) en tunnels met tweerichtingsverkeer per rijkoker.

In tunnels met éénrichtingsverkeer kan langsventilatie toegepast worden.

In normale omstandigheden zorgt het verkeer doorgaans zelf voor deze ventilatie (zuigerwerking). In de bovenvermelde situaties wordt de benodigde ventilatie verzorgd door aanjaagventilatoren. In verband met de rookbeheersing bij brand moet de ventilatierichting omkeerbaar zijn.

De gebruikelijke afmetingen van deze ventilatoren zijn $\varnothing 0.75/0.85$ m.

Gezien de overblijvende ruimte boven het Profiel van Vrije Ruimte (PVR) in de geboorde tunnel kunnen hier ook grotere ventilatoren $\varnothing 1.5/1.85$ m worden toegepast, indien nodig eventueel naast elkaar.

In tunnels met tweerichtingsverkeer per rijkoker moet dwarsventilatie worden toegepast.

In een conventionele (afgezonken) tunnel worden hier aparte toe- en afvoerkanalen naast of onder en boven de rijkokers aangebracht.

In de geboorde tunnel kan de toe- en afvoer plaats vinden via de ruimten onder het rijdek en boven het PVR. Mogelijk dient dan wel een afscheiding (plafond) tussen de rijkoker en dit luchtkanaal te worden aangebracht.

Een bijzonder punt van aandacht is dat het KIVI rapport Ventilatie van auto-tunnels, aanbevelingen 1991 aangeeft dat bij dwarsventilatie de benodigde afvoerdoorsnede bij brand het vijfvoudige kan bedragen van de aanvoerdoorsnede.

Mogelijk kan dit een behoorlijke vergroting van de benodigde boordiameter veroorzaken.

Uitstoot (rook)gassen en deeltjes

In een autotunnel zullen ten gevolge van het gebruik door voertuigen verontreinigingen als gevolg van uitlaatgassen en roet ontstaan.

Een aantal uitlaatgassen zijn schadelijk voor de gezondheid. Een analyse van deze gassen leert dat de te stellen grenswaarden in de meeste gevallen het eerst wordt bereikt door koolmonoxyde (CO). Eenvoudigheidshalve zijn daarom in de onderstaande tabel alleen waarden voor CO gegeven.

Deze gegevens zijn ontleend aan het rapport "Ventilatie van autotunnels, aanbevelingen 1991" een gemeenschappelijke publikatie van het KIVI en de Bouwdienst Rijkswaterstaat [15]. Voor verdere achtergrondinformatie wordt verwezen naar deze publikatie.

Ten einde een indruk te krijgen van in andere landen gehanteerde gegevens zijn voor een aantal landen en internationale instanties waarden in tabel 3.3 opgenomen. Met nadruk moet worden gesteld dat deze gegevens niet zonder meer vergelijkbaar zijn.

Uit de gegevens van de tabel vallen de volgende punten op:

- Met betrekking tot de gebruikssituatie van tunnels lopen de grenswaarden niet ver uiteen.
- Wat betreft maximum toegestane waarden wordt blijkens de cijfers geheel verschillend over de acceptabele waarden gedacht.

tabel 3.3 Normen voor de uitstoot van CO.

	Nederland 1991			USA 1985	Duits- land 1985	Oosten- rijk 1985	WHO	PIARC 1985
	KIVI publ.	MAC- waarden	2000 KB					
Goede kwaliteit lucht	-	-	-	0 - 5	-	-	-	-
Acceptabel gem. 8 uur	6	6	6	5 - 10	10	-	-	-
Acc. gem. 8 uur werk	29	29	-	-	33	-	-	-
Acceptabel gemiddelde 1 uur	40 (98-p)	40	40	-	-	-	-	-
Acc. gem. 1/2 uur	-	-	-	-	50	-	-	-
Acc. gem. 1/4 uur	58	58	-	-	-	-	100	-
<i>In tunnels maximaal:</i>								
* gestremd	-	-	-	-	-	340	-	285
* rijdend	-	-	-	-	-	-	-	170
* calamiteit	100 (98-p)	-	-	-	-	-	-	-

Alle waarden in mg/m^3 ($1 \text{ mg/m}^3 = 0.87 \text{ ppm CO}$).

Voor zichtverslechtering ten gevolge van roet is een PIARC-norm beschikbaar.

$$V > 40 \text{ km/h } k_{\max} = 4 \cdot 10^{-3} \text{ m}^{-1}$$

$$V \leq 40 \text{ km/h } k_{\max} = 3,2 \cdot 10^{-3} \text{ m}^{-1}$$

waarin V: snelheid

$k_{\max}$: maximaal toelaatbare "rookconcentratie"

Omgeving inritten en uitstootpunten ventilatie

Uit onderzoek blijkt dat rond de inritten en uitstootpunten van de ventilatie naast de CO belasting ook andere belastingen van belang zijn. Met name aan de uitstoot van NO₂ dienen beperkingen te worden gesteld, nl. 0,135 mg/m^3 (98-percetiële-waarde). Voor koolmonoxyde dient buiten tunnels een waarde te worden aangehouden van < 6 mg/m^3 .

3.2.3.4 Brandveiligheid

Hierbij kan onderscheid gemaakt worden tussen:

- voorzieningen welke een brandpreventief en brandwerend karakter hebben. Hieronder worden ook de voorzieningen welke de constructie beschermen begrepen;
- voorzieningen welke een brandbestrijdend karakter hebben.

Behalve de eis dat in de tunnel geen materialen toegepast mogen worden welke bijdragen aan de brand- en rookbelasting, moeten de volgende brandwerende voorzieningen aangebracht worden:

- tegen het dak en bovenste 1 m (drukzone) van de wanden een hittewerende bekleding aanbrengen;
 - bij een brand volgens de RWS-kromme mag de bekleding gedurende de eerste 2 uur niet van het dak vallen.
 - de bekleding moet bij een brand van 2 uur volgens de RWS-kromme een dusdanige bescherming geven dat:
 - de temperatuur van de beton niet hoger wordt dan 380°C;
 - de temperatuur van de wapening niet hoger wordt dan 250°C;
 - de temperatuur van de rubber waterdichtingsprofielen niet hoger wordt dan 60°C.
- kabels voor voorzieningen voor de tunnelinstallaties worden via in het dak en wanden ingestorte mantelbuizen geleid.

Bij conventionele tunnels wordt de brandwerende voorziening, een beplating van Promatect-H, d=27 mm, direct in de bekisting opgenomen en met snelschroefbouten in de beton verankerd.

Voor de verbinding van kabels vanuit het in het middentunnelkanaal aanwezige kabelkanaal naar de in de tunnelbuis aanwezige verbruikers (ventilatie, verlichting ed) worden mantelbuizen in wanden en dak ingestort.

Verder wordt geacht dat het in het middentunnelkanaal aanwezige kabelkanaal bij een koolwaterstofbrand een bescherming geeft aan de doorgaande kabels van ten minste 1 uur.

De lining van de geboorde tunnel wordt voornamelijk op druk belast en heeft een geringere afmeting dan van een conventionele tunnel.

Om deze redenen is het aan te bevelen het volledige gedeelte boven het wegdek te beschermen tegen de bovenvermelde brand.

Aangenomen kan worden dat op plaatsen waar een betonwand van minimaal d=0.2 m aanwezig is de lining voldoende beschermd is.

Op de overige plaatsen zal een hittewerende bekleding moeten worden aangebracht. Door de voegen in de hittewerende beplating niet samen te laten vallen met de voegen tussen de lining segmenten zullen ook de waterdichtingsprofielen voldoende beschermd zijn. Om uitvoeringstechnische redenen zal de bekleding achteraf aangebracht moeten worden, hetgeen kostenverhogend werkt.

Ook moet nagegaan worden of een in situ aangebrachte laag gewapend spuitbeton d=0.2 m een economische oplossing is.

Mantelbuizen kunnen niet in de lining opgenomen worden en moeten achter de hittewerende bekleding doorgevoerd worden of in aparte beklede kabelgoten ondergebracht worden.

Bij toepassing van spuitbeton kunnen hierin mantelbuizen opgenomen worden.

Voor de doorgaande kabels moet bekeken worden of deze in een apart kabelkanaal boven de vluchtweg in de ruimte onder het rijdek onder te brengen of ze door hittewerende kokers te voeren.

Als brandbestrijdende voorziening is een brandblusinstallatie in de tunnel opgenomen. Deze bestaat uit;

- een reservoir van 120 m³ ter plaatse van een der bedieningsgebouwen, waarop aangesloten een permanent gevulde brandblusleiding, die direct water kan leveren;
- hulpposten, waarin o.a. opgenomen:
 - een brandslanghaspel op uitkantelbare stoel;
 - een lightwatertank met doseersysteem;
 - een bluswateraansluiting (2.5" Stortzaansluiting);
 - een poederblusser;
 - een intercomtoestel.
- poederbluskasten, waarin opgenomen:
 - een poederblusser;
 - een intercomtoestel.

De hulpposten bevinden zich aan de linkerkant van de rijbaan en zijn opgenomen in de wand tussen rijbaan en vluchtweg. De poederbluskasten bevinden zich tegenover elke hulppost aan de rechterkant van de rijbaan.

De maximale afstand bedraagt ca 50 m en is bepaald door de maximale lengte van de brandslanghaspel.

De diepte van de hulppost bedraagt ca 0.45 m en die van de poederbluskast ca 0.35 m.

De brandblusleiding kan opgenomen worden in de vluchtgang of de ruimte onder het rijdek.

Door de diepte van de hulppost te verkleinen kan de diameter van de boortunnel gereduceerd worden. De hulppost past in principe in de vrije ruimte boven het NJ profiel.

3.2.3.5 Explosiebestendigheid

Met betrekking tot de explosiebestendigheid van een afgezonken tunnel geldt dat de hoofdkonstruktie van één tunnelbuis bestand dient te zijn tegen een inwendige statische overdruk van 1 bar.

Deze eis levert normaliter geen probleem op voor een geboorde tunnel. Uit oogpunt van de uitvoering dient een geboorde (verkeers-)tunnel een minimale gronddekking te hebben van één maal de diameter. Bij een tweestrooksweg per tunneldoorsnede is de tunneldiameter groter dan 10 meter en komt het hart van een geboorde verkeerstunnel op een diepte van minimaal 15 meter onder het maaiveld te liggen.

Deze diepte is voldoende om de krachten tengevolge van de rekenkundig vastgestelde inwendige statische overdruk van 1 bar op te vangen door de rondom de tunnel zijnde gronddrukken. Er dienen derhalve geen bijzondere maatregelen ten aanzien van de wandkonstruktie te worden getroffen.

Door de ondersteuningskonstruktie van het wegdek wordt de gelijkmatig verdeelde statische drukbelasting van 1 bar niet gelijkmatig over de tunnelwand verdeeld, maar er ontstaan puntbelastingen op die plaatsen, waar de ondersteunings-konstruktie aansluit op de tunnelwand. De tunnelwand dient op deze puntlasten te worden gedimensioneerd.

Indien uit veiligheidsoverwegingen de wegdekkonstruktie, vluchtwegen - uit oogpunt van veiligheid te overwegen -, ventilatiekanalen enz. eveneens explosiebestendig moeten zijn dienen deze onderdelen daar apart voor te worden berekend en gedimensioneerd.

3.2.3.6 Operationele veiligheid

Verlichting, kleurstelling, verkeerssignalering en bewaking, verkeersbegeleiding, intercominstallaties een luidsprekeromroepinstallatie en een hoogfrequent radio-communicatie-installatie zijn belangrijke aspecten van de operationele veiligheid. Inpassing van deze installaties is voor een geboorde en een traditioneel aangelegde tunnel vergelijkbaar.

3.2.3.7 (Nood)procedures

Aangezien eisen van brandweer, politie en andere hulpdiensten technische consequenties kunnen hebben voor het tunnelontwerp, verdient het aanbeveling de (nood)procedures in een zeer vroeg stadium vast te leggen. Indien dit pas tijdens de bouw (het boren) zou gebeuren, kunnen noodzakelijke voorzieningen niet meer, of tegen relatief hoge kosten, verwezenlijkt worden.

3.2.4 Onderhoud

3.2.4.1 Tunnelreinigen

De belangrijkste onderdelen welke in de tunnel gereinigd moeten worden zijn;

- de wandbekleding die als functie heeft zoveel mogelijk licht in de tunnel te reflecteren, waardoor het benodigde vermogen van de verlichting gering kan zijn. Veelal worden hiervoor op de tunnelwand gelijmde tegels toegepast.

Echter door;

- het gekromde oppervlak;
- de mogelijke ongelijkmatigheden van de liningmontage;
- de veelheid aan voegen

leent betegeling zich niet voor toepassing in een boortunnel en is het beter om (gebogen) plaatmateriaal toe te passen.

De wandbekleding wordt met behulp van een zogenaamde wandenwas-wagen gereinigd. Bij grote lengten zal onderweg ook water ingenomen moeten worden bij b.v. de hulpposten.

- riolering, watersloten, waterkelders.

Afhankelijk van de omgeving kan veel zand en vuil naar binnen gereden worden. Hierdoor moet de riolering regelmatig doorgespoten worden, terwijl de zandvang (en waterkelders) geleidigd moeten worden.

3.2.4.2 Duurzaamheid

De geëiste levensduur van verkeerstunnels bedraagt tenminste 75 jaar. Hierbij kan onderscheid gemaakt worden tussen vervangbare en niet vervangbare onderdelen.

Niet vervangbare onderdelen moeten aan bovengestelde eis voldoen.

De levensduur van vervangbare onderdelen (b.v. tunnelinstallaties) moet bepaald worden op basis van kosteneffectiviteit.

Een belangrijk aspect van de boortunnel is de lining.

Hoewel er meerdere liningmethoden zijn (b.v. extruded concrete lining ECL) wordt hier uitgegaan van een lining met geprefabriceerde betonnen segmenten welke door middel van rubber afdichtingsprofielen waterdicht op elkaar aangesloten worden. Deze lining heeft de volgende kenmerken:

- relatief geringe dikte van de segmenten (ca. 0,1R);
- kans op scheuren in de segmenten ten gevolge van de methode van aanbrengen of vijzelkrachten;
- relatief grote hoeveelheid voegen incl T-aansluitingen.

Het lekwater dat de tunnel binnendringt kan grote invloed hebben op de duurzaamheid van de binnen de buis aangebrachte voorzieningen en tunneltechnische installaties.

Met betrekking tot de segmenten kunnen de volgende maatregelen overwogen worden:

- optimalisatie van de waterdichtheid grouting tussen grond en betonring;
- hoge betonkwaliteit van de betonnen segmenten (betonsamenstelling, toevoegingen, fabricage);
- voorkomen van scheuren tijdens transport en montage van de segmenten en injecteren van ontstane scheuren;
- corrosiebescherming wapening door middel van coating is denkbaar;

Met betrekking tot de voegen kan gesteld worden dat de volgende eisen gesteld kunnen worden:

- bij berekening waterdichtheid rekening houden met ongunstige invloeden (vervormingen, zettingen, relaxatie etc.);
- limietstelling aan de toegestane hoeveelheid lekwater;
- vorm en materiaal rubberafdichtingen (eventueel dubbele dichting).

In het uiterste geval kan een tweede ter plaatse gestorte waterdichte ring overwogen worden. Dit brengt echter wel grote kosten met zich mee. Er vanuit gaande dat deze ring de lining voldoende tegen brand beschermt kan de hittewerende bekleding hierbij vervallen.

Ter plaatse van de waterkelders mag het opgevangen verontreinigde water niet in contact komen met lining en rubber afdichtingsprofielen. Derhalve moet hier in het inwendige een extra schil aangebracht worden.

3.2.4.3 Zettingen

De zettingen mogen niet zodanig zijn dat zij schade aan de tunnel veroorzaken (b.v. scheuren en te grote voegrotaties, waardoor lekkages kunnen optreden).

Doordat de tunnelring in langrichting bestaat uit korte segmenten met een lengte van ca 1,5 à 1,8 m, waartussen "flexibele" voegen, kan de tunnelring zettingen in de ondergrond gemakkelijk volgen.

Verschillen in het verticaal alignement ten opzichte van het theoretische alignement zijn toegestaan, mits de afwijking geen grotere helling heeft dan 1:200 t.o.v. het theoretische alignement. Deze eis is bepaald door het benodigde rijcomfort.

Aandachtspunten hierbij zijn:

- aansluitingen op vaste delen zoals start-en ontvangtschachten;
- interactie tussen tunnelring en inwendige van de tunnel.

De tunnelring is elke 1,5 à 1,8 m flexibel. Het rijdek met ondersteuning en de overige in de tunnelbuis gestorte elementen zullen elke 20 à 25 m gedilateerd zijn. Aandacht moet worden besteed aan de verbindingen van deze elementen met de tunnelring i.v.m. scheurvorming.

3.2.4.4 Inspectiemogelijkheden

Alle essentiële delen van de tunnelbuis dienen toegankelijk te zijn voor inspectie.

Dit betekent dat ook eventueel niet gebruikte ruimten onder het rijdek toegankelijk moeten zijn. De toegangen moeten zich buiten de rijkoker bevinden. De maximale afstand bedraagt ca 1000 m.

Bij het dwarsprofiel van de niet-autosnelwegen zonder gescheiden vluchtroute wordt dit problematisch. Verder is het aan te bevelen inspecties in de rijkoker samen te laten vallen met kokerafsluitingen ten behoeve van onderhoud.

3.2.5 Exploitatie

3.2.5.1 Voertuigtypen

In principe is vervoer toegestaan voor alle voertuigtypen.

Gezien de ronde vorm van de tunnelbuis en de hierdoor overblijvende ruimte (onder en) boven het profiel van vrije ruimte is het denkbaar om vervoer op twee nivo's in de tunnelbuis toe te passen. Het onderste niveau is dan geschikt voor alle verkeer terwijl op het bovenste niveau alleen personenauto's toegestaan zijn.

Uitgaande van een hoogte van 2.06 m van een personenauto en een breedte van 1.75 m [3] is het minimaal vereiste PVR 2.60 m, terwijl ook de rijstrookbreedte naar minimaal 2.75 m kan worden teruggebracht. Personenbusjes zijn hierbij niet meegerekend.

Aan de voornoemde toepassing kleven echter de volgende bezwaren:

- voorzieningen ten behoeve van scheiding verkeer voor tunnelingang en "opvang" fouten;
- psychologische effecten met name bij lange tunnels;
- mogelijke beïnvloeding bij calamiteit van verkeersafwikkeling c.q. veiligheid op ander niveau;
- moeilijke benadering hulpverlening bij calamiteit op bovenste niveau;
- combinatie c.q. integratie van vluchtwegen, wateropvang etc. van beide nivo's;
- ventilatie-technisch ongunstigere doorsnede.

Om deze redenen wordt het voorshands niet aanbevolen een dergelijke oplossing te overwegen.

3.2.5.2 Redresseerstrook / Vluchstrook

Om bij een gestrande vrachtauto in een tunnel met 2 rijstroken in 1 richting de verkeersafwikkeling te optimaliseren kan overwogen worden om aan de rechterzijde van de weg de redresseerstrook zodanig te verbreden dat nog een vrachtauto en een personenauto kunnen passeren.

De redresseerstrook zou hiertoe met ca 0.90 m moeten worden verbreed tot 1.50 m.

De verkeersafwikkeling neemt hierdoor met 5 % af tot 95 % van de oorspronkelijke capaciteit [2]. Bij toepassing van een vluchstrook blijft dit 100 %.

Vastgesteld moet worden dat:

- een bergingszone of vluchstrook uit capaciteitsoverwegingen nog niet in een tunnel in een (stads)autosnelweg is toegepast;
- de verkeersafwikkeling bij een bergingszone in strijd is met de procedure van de rijstrooksignalering bij een calamiteit.

Bij niet-autosnelwegen met 2 richtingsverkeer is bij een calamiteit één rijrichting direct geblokkeerd en dient afhankelijk van de situatie (b.v. verkeersintensiteit, snelheid van wegslepen gestrande auto) overwogen te worden een bergingszone dan wel uitwijkhavens toe te passen.

3.2.5.3 Uitwijkhavens

Bij tunnels met minimaal 2 rijstroken in 1 richting en een verkeersbewaking- en signaleringssysteem zijn geen uitwijkhavens nodig. Bij niet-autosnelwegen met 2 richtingsverkeer kan overwogen worden uitwijkhavens toe te passen met een onderlinge afstand per rijrichting van 1000 m.



Voor beide rijrichtingen zijn de uitwijkhavens om en om geplaatst en kunnen mogelijk gecombineerd worden met b.v. de ruimten benodigd voor het onderbrengen van de laagspanningsverdeelinrichtingen en de no-break installaties.

3.2.5.4 Crossings

Deze dwarsverbindingen kunnen dienen om bij zeer lange tunnels het verkeer van de ene buis naar de andere buis te leiden en staan gewoonlijk onder een hoek van 45° met de hoofdbuis. Afhankelijk van de lengte moet het verkeer ook weer terug geleid worden.

De situaties waarbij dit nodig is kunnen zijn:

- blokkade van een tunnelbuis bij een calamiteit;
- het buiten gebruik zijn (van een gedeelte) van één tunnelbuis bij onderhoud.

De crossings dienen in deze situatie om de lengte waarover tegenverkeer in de andere buis plaatsvindt zo beperkt mogelijk te houden.

Aan het toepassen van crossings kleven echter de volgende bezwaren:

- gevaarlijk afwijkend wegbeeld in een toch al afwijkende situatie met name in hellingen;
- onderbreking vluchtroute;
- maatregelen noodzakelijk om in de normale situatie de beide kokers brand- en ventilatietechnisch te scheiden;
- moeilijke technische realisatie.

Om deze redenen wordt het voorshands niet aanbevolen crossings te overwegen.

3.2.5.5 Signalering, Beveiliging

De aangebrachte verkeersvoorzieningen, zoals verplaatsbare vangrails en rijstrooksignaalgevers, worden gebruikt om tijdens het verhelpen van storingen in de tunnelbuis en tijdens onderhoud één rijstrook of één rijkoker voor het verkeer af te zetten. In geval van een afgesloten rijkoker kan in de andere rijkoker met behulp van de rijstrooksignalering tegenverkeer kan worden toegestaan.

Opgemerkt kan worden dat bij grotere tunnallengten en door het onderbrengen van meerdere installaties in de tunnelbuis (trafo's) langere of frequentere afzettingen nodig zullen zijn.

Bij de tunnels voor niet auto-snelwegen betekent het afzetten van één rijbaan tevens het afzetten van één rijrichting en dit heeft derhalve weinig zin om door middel van rijstrooksignaalgevers in de tunnel aan te geven. Mogelijk is een signalering ten behoeve van file vorming wel zinnig.

3.2.5.6 Buitendienststelling

In principe moet buitendienststelling worden voorkomen.

Dit is bij een tunnel bestaande uit 2 kokers met 2 rijstroken in 1 richting te realiseren door voor kortere tijd tegenverkeer toe te laten.

Bij de tunnels voor niet-autosnelwegen en 2 richtingsverkeer is buitendienststelling alleen maar mogelijk als een alternatieve omleidingsroute aanwezig is.

3.2.6 Dwarsdoorsnede

3.2.6.1 Aantal rijstroken en rijrichting per tunnelbuis

Aantal rijstroken

Het aantal rijstroken voor de (stads)autosnelwegen kan variëren van 2*2 tot 2*4. Uitgaande van 2*2 rijstroken is per rijrichting een buis nodig met een inwendige diameter van 11 à 12 m. Voor 2*3 rijstroken is per rijrichting een buis nodig met een inwendige diameter van 15 à 16 m. Dit ligt voorlopig buiten de haalbaarheid.

Voor 2*4 rijstroken zijn per rijrichting twee buizen nodig elk met een inwendige diameter van 11 à 12 m. Opgemerkt kan worden dat in principe vluchtstroken in tunnels welke diepgelegen zijn niet worden toegepast, tenzij de vluchtstrook bedoeld is als latere uitbreiding naar b.v. 2*3 rijstroken.

Voor de niet-autosnelwegen bedraagt het aantal rijstroken in principe 2, 1 voor elke rijrichting. Afhankelijk van het wel of niet aanbrengen van een vergrote redresseerstrook (bergingszone, zie 3.2.5.2) en/of een afgescheiden vluchtroute is één buis met een inwendige diameter van 10 à 11 m nodig.

Breedte deelstrepen

De ROA hoofdstuk III, dwarsprofielen (concept maart 1992) geeft aan dat de deelstrepen in de rijstrookbreedte inbegrepen zijn.

De RONA hoofdstuk II, dwarsprofielen (december 1986) gaat hier niet van uit.

Breedte objectafstandsmarge

De ROA deel III, dwarsprofielen (concept maart 1992) definieert deze maat als de afstand tussen de zijkant van de rijstrook en de voorkant van geleideprofiel of geleiderails. De RONA hoofdstuk II, dwarsprofielen (december 1986) definieert dit begrip niet maar geeft wel een vergelijkbare maat aan.

Geleide profielen

Als geleideprofiel is aangehouden het zgn New-Jersey profiel (NJ-profiel).

De RONA hoofdstuk II, dwarsprofielen (december 1986) kent dit profiel niet. Uit oogpunt van ruimtebesparing dient dit echter ook in tunnels voor niet-autosnelwegen te worden toegepast.

Afstand tussen de wanden

Deze maat is in principe de som van de breedten van de rijstroken, benodigde strepen, redresseerstroken en NJ profielen.

Tevens moet de afstand vanaf de rijstrook tot voorzijde bovenkant geleideprofiel een zekere maat bedragen. In de ROA 1975 hoofdstuk III wordt hiervoor aangegeven 1.00 m. De RONA hoofdstuk II, dwarsprofielen (december 1986) geeft een maat tot voorkant geleiderail van 1.00 m, welke echter beter aansluit bij in de ROA gedefinieerde objectafstandsmarge. De ROA hoofdstuk III, dwarsprofielen (concept maart 1992) geven echter een object-afstandsmarge aan van 1.50 m resp 1.00 m vanaf zijkant rijstrook tot voorkant NJ profiel.

Voor de aangegeven afstanden tussen de wanden zijn zowel maten aangegeven, uitgaande van een afstand van 1.00 m tussen de rijstrook en wand/bovenkant geleiderail, als van de aangegeven objectafstandsmarge. In de getekende dwarsprofielen (zie paragraaf 3.1) is uitgegaan van de kleinste maat.

Opgemerkt moet worden dat deze maat in de praktijk met 2*0.125 m vermeerderd moet worden in verband met de gebruikelijke prefab uitvoering van de NJ profielen.

3.2.6.2 Profiel van Vrije Ruimte (PVR)

Het vereiste profiel van vrije ruimte bedraagt 4.50 m boven de rijstroken en 4.20 m boven de redresseerstroken en is loodrecht op het wegdek gemeten.

Bij plaatselijke objecten, zoals ventilatoren mag dit boven het geleideprofiel teruggebracht worden naar 4.00 m.

Gezien de ronde vorm is in de geboorde tunnel echter een grotere ruimte boven het PVR aanwezig. Hierdoor kunnen de in de tunnelbuis aangebrachte tunnelinstallaties minder snel door aanrijding beschadigd worden.

De volgende aanvullende voorwaarden kunnen hiervoor gesteld worden:

- indien de afstand tot het rijdek groter is dan 4.70 m is geen hoogtedetectie nodig;
- indien de afstand tot het rijdek groter is dan 5.00 m behoeven vitale tunnelinstallaties (camera's e.d.) niet voorzien te worden van een beschermende kooiconstructie;
- gestreefd moet worden alle tunnelinstallaties aan te brengen op 5.50 m boven de rijweg.

Door de ronde vorm blijft ook onder de rijbaan ruimte over, welke onder nog nader te noemen voorwaarden kan worden gebruikt voor het onderbrengen van b.v. technische installaties (zie ook 3.2.6.3 technisch ruimtegebruik).

Voor de niet-autosnelweg moet vanwege de tegenverkeer situatie in normale omstandigheden dwarsventilatie worden toegepast, waardoor de ruimte boven het PVR en onder het rijdek moeten worden benut voor het aan- en afvoeren van de ventilatielucht. Afhankelijk van de hiervoor benodigde oppervlakken kunnen de ruimten niet benut worden voor de hierboven omschreven doeleinden.

3.2.6.3 Technisch Ruimtegebruik

In de overblijvende ruimten onder het rijdek en naast het PVR kunnen diverse technische voorzieningen, zoals verder in deze paragraaf beschreven, worden ondergebracht.

Benodigde Ruimte ten behoeve van Installaties in de Rijkoker.

Hierbij moet gedacht worden aan ventilatie, verlichting, verkeerssignalering etc.

Kabels-en Leidingenruimten.

Hierbij kan onderscheid gemaakt worden in:

- kabels en leidingen voor het tunnelbedrijf.
In verband met brandpreventie verdient het de voorkeur deze onder het wegdek aan te brengen. Voor de kabels naar de installaties kan het wel eens economischer zijn deze onder te brengen in een aparte ruimte boven de vluchtroute, hoger in de tunneldoorsnede. In dat geval dient echter aan de brandwerendheid extra aandacht te worden besteed.
- kabels en leidingen ten behoeve van derden.
Voor deze kabels en leidingen gelden de eisen volgens de richtlijnen werkgroep HOBU (Hoogspanningslijnen en Buisleidingen). Leidingen ten behoeve van transport van gas en andere brand- en explosiegevaarlijke stoffen worden niet toegestaan.

Het is aan te bevelen de kabels en leidingen voor het tunnelbedrijf en voor derden in gescheiden ruimten onder te brengen, in verband met brandpreventie bij voorkeur in de ruimte onder het rijdek.

Benodigde Ruimten voor de overige Technische Installaties.

Hierbij moet gedacht worden aan ruimten voor:

- drainagepompen met bijbehorende persleiding.
Behalve aan het begin en eind van de tunnel is op het diepste punt van de tunnel een "middenpompkelder" nodig. Afhankelijk van de situatie kan de lengte van de persleiding en de opvoerhoogte aanzienlijk zijn. Dit is van invloed op de buisdiameter en pompcapaciteit.
Zowel bij tunnels waarin vervoer van gevaarlijke stoffen is toegestaan als bij de overige tunnels is de pompcapaciteit bij een calamiteit (2 m³/min) maatgevend. Deze vloeit voort uit de benodigde bluscapaciteit van 120 m³/h. Afhankelijk van lengte en verticaal alignement kan overwogen worden meerdere waterkelders in het gesloten gedeelte toe te passen. De opstelling van deze pompen moet buiten de rijkoker plaatsvinden, terwijl de pompkamer de vluchtweg niet mag blokkeren.
Bij vervoer van gevaarlijke stoffen moet de pompkamer tevens luchtdicht van de overige ruimten (m.n. vluchtweg) gescheiden zijn. Dit houdt in dat de drainagepompen in een uitbouw naast de geboorde buis opgesteld moeten worden. Tevens is het wenselijk om per buis een van elkaar gescheiden waterkelder aan te brengen welke voldoet aan de Richtlijnen vervoer gevaarlijke stoffen (watersloten, inhoud, oppervlak).

- het energietransportsysteem.
Bij tunnels korter dan ca 2000 m bestaat het gebruikelijke energie-transport-systeem uit:
 - aansluiting op het stroomleverend bedrijf aan één zijde;
 - step up/step down trafo's en laagspanningsverdeelinrichting aan beide zijden;
 - Midden-Spanning-kabel naar andere zijde;
 - voeding technische installaties vanuit beide zijden.
- In verband met het grote koperverbruik is bovenstaand energietransport-systeem bij lange tunnels niet meer economisch. Het exacte omslagpunt is mede afhankelijk van de energiebehoefte van de tunnel. Als alternatief wordt voor (lange) geboorde tunnels aan het volgende systeem gedacht:
- aansluiting op het stroomleverend bedrijf aan één zijde;
 - per tunnelbuis één MS-kabel, welke in de tunnelbuis opgestelde laagspanningsverdeelinrichtingen voedt;
 - voeding van de technische installaties vanuit de in de tunnelbuis opgestelde laagspanningsverdeelinrichtingen.

Dit houdt in dat in de tunnelbuis ruimte gevonden moet worden om deze installaties onder te brengen. Aan deze ruimten moeten verder de nodige eisen gesteld worden met betrekking tot bereikbaarheid, ventilatie en veiligheid.

Gedacht wordt om deze installaties te plaatsen op een onderlinge afstand van 500 à 1000 m. Er zijn twee mogelijkheden:

- onderbrengen in de ruimte onder het rijdek. Voor de toegankelijkheid zouden deze dan moeten samenvallen met de benodigde verbindingen tussen beide tunnelbuizen;
- onderbrengen in aparte hiervoor gemaakte verbindingen tussen de tunnelbuizen;

no-breakinstallatie

Om dezelfde redenen als bij het energietransportsysteem worden de no-break-installaties bij lange tunnels niet meer in de eindgebouwen ondergebracht, maar in de tunnelbuizen aansluitend op de ruimten voor de laagspanningsverdeelinrichting.

Zoals vermeld in paragraaf 3.2.3.3 moet bij tunnels voor niet-autosnelwegen dwars-ventilatie toegepast worden. Hiertoe worden de ruimten boven het PVR en onder het rijdek gebruikt voor aan- en afvoeren van de ventilatielucht en zijn derhalve niet beschikbaar voor het onderbrengen van de hierboven vermelde technische installaties. Dit betekent het volgende:

- kabels en leidingenruimte; Mogelijk kunnen deze nog ondergebracht worden in de ruimte onder het rijdek. Hierbij moet wel met het volgende rekening gehouden worden:
 - oppervlakteverlies tbv ventilatie;
 - bij inspectie resp onderhoud moet rekening gehouden worden met hoge windsnelheden of het ventilatiesysteem moet tijdelijk buiten gebruik gesteld worden;
 - kabels en leidingen tbv derden; Gezien het bovenstaande kunnen deze niet ondergebracht worden in de ruimte onder het rijdek;
 - drainagepompen; Bij het toepassen van één middenpompkelder kan deze nog in de tunnelbuis onder het rijdek worden ondergebracht. Deze vormt dan wel de scheiding tussen de luchtaan- resp afvoer van elk der zijden van de tunnel.
- Bij meerdere "middenpompkelders" moeten deze buiten de tunnelbuis uitgebouwd worden.
- energietransportsysteem en no-breakinstallatie; Deze dient op de hierboven beschreven wijze te worden uitgevoerd.

Aangezien de ruimte onder het rijdek hiervoor niet beschikbaar is moet de tunnelbuis plaatselijk uitgebouwd worden of de installaties moeten in de tunnelbuis ondergebracht worden, wat minimaal doorsnedevergroting met zich mee brengt.

3.2.7 Literatuur

- [1] Verkeerskundige consequenties van steilere hellingen in tunnels en aquaducten, RWS/DVK (D.E.Helleman), oktober 1990
- [2] Vluchtstroken in tunnels nodig?, Werkgroep RWS SI&St, DVK, Dir N-H, Dir Z-H, augustus 1981
- [3] Ontwerpvoertuigen (rapport DVK nr.80-06), RWS DVK, augustus 1980
- [4] Richtlijnen voor het Ontwerpen van Autosnelwegen, Hoofdstuk II Aligement, RWS/DVK, mei 1991
- [5] Richtlijnen voor het Ontwerpen van Niet-Autosnelwegen, Hoofdstuk III, Dwarsprofielen. Voorlopige richtlijnen, RWS/DVK, maart 1992
- [6] Richtlijnen voor het Ontwerpen van Niet-Autosnelwegen, Hoofdstuk II, Dwarsprofielen. Voorlopige richtlijnen, RWS/DVK, december 1986
- [7] Richtlijnen voor het Ontwerpen van Niet-Autosnelwegen, Hoofdstuk IV, Aligement. Voorlopige richtlijnen, RWS/DVK, maart 1989
- [8] SATO, deel 2, dwars- en lengteprofielen tunnel - (stads)autosnelwegen. Voorlopig, 3e concept, Bouwdienst RWS Tunnelbouw, 10 april 1992
- [9] SATO, deel 2, dwars- en lengteprofielen tunnel - niet-autosnelwegen. Voorlopig, 4e concept, Bouwdienst RWS Tunnelbouw, 24 november 1992
- [10] Vervoer gevaarlijke stoffen door tunnels. Programma van eisen. Concept, Bouwdienst RWS Tunnelbouw, december 1990
- [11] Richtlijnen in verband met vervoer gevaarlijke stoffen door tunnels inclusief:
Bijlage 1 : Richtlijnen voor overdruk in pompkamers;
Bijlage 2 : Richtlijnen voor overdruk in vluchtgang;
Bijlage 3 : Richtlijnen voor vluchtroutes
Bijlage 4 : Richtlijnen voor brandblusinstallaties in tunnels.
Bouwdienst RWS Tunnelbouw, maart 1992
- [12] ARTO, Algemene Richtlijnen Tunnel Ontwerp, Bouwdienst RWS Tunnelbouw, december 1990
- [13] RVV, Reglement Verkeersregels en Verkeerstekens, 4 mei 1966
- [14] Bouwbesluit, 16 december 1991
- [15] Ventilatie van autotunnels. Aanbevelingen 1991, Bouwdienst RWS & KIVI afdeling Tunneltechniek en Ondergrondse Werken, juli 1991
- [16] Richtlijnen werkgroep HOBV, Hoogspanningsleidingen en Buisleidingen
- [17] VLG, Vervoer over Land van Gevaarlijke stoffen



Afdeling voor Tunneltechniek
en Ondergrondse Werken

Boren van tunnels voor
rail- en wegverbindingen



3.3 Spoorwegen

3.3.1 Algemeen

Het vervoeren van personen en goederen is een commerciële activiteit, waarvan de omvang wordt bepaald door vraag en aanbod.

Aan de hand van de verwachte vervoersomvang kan een dienstregeling worden opgesteld. Om een bepaalde dienstregeling veilig, comfortabel, stipt en tegen zo gering mogelijke kosten te kunnen uitvoeren is een evenwicht nodig tussen:

- **de treindienst,**
omleidingsmogelijkheden, inzet alternatief vervoer, acceptatie van vertragingen, enz.
- **de instandhouding van de infrastructuur,**
snelle (dure) instandhoudingsmethoden, tijdstip van instandhouding (bijv. 's nachts), arbeidsveiligheid, enz.
- **de nieuwbouw van de infrastructuur,**
overloopwissels, extra sporen, toepassing onderhoudsarme materialen en constructies/installaties, nieuwe systemen voor treinbeheersing, veiligheidsvoorzieningen, enz.
- **het materieel,**
comfort, onderhoudsstaat, brandveiligheid, drukdichtheid, geluidsemmissie, enz.

In de nabije toekomst zullen de verantwoordelijkheden voor exploitatie, materieel en infrastructuur worden gescheiden. Ook dan blijft een integrale afweging van bovengenoemde aspecten een voorwaarde om tot optimalisatie te komen.

Bij aanleg of uitbreiding van spoorbanen wordt de tracékeuze door diverse factoren bepaald. Eén van de factoren die een rol speelt is de kruising van de spoorbaan met andere verkeerssystemen.

Kruisingen kunnen gelijkvloers of ongelijkvloers worden uitgevoerd. Op nieuwe lijnen worden geen gelijkvloerse kruisingen toegepast. Kunstwerken worden in het algemeen toegepast op plaatsen waar toepassing van een aardebaan niet mogelijk of wenselijk is.

Spoortunnels worden alleen toegepast indien toepassing van andere kunstwerken niet mogelijk of wenselijk is.

De in deze paragraaf vermelde aspecten gelden voor spoortunnels met een lengte zoals die in Nederland tot nu toe gebruikelijk is (de langste bestaande spoortunnel heeft een lengte van ca. 5 km.).

Voor lange ondergrondse trajecten zullen aanvullende maatregelen in verband met onderhoud en veiligheid nodig zijn. Hierbij valt te denken aan compartimentering, overlooptmogelijkheden, voorzieningen aan het materieel of de toepassing van enkel-sporige tunnelkokers of reddingsstations.

Veiligheidsvoorzieningen zijn sterk bepalend voor het tunnelontwerp. Welke voorzieningen worden aangebracht is afhankelijk van het verwachte treinverkeer:

- **reizigers**; hier ligt de nadruk op bescherming van de reiziger en het treinpersoneel: bijvoorbeeld vlucht-en reddingsvoorzieningen,
- **goederen**; hier ligt de nadruk op de bescherming van de infrastructuur tegen bijvoorbeeld brand of explosies en de veiligheid van het treinpersoneel,
- **gemengd verkeer**; hier zijn boven een combinatie van bovengenoemde factoren maatregelen nodig ter bescherming van reizigers tegen de gevolgen van een calamiteit van een trein met gevaarlijke stoffen.

Meestal is er sprake van gemengd verkeer. Bij een hoge snelheidslijn kan worden besloten goederenverkeer uit te sluiten.

Het spoorwegnet is in principe toegankelijk voor alle nationale en vele internationale reizigers- en goederentreinen. Dit heeft invloed op bijvoorbeeld het lengte- en dwarsprofiel van tunnels en het in rekening te brengen laststelsel. Bij uitbouw van het bestaande net is het niet gewenst kostenoptimalisatie te plegen door een tunnel te bouwen voor één specifiek materieeltype.

3.3.2 Alignement

3.3.2.1 Ontwerpsnelheden

De ontwerpsnelheid is maatgevend voor veel ontwerpspecificaties. Voor reizigersverkeer wordt aangehouden we **160 km/h** (RAIL 21: Euro-/intercitytreinen 160 km/h). Bij de aanleg van kostbare en moeilijk aanpasbare infrastructuur zoals tunnels, zal per project worden overwogen of het zinvol is door een geringe extra investering een eventuele snelheidsverhoging in de toekomst (naar b.v. 200 km/h) niet onmogelijk te maken. Voor goederenverkeer wordt voorlopig **80 km/h** aangehouden, hoewel voor zwaar goederenvervoer ook de range 100 - 120 km/h wordt beschouwd en voor licht goederenverkeer zelfs tot 160 km/h. Uitgaande van het huidige materieel en ter vergroting van de bandbreedte is in tabel 3.1 gekozen voor 80 km/h.

Bij snelheden hoger dan 200 km/h spreekt men van hoge snelheidslijnen. Voor de Hoge SnelheidsLijn Amsterdam - Belgische grens wordt **300 km/h** als ontwerp-snelheid gehanteerd; in Duitsland hanteert men 250 - 270 km/h; in Frankrijk 270 - 300 km/h (hier is een tendens gaande naar 350 km/h).

3.3.2.2 Hellingen

Voor hellingen 1 : 200 gelden geen beperkingen voor de treinenloop mits toegepast in rechtstand. Bij toepassing van steilere hellingen ontstaan exploitatieve problemen. Onder bepaalde omstandigheden kunnen steilere hellingen (tot 1 : 40 mits toegepast in rechtstand) worden toegepast. De grenswaarde 1 : 40 is zo gekozen, omdat het huidige reizigersmaterieel op een dergelijke helling nog juist vanuit stilstand kan optrekken.

Het verticaal alignement van een spoortunnel zal gezien de vele complicerende factoren van geval tot geval moeten worden gezien. Van belang zijn o.a. onderstaande factoren in relatie tot elkaar:

- het soort treinverkeer (reizigers, goederen of gecombineerd);
- de seingeving;
- de eigenschappen van het materieel:
 - de beremming;
 - de tractiemogelijkheden;
- het verticaal alignement:
 - de steilte van de hellingen;
 - het te overbruggen hoogteverschil (in verband met de maximum snelheid op het diepste punt en de minimale snelheid bij het uitrijden van de tunnel);
 - de lengte van een eventueel vlak deel in het verticaal alignement van de tunnel;
- de huidige veiligheidseis, dat als zich een goederentrein in de tunnel bevindt, zich verder geen treinen op hetzelfde spoor in de tunnel mogen bevinden;
- de lengte van de tunnel;
- de vereiste treinfrequentie.

3.3.2.3 Boogstralen

In het algemeen geldt, dat er naar moet worden gestreefd de boogstralen zo groot mogelijk te maken. Vanuit het materieel geldt een minimale horizontale boogstraal van 150 m. Om het toepassen van voegloos spoor mogelijk te maken is een minimale boogstraal van 500 m nodig. Voor het overige geldt, dat door het spoor in een verkanting aan te brengen, de slijtage aan spoorstaaf en wielband en het discomfort voor de reizigers tot een minimum kan worden beperkt (zie 3.2.2.4 verkanting). Het is altijd noodzakelijk om overgangsbogen toe te passen, behalve indien geen verkanting nodig is en het dan optredende verkantingstekort gering is (< 48 mm).

Als minimale horizontale boogstraal kan worden gehanteerd:

- 345 m bij 80 km/h; (500 m bij voegloos spoor)
- 1400 m bij 160 km/h en
- 4500 m bij 300 km/h.

Gewenste horizontale boogstraal:

Voor personen- en goederenverkeer geldt als gewenste horizontale boogstraal die waarde, waarbij geen verkanting behoeft te worden toegepast (verschillend materieel, verschillende snelheden, verschillende benodigde verkantingen):

- bij 80 km/h: 1575 m,
- bij 160 km/h: 6300 m.

Bij de HSL, die in principe door één materieelsoort met één bepaalde snelheid wordt bereden, kan het spoor in de ideale verkanting worden gelegd (zie 3.3.2.4). De waarde 4500 m geldt als uiterst minimum bij 300 km/h. Als gewenste minimum horizontale boogstraal wordt 6000 m gehanteerd.

3.3.2.4 Verkanting

Voor het ontwerpen van een spoorlijn, die bereden wordt met één snelheid is de toe te passen verkanting D gelijk aan de theoretische verkanting minus een verkantingstekort I

$$D = \frac{11.8 * V^2}{R_h} - I$$

waarin D : Verkanting in mm,
 V : Snelheid in km/h,
 R_h : Horizontale straal in m,
 I : Verkantingstekort: 30 mm (gewenst) of 70 mm (max.)

Voor het ontwerp van een spoorlijn, die wordt bereden met verschillende snelheden, wordt de 'optimale' verkanting bereikt, als beide spoorstaven even snel slijten. Dit wordt geacht op te treden als het verkantingstekort van de snelste trein even groot is als het verkantingsoverschot van de langzaamste trein (bij gelijke aantallen snelle en langzame treinen). Door te rekenen met een equivalente snelheid, waarin tevens de snelheidsverdeling van het aantal treinen is verwerkt, kan de 'optimale' verkanting worden berekend.

Hier wordt een groter verkantingstekort toegepast tot 100 mm met een maximum van 120 mm. De verkanting bedraagt dan 120 mm (gewenst) resp. 150 mm. Het verkantingsoverschot E bedraagt tot 70 mm (gewenst) met een maximum van 90 mm.

Bovenstaande waarden gelden niet voor spoor met een directe bevestiging op de constructie. Hier geldt : verkanting $D < 120$ mm, verkantingstekort $I < 40$ mm en het verkantingsoverschot $E < 40$ mm.

Ook bij overwegen, wissels en langsperrons gelden afwijkende waarden.

3.3.3 Veiligheid

3.3.3.1 Vluchtwegen

Naast het Profiel van Vrije Ruimte (PVR) is een 0.80 m breed voetpad vereist, met een vrije hoogte van 2.20 m. (zie 3.3.6.6)

Doordat zelfs de breedste personentrein smaller is dan het PVR (3.20 m) blijft naast een stilstaande trein in de tunnel een vrije breedte van 1.20 m beschikbaar.

Volgens de huidige voorschriften dient minimaal om de 600 m een vluchtmogelijkheid aanwezig te zijn. De breedte voor het benodigde voetpad bedraagt 0.80 m. Bij toepassing van een dubbelsporige tunnel betekent dit, dat om de 600 m een verbinding met het maaiveld moet worden gerealiseerd. Bij grote waterkruisingen is dit doorgaans niet mogelijk.

Bij toepassing van twee enkelsporige kokers bestaat de mogelijkheid een vluchtweg te realiseren door de ene koker te verbinden met de andere.

Bij toepassing van de boortechniek zijn voor het creëren van tussenverbindingen, danwel verbindingen met het maaiveld, bijzondere technieken beschikbaar die besproken worden in hoofdstuk 7.

3.3.3.2 Ventilatie

Van geval tot geval moet worden gezien, of kan worden volstaan met natuurlijke ventilatie, of dat mechanische ventilatie moet worden toegepast. Enkelsporige tunnelkokers met één hoofddrijrichting zijn in principe zelf-ventilerend.

Toepassing van ventilatieschachten met een doorsnede van tenminste 5 m² is mogelijk. Hierbij dient te worden opgemerkt, dat ventilatieschachten invloed kunnen hebben op de optredende drukgolven in tunnels. Bij toepassing van ventilatieschachten met een tussenafstand, die kleiner is dan de kleinste te verwachten treinlengte en afmetingen binnen bepaalde grenzen is een gunstig effect haalbaar; toepassing van ventilatieschachten met grote afmetingen kan echter ook een averechtse werking hebben.

Een optie is om een mechanisch/geforceerde ventilatie toe te passen, die automatisch aanslaat bij een stilstaande trein in de tunnel.

Enkelsporige tunnels zijn makkelijker kunstmatig ventilerbaar dan dubbelsporige.

uitstoot (rook)gassen en deeltjes

In een treintunnel zullen ten gevolge van het gebruik door voertuigen verontreinigingen door ijzer- en koperdeeltjes ontstaan en wanneer met dieseltractie gereden wordt door uitlaatgassen en roetdeeltjes.

Verder vindt men slijpsel van remschoenen, morsen van olie en/of vet e.d.

3.3.3.3 Brandveiligheid

Bij ieder tunnelproject kan de lokale brandweer eisen stellen aan de brandpreventieve en -werende voorzieningen. Er wordt op landelijk niveau gewerkt aan uniforme eisen.

Een inventarisatie van te verwachten voorzieningen:

- constructie 2 uur brandwerend,
- brandleiding,
- alarmmeldknoppen,
- ruimte voor hulpmiddelen bij toegangen,
- tunnelmonden en nooduitgangen bereikbaar voor wegverkeer,
- mechanische aarding bovenleiding,
- bovenleidingspanning op afstand uitschakelbaar,
- noodstroom/noodverlichting.

3.3.3.4 Explosiebestendigheid

Tot op heden zijn nog geen eisen gesteld aan de explosiebestendigheid van spoortunnels voor goederenvervoer. Naar verwachting zullen deze er op middellange termijn komen.



3.3.3.5 Sociale Veiligheid

I.v.m. de sociale veiligheid van stations zijn de sleutelwoorden:

- licht,
- ruimte,
- zichtbaarheid.

Deze zaken zijn moeilijker te realiseren, naarmate de tunnel dieper ligt (hetgeen bij boortunnels meestal het geval is). Bij inpassing van perrons in een rond (boor)tunnelprofiel of uitbouw ervan, is het moeilijker om aan deze eisen te voldoen dan bij stations die in een open bouwput worden gebouwd.

3.3.3.6 (Nood)procedures

Aangezien eisen van brandweer, politie en andere hulpdiensten technische consequenties kunnen hebben voor het tunnelontwerp, verdient het aanbeveling de (nood)procedures in een zeer vroeg stadium vast te leggen. Indien dit pas tijdens de bouw (het boren) zou gebeuren, kunnen noodzakelijke voorzieningen niet meer, of tegen relatief hoge kosten, verwezenlijkt worden.

3.3.4 Onderhoud

3.3.4.1 Tunnelreinigen

Voor het mechanisch reinigen dient het ballastprofiel van voldoende afmetingen te zijn (tenminste 0.70 m onder BS en 2.00 m aan weerszijden van hart spoor). De ballastdikte is tevens afhankelijk van de snelheid en het gewicht van het treinverkeer en de aanwezigheid van wissels. In verband hiermee wordt een hoogte tussen BS en bovenkant constructie aangehouden die varieert van 0.75 m tot 1.00 m. Op kunstwerken wordt het dwarsprofiel hierop afgestemd. In tunnels worden ook andere aspecten beschouwd, zoals geleiding van de trein bij een eventuele ontsporing en het bevorderen van de uitstapmogelijkheid bij calamiteiten. Op grond van deze argumenten is bij de Spoortunnel Rotterdam besloten de ballastkeringen dicht bij hart spoor te leggen (1.60 m uit hart spoor in plaats van de eerder genoemde 2.00 m).

De reinigbaarheid van een boortunnel met een geprefabriceerde wandbekleding is enigszins in het nadeel t.o.v. een traditionele tunnel vanwege de inkassingen in de elementen; anderzijds is het oppervlak van de prefab-elementen zeer glad, hetgeen de reinigbaarheid ten goede komt.

3.3.4.2 Duurzaamheid

De meest kwetsbare constructiedelen van een boortunnel met geprefabriceerde wandbekleding zijn de voegen tussen de elementen. Het grote aantal voegen en de geringe betondekking op de wapening van de prefab-elementen is nadelig voor de duurzaamheid. Door een optimalisatie van de voegdetailering en de toepassing van zeer hoge betonsterkteklassen kan de duurzaamheid verbeterd worden.

Omdat de tunnelbekleding uit vele onderling geïsoleerde elementen bestaat, kunnen er bijzondere maatregelen nodig zijn ter beperking van het gevaar voor zwerfstroomcorrosie van de wapening.

3.3.4.3 Inspectiemogelijkheden

Betreden van een spoorwegtunnel (dus ook voor inspectie) is in principe alleen toegestaan bij buitendienstgesteld spoor. Per spoor wordt 1 vlucht/inspectiepad toegepast (bij een HSL-tunnel zijn vanwege de grote doorsnede evt. 2 paden mogelijk).

3.3.5 Exploitatie

3.3.5.1 Materieelgebruik

In principe is het gehele NS-net toegankelijk voor zowel reizigers- als goederenverkeer.

In de kolom 'reizigers' van tabel 3.1 is rekening gehouden met gemengd verkeer. Bij 'goederen' is evenmin sprake van één materieeltype (diverse wagontypes van diverse afkomst). Bij de HSL is gekozen voor een monocultuur met snel, licht materieel (zoals in Frankrijk), waarop de infrastructuur kan worden afgestemd.

3.3.5.2 Stations

De afstanden tussen spoorwegstations zijn in principe groot. Stations vereisen grotere afmetingen dan de aansluitende baanvakken en vormen dus een discontinuïteit in het boorproces. Gezien de hoge kosten, die een ondergronds station met zich meebrengt, zal toepassing hiervan zo mogelijk worden vermeden. Per perron worden altijd 2 afzonderlijke toe-/uitgangen toegepast.

3.3.5.3 Overloopwissels / Uitwijk- en opstel mogelijkheden

Er zijn geen normen voor de h.o.h.-afstand van overloopwissels. Als vuistregel kan een tussenafstand worden gehanteerd welke in 10 minuten met de baanvaksnelheid kan worden afgelegd, zodat bij stremming van één spoor van een dubbelsporig baanvak een halfuursdienst gereden kan worden (10 minuten heen, 10 minuten terug, 10 minuten reserve). Voor 80 km/h bedraagt de tussenafstand al 13 km. Overloopwissels, uitwijk- en opstelsporen zullen bij voorkeur buiten het tunneltracé worden geprojecteerd.

3.3.5.4 Signalering, Beveiliging

Naar verwachting zal op korte termijn een noodremoverbrugging in het materieel verplicht worden gesteld. Hierdoor is de kans dat een brandende trein in een tunnel tot stilstand komt zeer klein (behalve bij stations).

3.3.5.5 Buitendienststelling

In verband met de hoge luchtsnelheden bij de passage van een trein zijn spoor-tunnels met enkelsporige tunnelkokers tot verboden gebied verklaard tijdens de treinenloop. Voor iedere activiteit in de tunnel moet de betreffende koker buiten dienst worden genomen.

3.3.6 Dwarsdoorsnede

3.3.6.1 Enkel- of Dubbelsporige Tunnel

Bij tunnels voor personenvervoer geldt, dat om de max. 600 m nooduitgangen moeten worden gerealiseerd. Indien dit niet mogelijk is (bijv. onder een rivier) kan hieraan worden tegemoet gekomen door de sporen in enkelsporige kokers onder te brengen, zodat bij calamiteiten de ene tunnelbuis via de andere bereikbaar is (bij een 2-sporig baanvak).

Bij tunnels voor goederenvervoer geldt dit in mindere mate. Hier bestaat uit het oogpunt van beschikbaarheid van de infrastructuur ook een voorkeur voor enkel-sporige tunnelkokers (bij calamiteiten in één koker blijft de andere beschikbaar voor de exploitatie).

Enkelsporige tunnels zijn zelfventilerend. Echter in verband met calamiteiten is het beter om kunstmatig te ventileren.

Spoortunnels met enkelsporige kokers zijn tijdens de treinenloop verboden gebied voor personen. Dit betekent, dat voor iedere uit te voeren handeling in een tunnel de betreffende koker buiten dienst moet worden genomen.

Dubbelsporige tunnels zijn meestal goedkoper.

Bij dubbelsporige tunnels bestaat de mogelijkheid overloopwissels aan te brengen. Om de risico's in een tunnel zo klein mogelijk te maken, worden hier echter bij voorkeur geen wissels toegepast.

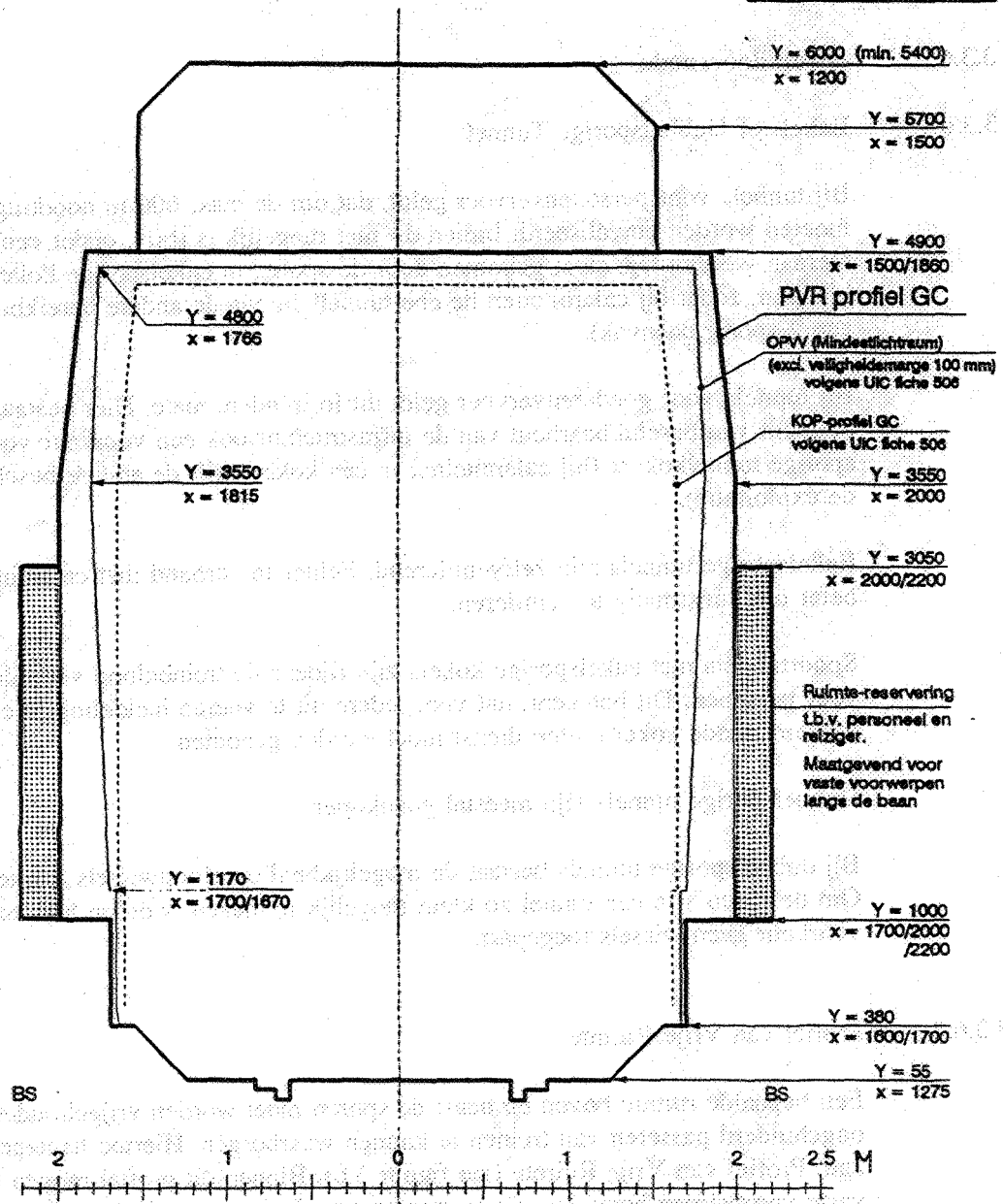
3.3.6.2 Profiel van Vrije Ruimte

Een bepaalde ruimte boven en naast de sporen moet worden vrijgehouden om het ongehinderd passeren van treinen te kunnen waarborgen. Hiertoe hanteert men het zgn. Profiel van Vrije Ruimte (zie figuur 3.6). Binnen dit profiel mogen zich geen vaste voorwerpen bevinden. De ruimte-reserveringen voor uit de trein hangende personen aan de zijanten van het profiel mogen overlappen met andere ruimtere-serveringen, bijvoorbeeld t.b.v. voetpaden of een naastgelegen PVR.

Uitgave A, februari 1992

VOORLOPIG

- Nader vast te stellen door KIM-M in 1992
- Op / aanmerkingen doorgeven aan 115.3 tlt 5315/4394



figuur 3.6 PVR profiel GC

3.3.6.3 Benodigde Doorsnede i.v.m. Druk golf

Oorzaak druk golf

Wanneer een trein door een tunnel rijdt wordt aan de voorzijde van de trein een overdruk golf veroorzaakt en een onderdruk golf aan de achterzijde. Deze golven, die zich voortbewegen met de geluidssnelheid, worden aan de einden van de tunnel teruggekaatst in tegengestelde zin; d.w.z. dat een overdruk golf teruggekaatst wordt als een onderdruk golf en andersom.

Gevolg druk golf

Het menselijk oor is gevoelig voor drukverschillen, vooral wanneer deze in een korte periode optreden. Het grootste drukverschil treedt op als een veroorzaakte overdruk golf overlapt met teruggekaatste onderdruk golf. Door dit verschijnsel gaan de oren van treinpassagiers 'ploppen'. Om discomfort voor reizigers te voorkomen is het van belang de drukverschillen per tijdseenheid en de frequentie, waarin deze optreden, zo klein mogelijk te houden.

Druk golfbepalende grootheden

De grootte van de druk golf wordt bepaald door:

- de verhouding trein-/vrije tunneldoorsnede (grote invloed),
- de treinsnelheid (grote invloed),
- de stroomlijn van de trein,
- de tunnelwrijving (kleine invloed),
- de treinlengte (kleine invloed, behalve bij dubbelsporige tunnels of bij toepassing van schachten).

Bij een gegeven materieel en snelheid is de vrije tunneldoorsnede dus maatgevend voor de grootte van de druk golf.

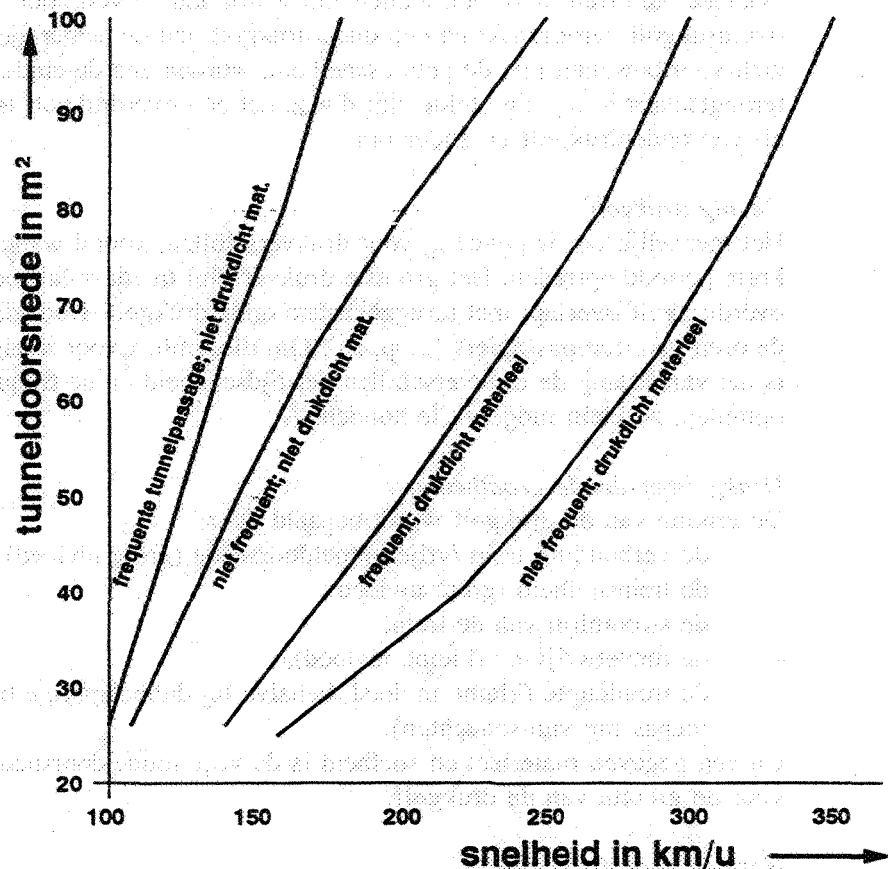
Normen voor discomfort

Aan de hand van ervaringen van proefpersonen in een drukkamer, die onderworpen werden aan drukverschillen binnen een bepaalde periode (simulatie van een treinreis door tunnels) zijn in internationaal verband grenswaarden voor de drukverschillen opgesteld, die voor het merendeel van de proefpersonen acceptabel zijn. Hierbij bleek, dat wat voor de ene mens nauwelijks waarneembaar is door een ander als ondragelijk kan worden ervaren. Tevens bleek, dat de frequentie waarmee men aan drukverschillen werd blootgesteld van invloed was op de grootte van de drukverschillen, die nog als acceptabel werden beschouwd.

Relatie Snelheid - Tunneldoorsnede

Toepassing van de grenswaarden voor discomfort leidt tot zeer grote benodigde tunneldoorsneden bij hoge snelheden. De Duitse spoorwegen hebben d.m.v. proefritten door tunnels de relatie tussen snelheid en tunneldoorsnede onderzocht. De resultaten hiervan zijn weergegeven in de grafiek van figuur 3.7.

Relatie tussen snelheid en tunneldoorsnede



UITGANGSPUNTEN

- * Enkelsporig bedrijf
- * Tunnellengte 2000 m
- * Treinlengte 360 m
- * Comforteis bij FREQUENTE tunnelpassage:
Drukverschil in 3 sec. 0.8 kPa
- * Comforteis bij NIET FREQUENTE tunnelpassage:
Drukverschil in 3 sec. 1.25 kPa
- * Druklicht materieel als ICE
($T = 5$ s)

Bron : DB BZA München, juli 1990

Opsteller : Sector Infra Objecten, 115.31, tel 5278, januari 1992

figuur 3.7 Relatie tussen snelheid en tunneldoorsnede.

Druk dicht materieel

De in de trein optredende drukverschillen per tijdseenheid kunnen worden beperkt door het materieel in zekere mate drukdicht uit te voeren; hierdoor kan dus met hogere snelheid door een tunnel van bepaalde afmetingen worden gereden dan bij toepassing van normaal materieel. Er zijn gradaties in de drukdichtheid van materieel.

In Japan en Duitsland wordt met drukdicht materieel gereden op hoge snelheidslijnen. Het huidige in Frankrijk rijdende TGV-materieel is niet drukdicht; het nieuwe TGV-materieel (dus ook dat voor de HSL in Nederland) wordt wel drukdicht uitgevoerd.

In Japan, waar men met steeds hogere snelheid door bestaande tunnels rijdt, wordt op dit moment materieel met de hoogste graad van drukdichtheid toegepast

Dubbelsporige tunnels

Bij twee elkaar tegemoet komende treinen in een dubbelsporige tunnel kunnen zeer grote drukverschillen optreden in een kort tijdsbestek. Hierbij spelen de treinelengtes en het verschil tussen de tijdstippen dat de treinen de tunnel inrijden een rol. De extreme drukverschillen treden slechts bij een bepaalde combinatie van factoren op. Daarom ligt het voor de hand om voor de bepaling van de benodigde vrije tunneldoorsnede van een dubbelsporige tunnel de waarden voor frequente tunnelpassage (met één trein!) aan te houden en het incidenteel optredende discomfort voor lief te nemen.

Bij dubbelsporige tunnels is de benodigde tunneldoorsnede dus aanmerkelijk kleiner dan twee maal de benodigde enkelsporige doorsnede. Voorts heeft een dubbelsporige tunnel als voordeel, dat de h.o.h.-afstand van de sporen niet hoeft te worden vergroot.

Ventilatieschachten

Toepassing van ventilatieschachten met afmetingen binnen bepaalde grenzen en met een tussenafstand, die kleiner is dan de kleinste te verwachten treinelengte, kan een gunstige invloed hebben op de optredende drukverschillen. Toepassing van ventilatieschachten met grote afmetingen kan ook (m.n. bij dubbelsporige tunnels) een averechtse werking hebben.

Conclusies

- bij het rijden met treinen door tunnels ontstaan **drukgolven**.
- de hierdoor in kort tijdsbestek optredende **drukverschillen** kunnen **discomfort** veroorzaken bij reizigers,
- dit is sterk **persoonsafhankelijk**,
- ook de **frequentie** waarmee men aan drukverschillen wordt blootgesteld is van invloed op de mate waarin men discomfort ervaart,
- bij een gegeven materieel is de grootte van de **vrije tunneldoorsnede maatgevend** voor de toelaatbare treinsnelheid,
- toepassing van **ventilatieschachten** kan zowel een gunstig als een ongunstig effect hebben op de optredende drukgolven.

3.3.6.4 Lay-out Overloop

Bij conventionele spoorlijnen worden in principe wissels 1 : 15 toegepast, die afbuigend bereden kunnen worden met 80 km/h. Bij de HSL zijn overloopwissels 1 : 65 geprojecteerd, die afbuigend met 220 km/h bereden kunnen worden. Vanwege veiligheid en kosten zullen overloopwissels bij voorkeur buiten het tunneltracé worden geprojecteerd.

3.3.6.5 Perronafmetingen

Perronlengte:

- voor TGV/Euro- en Intercitystations 430 m,
- voor Interregiostations 340 m,
- voor Agglo/regiostations 270 m.

Breedte perrons:

- Minimaal 3.00 m vrije doorloopruimte langs trappenhuisen of meubilair op perrons (op eilandperrons aan twee zijden).
- In verband met passage van doorrijdende treinen met grote snelheid (> 160 km/h) bij voorkeur een vrije doorloopruimte van 4,00 m breed aanhouden.

Hoogte perrons:

- 0,84 m+ BS

Maat perron - hart spoor:

- 1,65 m (bij spoor in verkanting maat vergroten of verkleinen in binnen- resp. buitenbocht).

3.3.6.6 Technisch Ruimtegebruik

Voetpad:

- huidige eis: (onbelemmerde) voetpadbreedte 800 mm tussen PVR (in verkanting) en leuning, vrije hoogte 2.20 m.
 - bij hogere snelheden speelt drukgolfeffect mee; uitgaande van het gegeven, dat een tunnel verboden gebied is voor voetgangers tijdens de treinenloop, kan dezelfde eis worden gehanteerd.
 - Het niveau van het voetpad is vanuit het oogpunt van schouwing/ werkzaamheden aan het spoor zo laag mogelijk gewenst maar in verband met geleiding van een ontspoorde trein en snelle evacuatie van een trein bij een calamiteit bij voorkeur zo hoog mogelijk.
- Bij een rechthoekig tunnelprofiel wordt een niveau van BS +0.35 m gekozen. Bij een rond tunnelprofiel kan het gunstiger zijn het pad hoger aan te brengen (BS +0.60 m volgens huidige regelgeving).

Kabelkokers:

- in principe in holle ruimte onder voetpad; anders in hooggelegen, gesloten kabelgoot boven voetpad. Uit oogpunt van brandveiligheid verdient onderbrenging van de kabels en leidingen in de ruimte onder het voetpad de voorkeur.

(relais-)kasten e.d.:

- deze hebben een diepte van 0.45 m. Tegen of in tunnelwand aanbrengen met in achtname van voetpadbreedte. Bij een cirkelvormige tunneldoorsnede (zoals bij boortunnels) kan eenvoudig aan deze eis worden voldaan.

Seinen e.d.:

- aanbrengen boven het voetpad, buiten PVR; deze zodanig uitvoeren, dat ze geen extra ruimtebeslag vergen.

Ventilatoren:

- hiervoor een ruimte met een doorsnede van 1.00 m reserveren in een bovenhoek van de tunnel buiten PVR.

Medegebruik door derden:

Over het algemeen hebben spoortunnels weinig loze ruimtes, behalve dubbelsporige boortunnels. Medegebruik voor bijvoorbeeld kabels en leidingen is denkbaar; er zijn echter beperkingen:

- de koker voor derden moet afzonderlijk van de spoorbaan toegankelijk zijn,
- de spoorwegexploitatie mag bij eventuele calamiteiten aan de voorzieningen voor derden niet in gevaar komen (dus geen transport van explosieve gassen/vloeistoffen e.d.),
- bij metalen leidingen moet rekening worden gehouden met zwerfstroom.

Medegebruik door bijvoorbeeld de opslag van overtollig materiaal (puin, oude ballast, e.d.) is ook mogelijk.

3.3.7

Literatuur

- [1] Verzameling van Technische Gegevens en eisen (VTG) deel VI, 1986: Technische voorschriften voor het ontwerpen van spoorwegtunnels.
- [2] Naslagwerk Ontwerpen van Spoorlijnen If 5000, 1992.
- [3] Geleideconstructie Willemspoortunnel Rotterdam (nov'85/mei'86)
- [4] ORE-rapport C149,
- [5] ORE-rapport C167,
- [6] Martinek - Technische Regeln für die Tunnel der Neubaustrecken, Felsbau 1(1983) Nr. 3/4;
- [7] BZA München - Gegenwärtiger Kenntnisstand zum aerodynamischen Fahrkomfort bei Einzelzugfahrten durch Tunnel, juli 1990;
- [8] Hamer - Trains that go pop in the dark, New Scientist, september 1989.
- [9] Verslag van rapporteursmissie, Ondergronds bouwen in Japan, februari/maart 1991.
- [10] Verslag van bezoek NS-delegatie aan het Bundesbahn-Zentralamt van de DB in München, R. Nawijn, NS If531, september 1991.
- [11] Probleem en aanpak Brandveiligheid Ondergrondse Railwegen, Ing./adviesbureau SAVE, juli 1992.
- [12] KIVI-rapport Ventilatie van railtunnels 1973



3.4 Stadsrailvervoer

3.4.1 Algemeen

Stadsrailvervoer en regionaal of stadsgewestelijk vervoer zal in de regel alleen daar worden toegepast waar belangrijke geconcentreerde vervoersstromen worden verwacht. Bij het stadsrailvervoer zal daarom de transportfunctie (capaciteit) van het vervoerssysteem meestal centraal staan. Andere OV-systemen zullen daarbij een aanvullende functie vervullen en voor de aan- en afvoer van reizigers zorgen.

Bij het stadsrailvervoer zal het aantal stations in de buitenwijken worden beperkt met onderlinge afstanden van 1500 m tot 2000 m. De baanvak snelheid zal daarbij 90 à 100 km/h bedragen, waarbij de gemiddelde rijsnelheid op 45 à 55 km/h zal komen te liggen. In de binnensteden wijzigt de transportfunctie van het systeem en zal de nadruk op de ontsluiting komen te liggen met onderlinge stationsafstanden van 750 tot 1000 m. Op deze (centrale) trajectdelen zal dus ook een lagere gemiddelde snelheid worden gerealiseerd.

Op economische gronden zullen stadsspoorwegen in het algemeen bovengronds op een eigen baan - eventueel viaductspoor - worden aangelegd. Slechts wanneer dit absoluut niet mogelijk is, o.m. bij rivierkruisingen, in oudere stads-gedeelten, bij het kruisen van andere infrastructuurbundels zal de aanleg van de stadsspoorweg als tunnel worden overwogen.

De keuze volgens welke bouwmethode de tunnel wordt aangelegd is sterk van lokale omstandigheden afhankelijk. Hierbij spelen onder meer de volgende factoren een rol:

- de optredende hinder tijdens de bouwfase met betrekking tot het ontregelen van het functioneren van de stad;
- de mate van verstoring van de scheepvaart bij het kruisen van scheepvaartroutes;
- de noodzaak tot het sparen van de bestaande bebouwing c.q. waardevolle stadsgezichten;
- de mate van beperken van de overlast bij het passeren van zware infrastructuurbundels (kabels en leidingen etc.);
- economische aspecten zullen daarnaast een duidelijke rol spelen bij de keuze bepaling. Daarbij moet een onderscheid worden gemaakt tussen investeringen en kosten van de exploitatie, verbonden aan het gekozen tunnelsysteem.

Een stadsspoorweg zal in het algemeen als een tweesporig systeem worden ontworpen en worden uitgevoerd. Daar waar treinen of een deel van de treinen keren, kan het zelfs noodzakelijk zijn dat een derde spoor of zelfs meer sporen worden aangelegd.

Bij de aanleg van tunnels moet daarom tenminste worden uitgegaan van een tweesporig systeem. Van tevoren staat niet vast of deze beide sporen in één dan wel twee tunnels worden aangelegd. In de ondergrondse stations worden bij voorkeur eilandperrons toegepast, opdat de reiziger, bij een afwijkende dienstuitvoering pas op het perron de keuze hoeft te maken ten aanzien van het spoor waarop de trein naar zijn/haar bestemming vertrekt. Daarnaast kunnen de aantallen trappartijen en liften worden beperkt.

Bij stadsspoorwegen is het gebruikelijk dat beide sporen in 2 richtingen met een volledig systeem van beveiliging kunnen worden bereden z.g. dubbel/enkelspoor-bedrijf.

Bij calamiteiten, b.v. wanneer een bepaalde trein niet kan rijden, dienen de overige treinen over het andere spoor in beide richtingen te kunnen rijden. Daartoe zullen op regelmatige afstanden van 1800 m tot 3000 m zogenaamde overloopwissels dienen te worden aangelegd. Teneinde het ruimtebeslag zoveel mogelijk te beperken kunnen deze overloopwissels zodanig in elkaar worden geschoven dat van een kruiswissel kan worden gesproken. Ter wille van de beperking van infrastructurale voorzieningen zullen deze wissels nabij stations kunnen worden aangebracht. Bij deze overloop- c.q. kruiswissels wordt tevens de voeding van de stroomrail geregeld.

Ter wille van de veiligheid bij brand moeten de perrons minimaal aan de einden kunnen worden verlaten via separate uitgangen.

In het algemeen zullen roltrappen de voorkeur genieten boven vaste trappen voor normaal gebruik. Uit brandtechnische overweging moeten altijd vaste trappen aanwezig zijn.

Over het aantal en de plaats van liften zal per station separate besluitvorming dienen plaats te vinden. Bij diepgelegen stations worden wegens de grote opvoerhoogte zowel in op- en neergaande richting roltrappen toegepast. Een derde roltrap is noodzakelijk in verband met stilstand wegens onderhoud of defecten. Op drukke stations kunnen uit capaciteit overwegingen meer dan 3 roltrappen nodig zijn.

Ten aanzien van vluchtwegen wordt opgemerkt dat er geen landelijke normen voor tunnelbouw bestaan. De huidige gang van zaken is dat de brandweer regionaal per ontwerp beoordeelt wat wenselijk lijkt en dat tot eis verheft.

Uitgangspunt is dat getracht zal worden met treinen die b.v. in brand staan, door te rijden tot het eerstvolgende station alwaar de reizigers de optimale kans krijgen het systeem veilig te verlaten. Mocht een dergelijke trein in de tunnel komen vast te staan, dan zullen de reizigers via de nooduitgangen de tunnel dienen te verlaten. De onderlinge afstand tussen deze nooduitgangen hangt van diverse factoren af en vormt thans nog onderwerp van nadere studie.

Aftakkingen in een systeem van stadsspoorwegen dienen ter wille van een onbelemmerde exploitatie bij voorkeur kruisingsvrij te worden uitgevoerd. Hierbij zal een nadere afweging moeten worden gemaakt welke bijzondere constructies bij de toepassing van een geboorde tunnel noodzakelijk zijn.

Aan de hand van het door het vervoersbedrijf opgestelde programma van eisen, op grond van exploitatieve overwegingen en op grond van civiel technische, esthetische, stedenbouwkundige en economische overwegingen, kunnen op trajecten waar voor een tunneloplossing is gekozen, mogelijk geboorde tunnels worden toegepast. In het algemeen zullen de ontwerp-eisen die daarbij aan het vervoerssysteem worden gesteld niet wezenlijk van elkaar verschillen. Niettemin heeft ieder stedelijk openbaar vervoersbedrijf zijn eigen historische ontwikkeling doorgemaakt.

Vaak worden door bepaalde keuzen uit het verleden voorwaarden en beperkingen aan de verdere uitbouw van een reeds bestaand vervoerssysteem gesteld. Bij gelijk-blijvende uitgangspunten worden de verschillen en ontwerpeisen bij de diverse openbaar vervoer bedrijven dan ook in belangrijke mate door deze historische ontwikkeling bepaald.

Naast de sneltram en de metro is een geleide bus uitermate geschikt om van boortunnels gebruik te maken. Een geleide bussysteem is een systeem waarbij een bus via een geleidings-mechanisme aan de bus en infrastructuur zijn weg volgt. Het principe bestaat uit horizontaal aan de bus gemonteerde geleiderollen die geleideranden aan weerszijden van de baan aftasten.

Het systeem functioneert in de praktijk in Essen in Duitsland en in Adelaide in Australië zonder problemen.

3.4.2 Alignement

3.4.2.1 Ontwerpsnelheden

Metro: 110 km/h, momenteel nog niet wettelijk toegestaan.
 Sneltram: 70 km/h
 Geleide bus: 100 km/h (max.)

3.4.2.2 Hellingen

Vervoerstype	Gewenste helling [%]		Maximum helling [%]	
Metro	1	(1)	4	(2)
Sneltram	1	(1)	4	(2)
<i>Geleide bus:</i> dieselbus	1	(1)	4.5	(3)
	trolley	1	6	(3)

- (1) Helling i.v.m. de afwatering van de tunnel.
- (2) Maximum helling in stations is 1 %, hoewel plaatselijk steilere hellingen voorkomen.
- (3) Plaatselijk kunnen grotere hellingen (resp. 6% voor een dieselbus en 10% voor een trolley) worden toegepast.

3.4.2.3 Boogstralen

Bij horizontale bogen steeds de grootst mogelijke boogstraal toepassen. Krappe boogstralen vergen nl. een vergroting van de tunneldiameter, hetgeen over de gehele lengte van de te boren tunnel moet worden doorgevoerd.

Vervoers- type	Hor. Boogstraal				Vert. Boog (top)				Vert. Boog (dal)			
	Gewenst [m]	Minimum [m]	Gewenst [m]	Minimum [m]	Gewenst [m]	Minimum [m]	Gewenst [m]	Minimum [m]	Gewenst [m]	Minimum [m]	Gewenst [m]	Minimum [m]
Metro	400 (2)	240 (3)	3600 (4)	2500 (5)	3000 (4)	2000						
Sneltram	400 (6)	240 (6)	2000	1000	2000	1000						
Geleide bus	540	135	20000	1200 (1)	1500	350 (1)						

- (1) Bij 50 km/h.
- (2) I.v.m. max. snelheid liever $R_h > 600$ m kiezen. Ook hier zijn overgangsbogen tussen rechtstand en boog en bogen onderling noodzakelijk!
- (3) Voor hoofdsporen. Rekening moet gehouden worden met de noodzaak overgangsbogen toe te passen! (Ter plaatse van een station $R_h > 800$ m.)
- (4) Bij wissels : > 5000 m
- (5) Bij directe railbevestiging. (Bij ballastbed 3500 m).
- (6) Ter plaatse van een halte $R_h > 100$ m. In verband met de boortechniek geldt als minimale boogstraal $R = 20 \times D$. Deze eis zal dus als regel bepalend zijn voor de toe te passen horizontale boogstraal ($R_h = 120$ m bij $D = 6$ m) Zie ook paragraaf 3.2.2.3.

3.4.2.4 Verkanting

Voor zowel de metro als de sneltram geldt:

- De minimum verkanting is 0 mm;
- De gewenste verkanting is afhankelijk van R_h en de snelheid;
- De maximum verkanting is 150 mm.

3.4.3 Veiligheid

3.4.3.1 Vluchtwegen

Bij de uitwerking van het begrip veiligheid is uitgegaan van het verschil tussen de veiligheidsvoorzieningen voor de in de bouwput gebouwde tunnels danwel de afgezonken tunnels en geboorde tunnels.

Ten aanzien van de veiligheid bij de exploitatie van de tunnels is het van belang op welke diepte deze tunnels zijn gelegen, ondermeer in verband met de lengte van de trapverbindingen.

Voor de huidige metro geldt, dat wanneer de afstand tussen de perrons van twee opeenvolgende stations groter is dan 900 m, er een of meerdere nooduitgangen aanwezig dienen te zijn. Bij minder diep gelegen metrotunnels is de behoefte om het aantal stations te beperken, op civiel-technische gronden, minder dan bij diep gelegen metrotunnels. De consequentie daarvan is dat het aantal nooduitgangen bij diepgelegen tunnels waarschijnlijk, bij gelijke tunnallengte, groter zal zijn dan bij de minder diepgelegen tunnels. Het ziet er bovendien naar uit, dat ten aanzien van de eerder genoemde afstand van 900 m. de normen zullen worden aangescherpt, waardoor het aantal nooduitgangen verder zal toenemen. (N.B. In Amsterdam zijn deze nooduitgangen om de ca. 350 m te vinden)

Het is waarschijnlijk dat aan nooduitgangen die grote hoogteverschillen moeten overbruggen zwaardere eisen zullen worden gesteld dan aan vergelijkbare nooduitgangen die beperkte hoogteverschillen moeten overbruggen.

Daar waar geen nooduitgangen kunnen worden gerealiseerd die rechtstreeks naar buiten leiden, bijvoorbeeld bij rivierkruisingen, kruisingen van grote spoorweg-emplacementen danwel tengevolge van een specifieke stedenbouwkundige infrastructuur zullen nadere oplossingen dienen te worden uitgewerkt die voor diep gelegen tunnels met meer inspanningen, en dus hogere kosten, moeten worden gerealiseerd dan bij minder diepgelegen tunnels.

Metro en sneltram

Alle trappenpartijen zijn als vluchtwegen ontworpen:

- kortste verbindingen naar buiten;
- breed genoeg;
- zo min mogelijk bajonet constructies;
- bij grotere opvoerhoogten bordessen toepassen;
- bovenhangende lichtenlijnen;
- pictogrammen;
- er is noodverlichting in ondergrondse stations;
- de gewone (lijn)verlichting leidt naar trappenpartijen;
- er is een omroepsysteem.

In tunnels zijn, in het onverhoopte geval van treinverlaten, aanwezig:

- Looppaden, met een minimale breedte van 70 cm, aan de zijanten van de tunnel. Deze geven aansluiting op de looppaden terzijde van de trappenpartijen op perronnivo. Als sporen moeten worden overgestoken dan is de stroomrail ter plekke onderbroken.

n.b.: - een handrail mag insteken in de 70 cm,

- loopvlak = 0.2 m + BS en

- vrije hoogte zonder obstakels = 2 m boven loopvlak

Het is mogelijk om in een ronde tunnel het voetpadprofiel aan de boven- en onderkant enigszins af te schuinen tot 60 cm. In verband met de kleinere wioldiameters van metro's en sneltrams zou de hoogte hier beperkt moeten blijven tot 400 mm boven BS.

- Nooduitgangen van tunnel naar straatnivo: deze leiden via de (zeer grote) ventilatieschachten naar maaiveld. De uitvoering is een stalen trap met tussenbordessen; de plaats kan men vinden nabij de continue brandende blauwe TL lamp.
- Tunnelverlichting met lokale en afstandsbediening.

3.4.3.2 Ventilatie

Bij de minder diep gelegen metrotunnels bevinden zich voor en achter de stations ventilatieschachten met een directe verbinding met de buitenlucht. Bij diepgelegen tunnels zijn de kosten voor het realiseren van ventilatieschachten dermate hoog, dat eerder aan geforceerde ventilatie moet worden gedacht. Nader dient te worden uitgewerkt waar en hoe de vervuilde lucht zal dienen te worden afgevoerd. Tevens zal een oplossing gevonden dienen te worden voor het geval dat de reguliere geforceerde ventilatie uitvalt.

In bestaande ondergrondse trajecten zijn geen speciale voorzieningen getroffen voor de ventilatie anders dan de openingen voor de trappenpartijen en de openingen voor de aan/afvoer van enorme luchtmassa's die door de trein-bewegingen worden veroorzaakt. Er is geen mechanische ventilatie toegepast.

uitstoot (rook)gassen en deeltjes

In een treintunnel zullen ten gevolge van het gebruik door voertuigen verontreinigingen door ijzer- en koperdeeltjes ontstaan en wanneer met dieseltractie gereden wordt ook door uitlaatgassen en roetdeeltjes. Verder vindt men slijpsel van remschoenen, morsen van olie en/of vet e.d.

Normen/eisen met betrekking tot gevolgen van roestdeeltjes zijn niet bekend.

3.4.3.3 Brandveiligheid

Het uitgangspunt is het gebruik van onbrandbare materialen. Plafonds worden bespoten met brandvertragend materiaal.

De kabelgoten zijn van beton en de kabeldimensies zodanig dat deze het te transporteren vermogen zonder al te veel temperatuurstoename kunnen verwerken. De goten worden bij voorkeur zo laag mogelijk onder de voetpaden gelegd. De kabelmantels zijn van brandwerend materiaal.

In de personeelsruimtes zijn enige brandblussers geplaatst. Er zijn geen bluswateraansluitingen aangebracht in het station, de brandweer zal in voorkomende gevallen werken met gekoppelde slangen vanaf het maaiveld. Dit geldt ook voor de tunnel, de brandweer kan via de ventilatieschachten water en apparatuur aanvoeren.

Ook aan het rollend materieel is de nodige aandacht besteed als het gaat om het gebruik van brandwerend/vertragend materiaal. In het algemeen dient een volledige afstemming tussen de infrastructurele voorzieningen in de tunnel en de brand-(werende) eigenschappen van het rollend materieel te worden nagestreefd.

3.4.3.4 Explosiebestendigheid

Er worden geen speciale maatregelen getroffen. De kans op een grote explosie is kleiner dan bij autotunnels (geen vervoer van explosiegevaarlijke stoffen).

3.4.3.5 Sociale Veiligheid

In verband met de sociale veiligheid moeten alle loopverbindingen zo kort mogelijk gehouden worden (geen lange gangen) en hoeken/nissen waar mogelijk vermeden. Ook moet het station zo dicht mogelijk tegen het maaiveld aangelegd worden om zo de minste opvoerhoogte te verkrijgen. Hierdoor zullen ook de bouwkosten beperkt kunnen worden.

Voorts is er sprake van een zeer goede verlichting en een minimum aan obstakels, op enkele uitzonderingen na geen bajonetten in trappen, open structuren.

In nieuwe stations zullen in het vervolg tevens doorzichtige liften en liftschachten worden gebouwd en 'open' roltrappen. (Is thans nog niet zo maar geldt voor alle nieuwe ontwerpen).

3.4.3.6 (Nood)procedures

Aangezien eisen van brandweer, politie en andere hulpdiensten technische consequenties kunnen hebben voor het tunnelontwerp, verdient het aanbeveling de (nood)procedures in een zeer vroeg stadium vast te leggen. Indien dit pas tijdens de bouw (het boren) zou gebeuren, kunnen noodzakelijke voorzieningen niet meer, of tegen relatief hoge kosten, verwezenlijkt worden.

3.4.4 Onderhoud

3.4.4.1 Tunnelreinigen

Voor tunnels voor geleide bussen gelden de eisen als bij autowegen.

Het reinigen van tunnels voor de metro of de sneltram moet mogelijk zijn. De wanden worden nat afgesproeid met schoonmaakmiddel (i.v.m. ijzer- en koperstof; maar ook in verband met graffiti).

Ter hoogte van de stations dient het ballastbed eigenlijk ook geregeld te worden 'gezogen' i.v.m. ingeworpen afval. Apparatuur (gehuurd) wordt op platte werkwagens vervoerd (ca. 4 keer per jaar).

Waswater van perrons wordt in afvoerputten of in het ballastbed geveegd en via pompkelders afgevoerd. Op andere plaatsen zijn afvoerputten opgenomen in het ontwerp en zijn langs de trappen watergoten met afvoer te vinden.

3.4.4.2 Duurzaamheid

- Metro/Sneltram: - Economische afschrijving is 70 jaar
- Zo veel mogelijk gladde niet hechtende oppervlakken
- Geleide bus: - bus niet combineren met asfalt in verband met lekkage
diesel, spoorvorming en ribbelforming
- prefab delen in verband met snelle vervanging
- inritten: betondek opruwen

Omdat de tunnelbekleding uit vele onderling geïsoleerde elementen bestaat, kunnen er bijzondere maatregelen nodig zijn ter beperking van het gevaar voor zwerf-stroomcorrosie van de wapening.

3.4.4.3 Inspectiemogelijkheden

De breedte van het inspectiepad moet minimaal 700 mm bedragen. Evenals bij het voetpad kan het profiel aan de onder- en bovenkant eventueel afgeschuind worden.

Tunnelschouwing:

- Periodieke controle van de baan, bovenbouw en tunnelwanden. Zonodig moeten ook metingen verricht worden;
- Stations en de tunneldelen bij stations moeten jaarlijks gecontroleerd worden;
- Verder ca. 4 keer per jaar, schouwing en meting door Openbare Werken.

3.4.5 Exploitatie

3.4.5.1 Materieelgebruik

Metro en sneltram

Het materieelgebruik, voertuigtype en de aslasten variëren en zijn opgenomen in het programma van eisen. (Amsterdam : aslasten 12 ton/as, maximaal volgeladen)
Door de aard van het metro/sneltrambedrijf verschilt het materieel van landelijke spoorssystemen:

- het materieel is lichter;
- heeft minder zitplaats- maar meer staanplaatscapaciteit;
- i.v.m. de veelheid aan haltes en de kortere halte-afstanden is de aanzet-versnelling en de remvertraging groter;
- meer en bredere deuren met sluitsignalering.

De metro/sneltram maakt gebruik van langgelast spoor met een aanlegtemperatuur van ca. 25 graden C.

Bij voegloos spoor kunnen, b.v. bij railbreuk, zeer grote krachten op de betonconstructie optreden. Hier dient bij het ontwerp rekening mee te worden gehouden.

In de verticale en horizontale bogen kunnen, zowel bij directe railbevestiging als bij rail in ballastbed, grote krachten op de betonconstructie worden overgebracht.

Geleide bus

- Materieel gebruik: - diesel, elektrisch of hybride.
- Voertuigtype: - geschikt voor geleiding; verticale vering niet zo ruim dat risico bestaat dat bus uit geleiding komt
- bij hoge frequentie elektronische besturing (min. hor. straal 200 m)

3.4.5.2 Stations

Metro en sneltram

De gemiddelde stationsafstand zal ongeveer 800 tot 1500 m voor de metro bedragen.

Stations hoog gelegen aanleggen en verbindende tunnelstukken lager, geeft in de exploitatie voordelen met betrekking tot het energieverbruik. Bovendien zijn dan de verbindingen met het maaiveld kort, hetgeen voor de reizigers plezieriger is.

Voor de afvoer van lekwater geldt juist het tegenover gestelde. Hiervoor moeten voorzieningen worden getroffen.

Bij voorkeur rechte perrons ter voorkoming van een vergroting van de tredespleet. Als het niet anders mogelijk is dan moet de straal van een bol perron groter dan 1000 m zijn en van een hol perron groter dan 1500 m (veiligheids-aspect in verband met rolstoelen/kinderen).

Per perron zijn ten minste twee gescheiden uitgangen/vluchtwegen noodzakelijk.

Tocht op de perrons, zowel ten gevolge van de ventilatie als veroorzaakt door de treinen, moet zoveel mogelijk vermeden worden. O.a. de plaats en de vorm van de ventilatie-openingen kunnen hier in belangrijke mate aan meewerken.

Geleide bus

De minimum stationsafstand bedraagt 800 m. De afstand is sterk afhankelijk van stedelijke bebouwing en het aansluitende bovengrondse net

3.4.5.3 Overloopwissels / Uitwijk- en opstel mogelijkheden

Metro en sneltram

Overloop wissels e.d. zijn geregeld in het programma van eisen. Afhankelijk van de te realiseren bedrijfsvoering zal de onderlinge afstand van overloopwissels 1800 à 3000 m' bedragen. De plaats en onderlinge afstand van overloopwissels is mede afhankelijk van het interval en de mogelijkheid om een (minimale) dienstverlening te handhaven bij calamiteiten. De lay-out van de overloop is afhankelijk van de wisselhoek en de spoorafstand.

Buiten de emplacementen om zijn opstelsporen nodig voor een aantal doeleinden:

- Calamiteiten: defect materieel direct van hoofdspoor af kunnen zetten gedurende de reizigersdienst. Dit is het belangrijkste argument. Zonder deze voorziening is er sprake van bedrijfsstilstand met allerlei gevolgen (inrentabiliteit van de investering en als het te vaak voorkomt slechte publiek acceptatie = bedrijfsimago).
- Dubbel gebruik voor: tijdelijk opstellen werkmaterieel ('s nachts), uitwisselen vervuilde treinen, etc.

Geleide bus

overloop wissels: 1,800 m (10 min. interval), handbediening (insturen).
 uitwijkmogelijkheid: max. 4,000 m uit elkaar
 opstelmogelijkheid: busgarage elders

3.4.5.4 Signalering, Beveiliging

Metro en sneltram

Diverse systemen voor signalering en beveiliging zijn mogelijk.
 Voor de beveiligde treinloop bestaan wettelijke eisen.

Geleide bus

signalering: - op zicht rijden $R_h > 200$ m. Bij krappere bogen knipperlichten of spiegels
 - bij hoge frequenties (76 - 90 sec.) is een elektronisch beveiligingssysteem noodzakelijk
 - situatie, interval en snelheid bepalen noodzaak van overstap naar elektronische beveiliging

3.4.5.5 Buitendienststelling

Metro en sneltram

Het buitendienst stellen van een spoor, waarbij het andere spoor in twee richtingen moet worden bereden, is alleen mogelijk indien het beveiligingssysteem hierin voorziet.

3.4.6 Dwarsdoorsnede

3.4.6.1 Enkel- of Dubbelsporige Tunnel

Bij toepassing van de minimale spoorafstand dient de plaatsing van overloop- c.q. kruiswissel nog mogelijk te zijn. De toepassing van een dubbelsporige tunnel verdient bij stadsrailvervoer in het algemeen de voorkeur.

Bij toepassing van enkelsporige geboorde tunnels kunnen zonder bezwaar eilandperrons worden toegepast.

Voor geleide bussen bestaat er geen voorkeur.

3.4.6.2 Profiel van Vrije Ruimte

Het "Profiel van vrije ruimte" wordt o.a. bepaald door het toe te passen materieel. Indien een nieuw systeem wordt opgezet, dat geheel onafhankelijk van bestaande systemen moet gaan (en blijven) functioneren, verdient het aanbeveling het profiel van vrije ruimte samen met de fabrikant van het materieel te bepalen. Indien nl. het profiel van de wagon kan worden aangepast aan het bijzondere profiel van de tunnel (te weten een cirkel), dan zou een besparing op de te maken tunneldiameter kunnen worden verkregen. Hierbij moet worden opgemerkt dat een verruiming van het tunnelprofiel noodzakelijk kan zijn indien de snelheden van de treinen hiertoe aanleiding geven.

Metro en sneltram

Het profiel van vrije ruimte kan per vervoerbedrijf verschillen.

Uitgaande van 3 m breed materieel is de minimale inwendige diameter ca. 5.95 m en voor 2.65 m breed materieel ca. 5.90 m. Dit zijn waarden die aanwezig moeten zijn voor een metro/sneltram die een boog doorloopt. Uitgaande van $V_{max} = 70$ km/h (en maximale verkanting) is hiervoor als minimum boogstraal aangehouden $R = 250$ m (= referentieboog).

Als men bij moderne ontwerpen uit wil gaan van een $V_{max} = 100$ a 120 km/h, dan dienen de bogen ruimer te worden en neemt de tunnel diameter iets af. (De kleinste diameter ontstaat bij rechtgaand spoor). Omdat de maten voor beide materiaalbreedtes dicht bijeen liggen, zou men kunnen rekenen met een diameter van 6 m uitgaande van 3 m breed materieel.

De totaal benodigde breedte voor een dubbelsporige tunnel is 8.30 m en de hart op hart spoor afstand 3.60 m. Deze 3.60 m is strikt genomen niet nodig als men toestaat dat de profielen van vrije ruimtes elkaar raken, echter om 2 redenen wordt deze maat wel aangehouden:

- De ruimte is nodig voor het inbouwen van de twee aansluitende overloop wissels waarvoor 3.60 m nodig is. Deze verbindingen komen veelvuldig voor en deze maat wordt integraal aangehouden.
- Zo wordt tevens een veiligheidsmarge gecreëerd.

De hoogte is als volgt opgebouwd :

- hoogte bovenkant spoor (BS) naar onderkant dak (ruwbouw) is 4.10 m. Dit is inclusief 20 cm voor de bovenleiding en inclusief ruimte voor omhoog vizzelen (hetgeen stroomloos geschiedt).
- hoogte bovenkant spoor tot bovenkant tunnelvloer (ruwbouw) is 0.55 m.

De totale maat tussen de vloer en het dak is $4.10 + 0.55 = 4.65$ m.

3.4.6.3 Perronafmetingen

	lengte [m]	Netto Breedte	
		eilandperron [m]	zijperron [m]
Metro	>125	8 (1)	5 (1)
Sneltram	30 (2)	8 (3)	3.5 (1)
Geleide bus	40	9	5.5

- (1) Is sterk afhankelijk van het verwachte aantal reizigers.
- (2) 60 m of meer bij meerdere lijnvoeringen over hetzelfde spoor.
- (3) Voor drukker stations of bovengrondse stations zullen bredere perrons toegepast worden (9 meter of zelfs breder).

In het algemeen geldt dat, naarmate een hogere treinfrequentie wordt toegepast kortere halteringstijden worden toegepast en daardoor bredere perrons wenselijk zijn.

3.4.6.4 Technisch Ruimtegebruik

Bij het boren van tunnels zal doorgaans een ronde tunneldoorsnede ontstaan. De omgeschreven cirkel van het profiel van vrije ruimte (aangevuld met zaken uit het programma van eisen) bepaalt dus de minimaal te realiseren inwendige tunneldiameter. Indien de overblijvende ruimte voldoende is voor het aanbrengen van de diverse (technische) voorzieningen, behoeft de tunneldiameter hiervoor niet te worden vergroot.

Onder deze (technische) voorzieningen vallen zaken op het gebied van afwerking, verlichting, ventilatie, vluchtwegen, brandpreventie en brandbestrijding, communicatie enz. Daarnaast zijn voorzieningen nodig voor het aanbrengen van rails, railbevestiging, geluid- en trillingsdempers, voeding, detectie en signalering, afvoer van lek- en ander water, kabels en leidingen, opslag van onderhoudsmaterieel, enz. Diverse van deze voorzieningen kunnen veel ruimte vergen. Het verdient daarom aanbeveling reeds in een zeer vroeg stadium, vóór het opstellen van het definitieve programma van eisen, hierover overleg te voeren met de diverse (hulp)diensten en bedrijven. Het naderhand "invullen" van dergelijke eisen kan nl. op grote (technische) bezwaren stuiten. Het oplossen daarvan kost veelal zeer veel extra geld en tijd.

Het gebruik van de onbenutte ruimtes binnen het tunnelprofiel door derden, ten behoeve van het doorvoeren van kabels en leidingen, is technisch veelal zonder bezwaar mogelijk. Echter de toegankelijkheid van deze ruimtes kan een probleem opleveren. Indien deze ruimtes over een eigen toegang beschikken kan onderhoud aan de daarin aanwezige kabels en leidingen zonder verstoren van het railvervoer plaatsvinden. Indien echter de ruimtes uitsluitend vanuit de Metro/Sneltrambaan toegankelijk zijn zal onderhoud alleen buiten de diensturen plaats kunnen vinden. Overleg met het betreffende vervoersbedrijf is dan noodzakelijk om te bezien of medegebruik toelaatbaar is.

3.4.7 Literatuur

- [1] Ontwerpgegevens voor bus, tram en sneltram/regiotram van de HTM.
- [2] Ontwerpgegevens voor tram en metro van de RET.
- [3] Ontwerpgegevens voor tram en metro van het Gemeente Vervoerbedrijf Amsterdam.
- [4] TAW-Seminar Nr. 511720071 S, betreffende "Brandschutz in Verkehrstunnelanlagen" van de Technische Akademie van Wuppertal.

4 BOORTECHNIEK

4.1 Inleiding

In dit hoofdstuk wordt een (niet uitputtende) inventarisatie gepresenteerd van boortechnieken, die zich op dit moment lenen voor toepassing in Nederland. Deze wordt vooraf gegaan door een algemene beschouwing over boortechnieken. Voor de tekst van de paragrafen 4.2 tot en met 4.9 is gebruik gemaakt van het KIVI rapport "Boortechnieken voor utilitaire tunnels en hun toepassingsmogelijkheden", Oktober 1988 en een artikel "Tunnelbouw met de schildmethode" uit het Polytechnisch tijdschrift, editie 'bouwkunde, wegen- en waterbouw' nr. 10 (1979). De figuren zijn gedeeltelijk afkomstig uit de literatuur vermeld in paragraaf 4.17.

Bij elke beschreven techniek worden de voor- en nadelen ervan gegeven. Bij deze opsomming van voor- en nadelen dient eigenlijk te worden vermeld ten opzichte van welke andere methode dit voor- of nadeel geldt. Daar er echter, afhankelijk van de omstandigheden, altijd andere alternatieven mogelijk zijn is een situatie-onafhankelijke opsomming niet mogelijk. Per methode wordt dan ook volstaan met enige algemene, technisch kenmerkende, voor- en nadelen. De beoordeling, in welke situatie en ten aanzien van welk alternatief deze voor- en nadelen gelden, wordt aan de lezer overgelaten.

De bouw van de tunnelmantel kan op een tweetal verschillende manieren geschieden zoals:

- a) Een opbouw uit ringen, die uit een aantal (veelal) betonnen segmenten bestaan en die direct achter het schild worden geplaatst. Voor moeilijke situaties worden ook wel gietijzeren segmenten gebruikt.
- b) Een opbouw met behulp van geëxtrudeerd staalvezelbeton, dat direct achter het schild wordt aangebracht.

Deze twee bouwmethoden kunnen worden gecombineerd met één van de genoemde boortechnieken.

4.2 Enkele opmerkingen omtrent bouwtoleranties

Bij het bouwen van een boortunnel kunnen afwijkingen in de maatvoering ontstaan. De oorzaken hiervan kunnen o.a. toegeschreven worden aan:

- afwijkingen van het streefalignement veroorzaakt door het boorproces;
- imperfecties in de afmetingen en de plaatsing van de segmentvormige lining en de tussengelegen afdichtingen;
- vervorming van de lining door belastingen;
- afwijkingen die tijdens het afbouwproces optreden.

Voor alle bovengenoemde onderdelen worden toleranties in het bestek vastgelegd. Afhankelijk van het belang van de gewenste nauwkeurigheid zijn de aan de toleranties gestelde eisen meer of minder streng. Ter illustratie: in verband met eisen die aan de waterdichtheid van de tunnel gesteld kunnen worden kan de maat-tolerantie van geprefabriceerde betonnen segmenten ± 0.5 mm bedragen.

Aan deze strenge tolerantie-eisen kan zelfs bij de productie van grote segmenten, voor grote boortunneldiameters voldaan worden. Hiervoor is een stabiele, nauw-keurig in te stellen, en daardoor dure bekisting nodig. Aan de betonfabriek en aan het personeel worden hoge eisen gesteld.

Indien de kwaliteit en de functionaliteit van de boortunnel geen geweld wordt aangedaan verdient het de voorkeur om de bouwtoleranties niet te klein te kiezen. De kosten om binnen kleine toleranties te werken zijn meestal veel hoger dan wanneer er onder ruimere bouwtoleranties gewerkt kan worden. Dus een iets grotere tunneldiameter kan uiteindelijk goedkoper zijn dan een wat kleinere tunneldiameter met krappe bouwtoleranties.

Aan de hand van buitenlandse ervaringen kan gesteld worden dat een tolerantie van ± 0.10 m op de theoretisch benodigde straal van de boortunnel voldoende is.

4.3 Korte beschrijving van de techniek

Een schildtunnel wordt geboord vanuit een vanaf het maaiveld gerealiseerde schacht naar een andere schacht. Bij het boren van een dergelijke tunnel geschiedt het ontgraven van de grond en het bouwen van de tunnel in een stalen buis, met een iets grotere diameter dan de te maken tunnel. Dit is het schild. Aan de voorzijde van het schild wordt de grond ontgraven, aan de achterzijde ervan wordt de tunnelmantel samengesteld op één van de twee manieren zoals onder a) of b) in de inleiding is aangegeven.

Bij de onder a) genoemde methode wordt het schild voortbewogen door middel van hydraulische vijzels, die zich tegen de uit segmenten samengestelde tunnelmantel afzetten. De ruimte buiten de tunnelmantel, die is ontstaan door het ontgraven van de iets grotere doorsnede van het schild, wordt gelijktijdig met het voortschuiven, of korte tijd daarna, gevuld met een groutmengsel. Aanvoer van de tunnelsegmenten en afvoer van de ontgraven grond geschiedt door de schacht en het gerealiseerde tunneldeel.

Op de bouw van de tunnelmantel wordt in 4.14 e.v. nader ingegaan. Daar komt ook de onder b) genoemde methode aan de orde, waarbij de tunnelmantel direct achter het voortbewegende schild wordt vervaardigd en waarbij het schild zich afzet tegen de binnenbekisting van de lining. Deze tunnelmantel wordt vervaardigd uit staalvezelbeton. Het ontgraven van de grond in combinatie met het beheersen van de condities aan het graaffront kan op verschillende manieren plaatsvinden.

Dit kan variëren van een:

- geheel open graaffront ("*open*"fronttechniek) zonder enige conditiebeheersing tot
- een min of meer gesloten graaffront, waarbij van een complete beheersing van grondwater en graaffront sprake is ("*gesloten*"fronttechniek).

Het ontgraven kan variëren van een ontgraving met de hand tot een volledig mechanisch systeem. Bij de betreffende methodes worden ook systemen aangetroffen, waarbij alleen het graaffront, dan wel alleen het grondwater beheerst wordt. Een eenduidig indeling in de categorie open dan wel gesloten fronttechniek is in die gevallen niet mogelijk. Daarom is hier gekozen voor een indeling volgens figuur 4.2. Bij de moderne schilden voor moeilijke bodemgesteldheden zijn de verschillende werkzaamheden en functies geheel of grotendeels gemechaniseerd. Er is dan sprake van een TunnelBoorMachine (TBM). Een keuze tussen de diverse methodes wordt gedaan op grond van afwegingen van onder meer de volgende, voornaamste aspecten: situering en verloop van het tracé, grondopbouw, kwaliteitseisen van de constructie, diameter, trajectlengte en uiteraard de kosten.

4.4 Schachten

Geboorde tunnels worden in het algemeen gebouwd in trajectdelen, die steeds tussen toegangen als schachten of voldoende diep gelegen open inritten zijn gesitueerd. De schachten kunnen worden gebouwd als bouwput, als open caisson of als luchtdrukcaisson. De afmetingen van de schacht worden in eerste instantie bepaald door de gebruiksfase. Veelal zal echter de in de bouwfase benodigde ruimte groter zijn en daarmee de schachtafmeting bepalen.

De toegangen dienen voor:

- de montage en demontage van de TBM;
- afvoer van de afgegraven grond;
- aanvoer van de tunnelling, prefab segmenten, toeslagstoffen en/of grout en beton;
- toevoer van een bentoniet suspensie (bij vloeistofschilden);
- kabels en leidingen t.b.v. elektrische energie, communicatie apparatuur, perslucht en water e.d.;
- toevoer van materialen en materieel t.b.v. de afbouw van de tunnel;
- toegang voor personeel.

De schachtdiepte kan worden beperkt door het toepassen van verticale bogen in de tunnel, voorzover de mogelijkheden van het toegepaste systeem en de tunnelmantel en het toekomstig gebruik van de tunnel dit toelaten.

4.5 Diepteligging van de tunnel

Het bepalen van een veilige en optimale diepteligging is, vooral in gebieden met hoge grondwaterstanden, een complexe aangelegenheid. Van invloed zijn de volgende factoren:

- bodemomstandigheden - grondwaterstand - in de bodem aanwezige obstakels;
- situering;
- type schild (ontgravingssysteem);
- diameter;
- constructie van de tunnel;
- functie van de tunnel.

Per situatie zal dit dienen te worden beoordeeld. Naast de belangrijke invloed van de grondsoort is vooral ook het type schild hierbij van groot belang. Bij toepassing van schilden met verhoogde luchtdruk is een voldoende gronddekking nodig om de druk te handhaven. In principe zouden de tunnels bij toepassing van vloeistofschilden en van grond- en grondwaterdrukschilden minder diep kunnen liggen dan bij toepassing van schilden met verhoogde luchtdruk. Maar ook bij vloeistofschilden en grond- en grondwaterdrukschilden moet een blow-out worden voorkomen, indien het voor onderhoud, reparatie, verwijderen van obstakels en dergelijke nodig is, korte tijd luchtdruk toe te passen. Evenals bij luchtdrukschilden zijn daarom ook hierbij minimale dekkingen van 1 à 1.5 D vereist, afhankelijk van de grondsoort (zie ook 4.8.1). Bij het treffen van bijzondere maatregelen, zie bij voorbeeld 4.8.2, spreekt het vanzelf dat van deze vuistregel afgeweken kan worden.

4.6 Aspecten m.b.t. wetgeving

De wetgeving in Nederland staat (nog) niet toe dat er gewerkt wordt onder een overdruk van meer dan 3.5 bar (zie Caissonbesluit en de beschikking 'Uitvoering Caissonbesluit' van resp. 1968 en 1970). Dit betekent, dat de maximum diepte waarop geboord mag worden niet meer bedraagt dan 35 m onder de waterspiegel. Dit geldt voor al die boormethoden, waar mensen (incidenteel) werkzaamheden aan het boorfront onder luchtdruk moeten kunnen verrichten. Dus zowel voor vloeistof- en gronddrukbalansschilden als schilden met verhoogde luchtdruk. (Grottere dieptes alleen mogelijk door een ontheffing voor de caissonwet aan te vragen). Dit caissonbesluit stelt verder in artikel 7.2 minimum eisen aan de personenschutsluizen:

- a) werkruimte: stahoogte (rechtop);
- b) grondoppervlak van 0.4 m² per persoon;
- c) ventilatie 25 m³ per uur bij een overdruk kleiner dan 0.5 bar en 40 m³ per uur bij een overdruk groter dan 0.5 bar.

In de Bondsrepubliek Duitsland en in België worden soortgelijke eisen gesteld. Bondsrepubliek Duitsland (Verordnung über Arbeiten in Druckluft 1972 II 4 und 17 Anhang 1):

- 1.1 werkruimte: stahoogte.
- 1.2 personenschutsluizen: hoogte tenminste 1.60 m en inhoud tenminste 0.75 m³ per persoon en zitgelegenheid.
- 1.3 ventilatie tenminste 30 m³ per uur per persoon.

België (Algemeen Reglement voor de Arbeidsbescherming):

art. 472 werkkamer 1.80 m hoogte.

art. 473 personenschachtsluizen 1.80 hoogte en 3 personen per m³.

art. 482 ventilatie 40 m³ per uur.

Uit het voorgaande blijkt dat indien mensen aan het boorfront onder luchtdruk moeten werken, de minimale inwendige diameter van het schild 1.80 m dient te bedragen. De uitwendige diameter van het schild bedraagt dan ca. 1.87 m. Bij een wanddikte van de te boren tunnel van ca. 0.14 m komt dit neer op een minimale inwendige tunnel diameter van ca. 1.59 m.

4.7 Zettingen

Het aanleggen van tunnels volgens deze boortechnieken gaat altijd gepaard met vervormingen en verplaatsingen in de grond. Deze veroorzaken onder meer zettingen aan de oppervlakte. In veel omstandigheden, zoals bijvoorbeeld onder waterwegen, spelen deze zettingen geen rol van betekenis. In bebouwde gebieden kan echter schade ontstaan. De grootte van deze verplaatsingen hangt af van de eigenschappen van de grond, de grondwaterdruk en de beheersing van dit grondwater, de afmeting en diepteligging van de tunnel, de ontgravingsmethode, de wijze van ondersteuning van het graaffront en de voortgangssnelheid. De recente ontwikkeling van de boortechnieken hebben het mogelijk gemaakt de verplaatsingen, ook in daarvoor gevoelige grond, zover te beheersen, dat zettingen en schaderisico's beperkt zijn. Voor een nadere informatie omtrent de zettingsproblematiek wordt verwezen naar paragraaf 5.2.3.

4.8 Beheersing van het grondwater

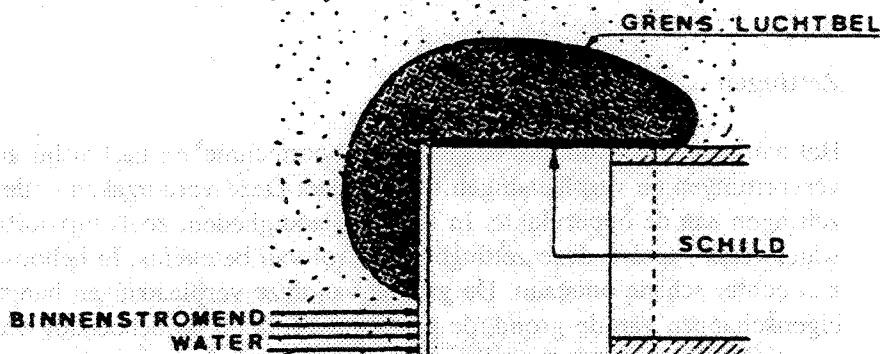
De eerste toepassingen van de schildmethode voor het bouwen van tunnels vonden plaats in niet of weinig waterdoorlatende grondsoorten of in grondlagen gelegen boven het grondwaterniveau. Eventueel binnenkomend lekwater kon worden weggepompt door de gereed gekomen tunnel. In Nederland zullen tunnels vrijwel altijd onder het (grond)waterniveau liggen. Voor de beheersing van het grondwater in doorlatende gronden zijn de volgende technieken beschikbaar:

4.8.1 Verhoogde luchtdruk

Bij een ligging van de tunnel in waterdoorlatende grondsoorten en onder het grondwaterniveau kan verhoogde luchtdruk worden toegepast om te voorkomen dat het grondwater de in aanbouw zijnde tunnel binnenstroomt. De luchtdrukschilden zijn naar gebruik onder te verdelen in twee typen:

- a) Schilden, waarin mensen in de werkkamer aanwezig zijn en dus onder permanente overdruk werken. Aangezien het onder permanent overdruk werken een extra belasting voor het personeel met zich meebrengt heeft een verdere ontwikkeling plaats gevonden naar de onder b) genoemde schilden.
- b) Schilden, waarin mensen achter het luchtdrukcompartiment werken.

Slechts ingeval van reparatiewerk of het verwijderen van een voor de boormachine liggend obstakel, worden mensen onder overdruk in de ontgravingsruimte gebracht. De verhoogde luchtdruk behoeft niet altijd gelijk te zijn aan de waterdruk ter plaatse van de tunnel. Door de luchtdruk wordt een gedeelte van het poriënwater verdrongen, maar door capillaire krachten wordt rond de korrels nog water vastgehouden. Zo dringt de lucht een zekere afstand in de grond tot een evenwicht wordt bereikt tussen de luchtdruk en de capillaire spanningen, die het water in de grond vasthouden (zie figuur 4.1).



figuur 4.1 Drogende werking van verhoogde luchtdruk

Indien de doorlatendheid groter is verplaatst het evenwichtsvlak zich steeds verder naar boven tot de lucht de oppervlakte bereikt. Er ontstaat dan een stroming van lucht, die het zand volledig kan uitdrogen. Afhankelijk van de daarvoor benodigde tijd behoeft dit nog geen "blow-out" en stabiliteitsverlies te betekenen. Indien boven het niveau van de tunnel ondoorlatende lagen voorkomen kan zich daaronder een "luchtbel" vormen. In beide gevallen moet voldoende gronddekking op de tunnel aanwezig zijn. Doorgaans (afhankelijk van de grondsoort) is een gronddekking van 1 à 1.5 D hiervoor voldoende.

In zo goed als niet-doorlatende grondsoorten wordt verhoogde luchtdruk mede toegepast voor ondersteuning van de ontgraving; dit is vooral het geval in plastische klei.

4.8.2 Bronbemaling, eventueel in combinatie met verhoogde luchtdruk

Ter vermijding van de problematiek samenhangend met de luchtdruk, wordt ook wel een verlaging van het grondwater door een bronbemaling toegepast. De daaruit voortkomende zettingsrisico's voor nabij gelegen bebouwing stellen echter grenzen, die mede afhankelijk zijn van de grondsoort. Bij diep gelegen tunnels worden ook combinaties van bronbemaling en verhoogde luchtdruk toegepast.

4.8.3 Vloeistof- en gronddrukbalansschilden

De steeds grotere diepte waarop moet worden gewerkt, de steeds slechtere grondsoorten in de nieuwe gebieden waar schildtunnels worden aangelegd en de problematiek, waarmee de hierboven genoemde technieken gepaard gaan zijn aanleiding geweest andere methoden ter beheersing van het grondwater te ontwikkelen. Het ontgraven gebeurt daarbij in afgesloten ruimten zonder beïnvloeding van het grondwater. Vloeistofschilden en gronddrukbalansschilden, waarbij dit principe wordt toegepast, worden verder in de volgende paragrafen beschreven:

vloeistofschilden:	zie 4.9.5 en 4.10.1;
gronddrukbalansschilden:	zie 4.9.6 en 4.10.2;
combinatie van meerdere technieken:	zie 4.10.3.

4.9 Inleiding ontgravingssystemen

De keuze van het ontgravingssysteem, dat in het schild wordt toegepast hangt voornamelijk af van de grondsoort(en) waarin wordt getunneld, van de grondwateromstandigheden en van de mate waarin de zettingen moeten worden beheerst. Voorts is de wens of noodzaak tot mechanisering van het ontgravingproces een belangrijk criterium. Voor wisselende omstandigheden zijn schilden ontwikkeld met combinaties van ontgravingssystemen. Deze kunnen dus worden aangepast aan de omstandigheden, die zich tijdens het bouwproces voordoen.

4.9.1 Ontgraven met de hand

Bij *handschilden* gebeurt het ontgraven voornamelijk door middel van met de hand bediende graafwerktuigen. Dit is in bijna alle grondsoorten mogelijk. Als het ontgravingfront stabiel is behoeven geen bijkomende voorzieningen te worden getroffen (zie figuur 4.2-1). Als de diameter van de tunnel groot is worden *platforms* aangebracht, waarop de tunnelwerkers kunnen staan. Als het verlies van grond en de verplaatsing geen nadelige consequenties hebben komt de grond daarop onder het natuurlijk talud naar binnen (zie figuur 4.2-2). Als de grond lopend of afbrokkelend is en het verlies van grond niet te groot mag zijn worden de platforms tegen het ontgravingfront aangedrukt en worden bovendien *frontsteunplaten* aangebracht, die eveneens door vijzels tegen de ontgraving worden gedrukt. Om te kunnen ontgraven worden dan steeds één of enkele platen weggenomen (zie figuur 4.2-3). Indien onder de grondwaterspiegel in doorlatende grond wordt gewerkt moet verhoogde luchtdruk of een bronbemaling worden toegepast of een combinatie van beide.

4.9.2 Mechanisch ontgraven

Afhankelijk van de omstandigheden kan ook een mechanische wijze van ontgraven worden toegepast. Vooral bij grotere trajectlengten spelen hierbij kostenfactoren een belangrijke rol. Een *semi-gemechaniseerd* schild is in principe op dezelfde wijze ingericht als een handschild met dien verstande echter, dat het ontgraven met een mechanisch werktuig plaatsvindt (zie figuur 4.2-4). Een *volmechanisch schild* is uitgerust met een roterend of pendelend graafwiel, de spaken van dit graafwiel zijn voorzien van tanden of snijranden, waarmee de grond wordt losgemaakt (zie figuur 4.2-5). Ook bij deze schilden moet het grondwater worden beheerst door verhoogde luchtdruk en/of een bronbemaling.

4.9.3 Blind schild

Een *blind schild* is aan de voorzijde op enkele kleine afsluitbare openingen na volledig gesloten (zie figuur 4.2-6). Dit schild wordt uitsluitend toegepast in zachte plastische klei en in silt. Bij het vooruitdrukken wordt het merendeel van de grond verdrongen door het schild. De hoeveelheid grond, die naar binnen komt is in te stellen door een meer of mindere afsluiting van de opening. Dit schild kan alleen in weinig kwetsbare situaties worden toegepast gezien de verplaatsingen in en de verkleding van de grond, die met het voortbewegingsproces gepaard gaan.

4.9.4 Volmechanisch ontgraven met mechanische ondersteuning van het ontgravingsfront

Deze schilden zijn aan de voorzijde uitgerust met een vrijwel geheel gesloten roterend graafwiel. Dit kan een schijf zijn, die voorzien is van tanden waarmee de grond wordt losgemaakt. De grond wordt naar binnen gelaten door in de schijf aangebrachte instelbare openingen. Dit wiel kan zich niet aan de exacte vorm van de ontgraving aanpassen, zodat deze gedurende korte tijd gedeeltelijk niet is ondersteund. In het algemeen zal tenminste 50% van het front zijn ondersteund. Meer ondersteuning wordt geleverd bij schilden, waarbij de graafschijf samengesteld is uit snijplaten of snijspaken en steunplaten (zie figuur 4.2-7). De grond wordt losgeschrapt door de snijplaten of -spaken. De vijzels, die de steunplaten bedienen, zijn gecombineerd met stikstofbuffers, die als veren werken, waardoor ze naar voren worden gedrukt als er een holle ruimte ontstaat. De openingen tussen de platen, om de grond naar binnen te kunnen laten, zijn instelbaar. Ook bij deze schilden wordt het grondwater verdrongen door verhoogde luchtdruk en/of weggepompt door een bronbemaling.

4.9.5 Mechanisch ontgraven met ondersteuning van het ontgravingsfront door een vloeistof: vloeistofschilden

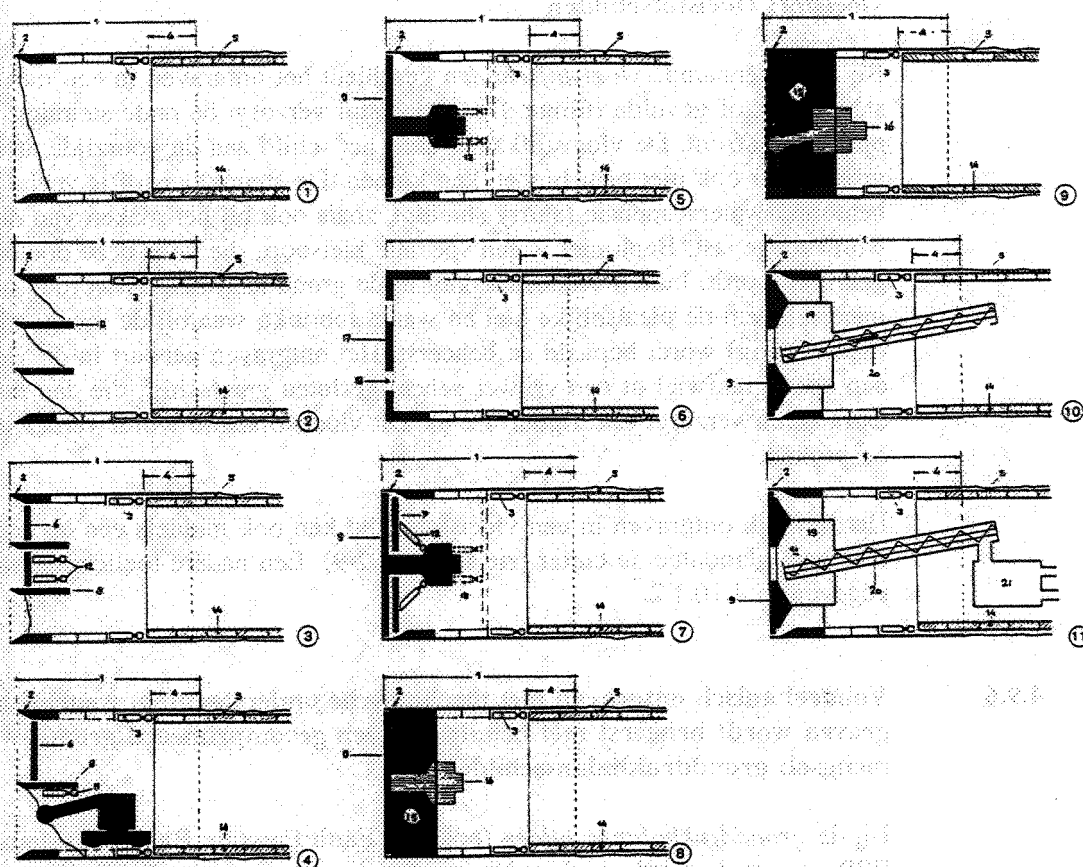
Bij de zogenaamde *vloeistofschilden* geschiedt het ontgraven in een met een steunvloeistof gevulde ruimte. Deze vloeistof verzorgt de ondersteuning van het ontgravingsfront. De vloeistofkamer sluit het schild aan de voorzijde af zodat het grondwater ook niet naar binnen kan komen. De steunvloeistof is veelal een bentoniet-watersuspensie (slurry shields), zoals ook bij het maken van diepwanden wordt toegepast. Bentoniet is een speciale kleisoort, die voor deze doeleinden gebruikt wordt. Indien voldoende klei in de grond aanwezig is worden ook mengsels van de plaatselijke klei en water gebruikt, waarbij de mengverhouding (nauwkeurig) wordt bepaald en beheerst. Het ontgraven gebeurt in de vloeistof door een open graafwiel of een vrijwel geheel gesloten graafschijf, die dan nog enige extra steun verzorgt (zie figuur 4.2-8). Dit vloeistofschild wordt verder in 4.10.1 besproken.

Het feitelijk ontgraven in een vloeistofschild kan ook middels een op een beweegbare arm gemonteerde cutter (zie figuur 4.2-9). Een nadere toelichting wordt gegeven in 4.10.1.2.

4.9.6 Volmechanisch ontgraven met mechanische ondersteuning, waarbij het ontgraven wordt beheerst met behulp van een gecompriëerd grond(-water)-mengsel: gronddrukbalansschilden

Bij de *gronddrukbalansschilden* (ook wel *Earth Pressure Balance system*, kortweg EPB genoemd) wordt de door het graafwiel ontgraven grond eerst opgevangen in een daaraan verbonden werkkamer. Uit de werkkamer wordt de grond verwijderd door een in een buis ondergebrachte schroefvijzel. De grond wordt uit deze buis gelaten door een instelbare opening. De schroefvijzel in combinatie met een nauwe opening zorgt ervoor dat de grond in de buis wordt gecompriëerd, waardoor een vrijwel waterdichte afsluiting ontstaat. De grond wordt onder druk wordt gehouden door vijzels waarmee het boorschild naar voren wordt gedrukt. Zo ontstaat een evenwichtstoestand met de voor het schild aanwezige bodem (zie figuur 4.2-10). Indien de grond te grof is om een dichte prop in de vijzel te vormen kan bentoniet (of experimenteel schuim) worden toegevoegd.

Bij het *grondwaterdrukschild* (zie figuur 4.2-11) wordt de vijzel onder druk gezet, met een waterketel, die in evenwicht is met de druk van het grondwater. Boorfronttechnisch staat dit proces heel dicht bij dat van de Slurry-shields. Concrete toepassingen van deze techniek zijn bij het opstellen van dit rapport niet bekend geweest. Verder wordt verwezen naar 4.10.2.



figuur 4.2 Verschillende typen schilden voor de schildbouwmethode

Legenda

- | | |
|--|---|
| 1. HANDSCHILD | 1. Schild |
| 2. HANDSCHILD MET PLATFORMS | 2. Snijrand van het schild |
| 3. HANDSCHILD MET PLATFORMS EN FRONTSTEUNPLATEN | 3. Hoofdvijzel |
| 4. SEMI-MECHANISCH SCHILD (DUS MET GRAAFMACHINE) | 4. Staart |
| 5. VOLMECHANISCH SCHILD MET GRAAFWIEL | 5. Gevulde staartspleet |
| 6. BLIND SCHILD | 6. Frontsteunplaat (uittreembaar) |
| 7. VOLMECHANISCH SCHILD MET GRAAFWIEL EN FRONTSTEUN-PLATEN | 7. Frontsteunplaat (geïntegreerd met graafwiel) |
| 8. VLOEISTOFSCHILD MET GRAAFWIEL | 8. Werkplatform |
| 9. VLOEISTOFSCHILD MET GRAAFMACHINE | 9. Graafwiel |
| 10. GRONDDRUKBALANSSCHILD | 10. Graafmachine |
| 11. GRONDWATERDRUKSCHILD | 11. Vijzel voor werkplatform |
| | 12. Vijzel voor frontsteunplaten |
| | 13. Vijzel voor graafwiel |
| | 14. Gemonteerde mantelringen |
| | 15. Ondersteuningsvloeistof |
| | 16. Aandrijving van het graafwiel |
| | 17. Front |
| | 18. Opening in het front |
| | 19. Graafwieltrommel |
| | 20. Grondtransport |
| | 21. Waterketel |



4.9.7 Grondscheidingsinstallaties

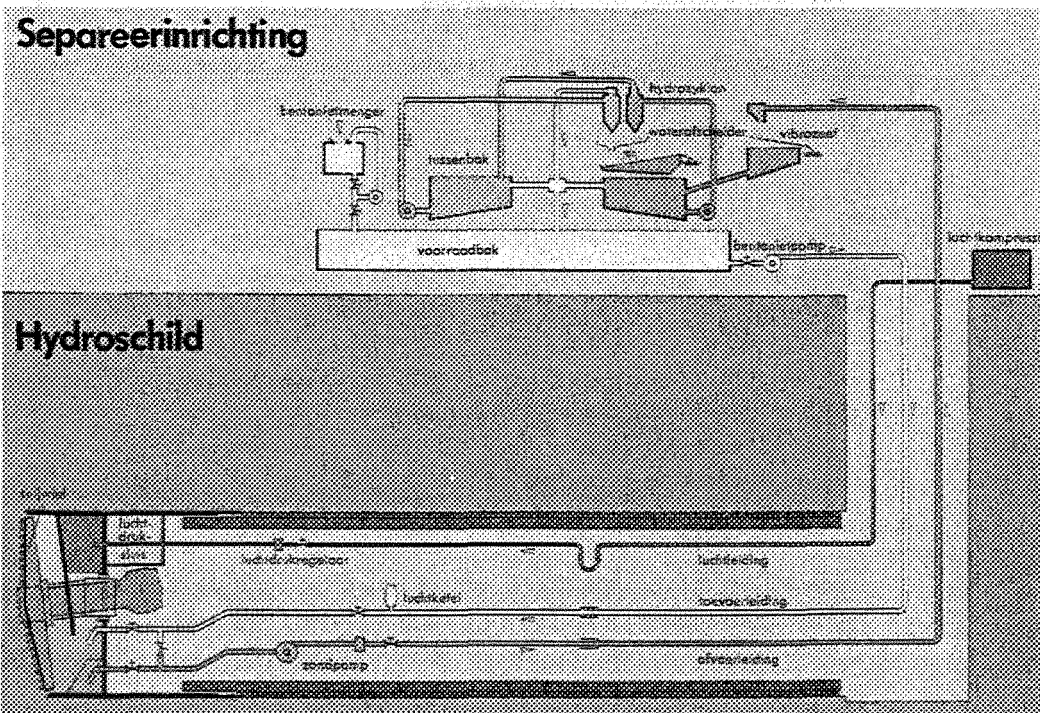
Vloeistofschilden

Bij vloeistofschilden wordt afgegraven grond van de steunvloeistof c.q. het transportmedium gescheiden. De hiervoor benodigde scheidingsinstallatie bevindt zich in de regel op het maaiveld in de nabijheid van de startschacht. Indien, om welke reden dan ook, de scheidingsinstallatie niet in de buurt van de startschacht gesitueerd kan worden dan is een verder gelegen lokatie ook goed mogelijk. De persleiding t.b.v. de afvoer van de afgegraven grond moet dan verlengd worden. Soms is dan een tussenstation nodig.

Bij tunnels met een diameter van zo'n 10 m en groter, kan de primaire grondscheiding eventueel onmiddellijk achter het schild plaatsvinden. Ook kan de grondscheidingsinstallatie in een ondergronds station gesitueerd worden.

gronddrukbalansschilden (EPB)

Bij gronddrukbalansschilden is een scheidingsinstallatie veelal niet noodzakelijk omdat de grond relatief droog uit de TBM komt. Indien het gronddrukbalansschild in een grofkorrelige grond komt dan ontstaat de noodzaak om de grond in de ontgravingsruimte van de TBM minder waterdoorlatend en beter verwerkbaar te maken. Dit kan o.a. gerealiseerd worden door gebruik te maken van een toevoeging van kleimineralen, bentoniet of schuim in de ontgravingsruimte. Om de afgegraven grofkorrelige grond te kunnen hergebruiken kan het dan economisch zijn om gebruik te maken van een scheidingsinstallatie.



figuur 4.3 Grondscheidingsinstallatie

4.9.8 Gronddepots

Bij alle schilden is een gronddepot op het werk noodzakelijk. Dit depot dient als buffer om schommelingen in de aanvoer vanuit de TBM, en de afvoer over de weg op te vangen. Vaak is het niet toegestaan om 's nachts met vrachtwagens grond af te voeren.

Bij grote werken is het niet ongebruikelijk om de afgegraven grond m.b.v. een persleiding af te voeren.

Reeds in het ontwerpstadium moet rekening gehouden worden met de benodigde ruimte en vergunningen voor gronddepots t.b.v. de opslag van grond, bentoniet-slib en/of met bentoniet gemengde grond.

Opgemerkt wordt dat bentoniet een natuurprodukt is en geen toxische stoffen bevat. Het bentoniet-slib is de afgewerkte steunvloeistof. Het betreft de bentoniet-suspensie met een voor het graafproces te hoge graad natuurlijk fijn zand, silt, klei en/of veen. Om de consistentie van het bentoniet-slib te verhogen kan gebruik gemaakt worden van centrifuges en mechanische persen. Ook is het binden van het water door een toevoeging van kalk of cement mogelijk. Deze maatregelen werken kosten-verhogend.

4.10 Voorbeelden van boortechnieken voor grotere tunneldiameters die relevant zijn voor Nederlandse omstandigheden

Kenmerkend voor deze moderne schildsystemen is dat tijdens volmechanisch boren van zachte grondsoorten (grind, zand, silt en klei) in grondwater de grond aan het ontgravingsfront optimaal ondersteund wordt door een nauwkeurig onder druk gehouden vloeistofmengsel of grondbrij, zonder toepassing van de bij de conventionele schildtypen noodzakelijke verhoogde luchtdruk aan het boorfront.

Uitdrukkelijk wordt vermeld dat hier de weergegeven systemen niet meer zijn dan een selectie van een aantal systemen die zich in principe zouden kunnen lenen voor toepassing onder Nederlandse omstandigheden.

De voor Nederlandse omstandigheden relevante moderne schilden kunnen thans onderverdeeld worden in 3 types te weten:

1. Vloeistofschilden
2. Gronddrukbalansschilden
3. Mixschilden.

Deze schilden zijn ontwikkeld om in moeilijke en kwetsbare omstandigheden te boren zonder dat er schade wordt ondervonden. Het doel is het verlies van grond, dat wil zeggen te veel ontgraven, te voorkomen of tot het uiterste te beperken.



De voornaamste aspecten hierbij zijn:

- Nauwkeurig ontgraven aan het ontgravingsfront, onder gelijktijdige ondersteuning ervan, van niet meer dan de theoretische hoeveelheid.
- Het volledig vullen van de staartspleet en wel gelijktijdig met het ontstaan ervan.

In principe kan dit met de 3 genoemde schilden. Daarom zijn ze ook toepasbaar in dicht bebouwde omgeving. Buiten de steden zijn zettingen minder van belang.

4.10.1 Voorbeelden van vloeistofschilden

De stabiliteit van het ontgravingsfront en het tegengaan van een naar de TBM toe gerichte grondwaterstroom wordt verzekerd door een in de ontgravingskamer onder druk gehouden water-klei- of water-bentonietsuspentie. Alleen bij uitzondering, bij voorbeeld in een lokale zeer stabiele en dichte grondslag, kan met alleen water volstaan worden.

Vloeistof- of slurryschilden kunnen zijn uitgerust met een graafspakenwiel of een bijna gesloten graafschijf. Het hieronder besproken Hydroschild is uitgerust met een graafspakenwiel. In Europa zijn nog maar weinig vloeistofschilden gebruikt met een graafschijf waarvan de diameter groter is dan 4.5 m.

4.10.1.1 Het Hydroschild

A. Algemeen

Het hier beschreven type vloeistofschild dat door de aannemingsmaatschappij Wayss & Freytag A.G. is ontwikkeld, wordt als het Hydroschild aangeduid en kan, evenals het Mixschild t.b.v. boortunnels met grotere diameters in Nederland ingezet worden. In 1974 is een prototype van dit schild ingezet bij de bouw van een 4555 m lang hoofdriool in Hamburg-Wilhelmsburg. De diameter van het hoofdriool is 4.50 m. Met dit Duitse systeem zijn inmiddels schildtunnels met een diameter tot 11.65 m geboord in de zgn. zachte grondsoorten. Bij de aanleg van de Trans Tokyo Bay tunnel in Japan worden slurryschilden met een diameter van ruim 14 m ingezet.

Het Hydroschild is in eerste instantie ontworpen om te opereren onder de grondwaterspiegel in weinig of niet cohesieve, korrelige grondsoorten met een geringe hoeveelheid kleideeltjes (tot 20%).

In de loop der tijd is het toepassingsgebied van dit schild uitgebreid tot bodemsoorten waar afwisselend cohesieve lagen worden aangetroffen. Hiertoe was een belangrijke uitbreiding en optimalisatie van het bijhorende grondscheidingsproces noodzakelijk. Om de steunvloeistof, dat ook als het transportmedium voor de afgegraven grond fungeert, te kunnen regenereren moeten ook de fijne gronddeeltjes van de vloeistof gescheiden worden.

Het Hydroschild is toegepast in de volgende grondsoorten of combinaties van grondsoorten:

- met een eenvoudige grondscheidingsinstallatie
 - zand en grind zonder cohesie
 - cohesief zand en grind met hooguit 20% slibdeeltjes
- met een uitgebreide grondscheidingsinstallatie
 - cohesief zand en grind met meer dan 20% slibdeeltjes
 - zand en grind met grote aandelen matig vaste klei
 - mergel
 - vaste klei (als Boomse klei)

In het algemeen kunnen op economische wijze met schudzeven en hydrocyclonen korrels met diameters van 0.05 mm tot 100 mm van de steunvloeistof worden gescheiden. Met een extra investering, in speciale hydrocyclonen en centrifuges, kan dit bereik zelfs tot een ondergrens van 0.015 mm worden uitgebreid. Met behulp van steenbrekers kan de bovengrens eventueel nog worden verlegd naar 400 mm. Deze uitbreidingen zijn alleen dan zinvol wanneer het percentage aan delen buiten het zandbereik, van 0.063 mm tot 2 mm, niet al te groot is, dat wil zeggen minder dan circa 20%. Wordt dit percentage groter dan stijgen de kosten van de grondscheiding aanzienlijk.

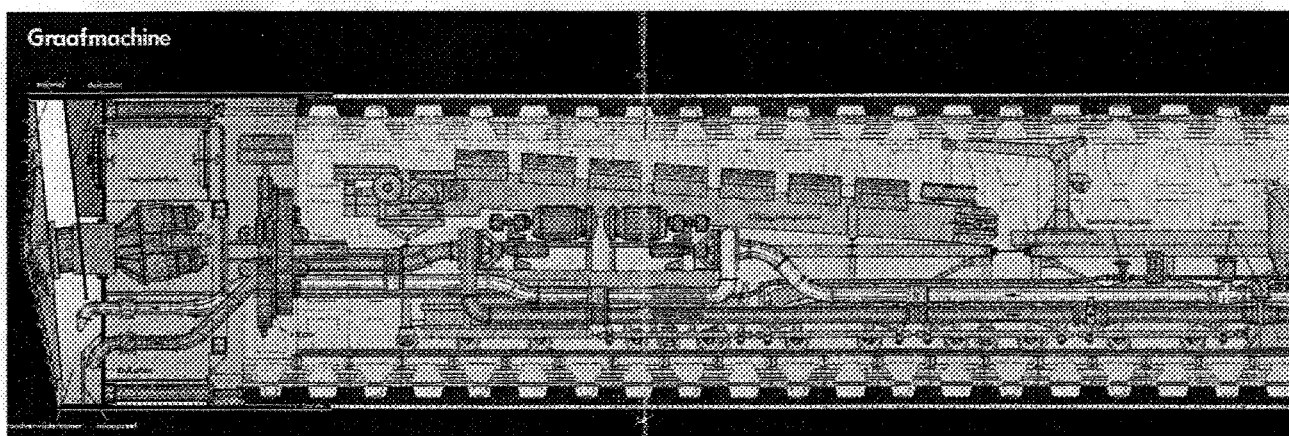
Indien tijdens het ontwerp van de tunnel blijkt dat er in het hele tunneltracé voldoende lange deeltracés aan te wijzen zijn die onderling karakteristiek verschillende grondsoorten bevatten, dan kan het gebruik van een Mixschild economisch verantwoord zijn. Dit schild kan binnen enkele dagen van een ander schildtype tot o.a. een Hydroschild omgebouwd worden. Verwezen wordt naar 4.10.3.

B. Kenmerken en beschrijving

B.1. Ondersteuning van het boorfront geschiedt tijdens het boren d.m.v. een onder druk gehouden vloeistof. Deze vloeistof steunt de grond en verhindert het binnenstromen van grondwater.

Bij weinig cohesieve grondsoorten wordt het boorfront stabiel gehouden door een water-bentonietsuspensie. Bij cohesieve grondsoorten met een voldoende sterkte kan de toepassing van water- of luchtdruk als ondersteuning van het boorfront overwogen worden.

B.2. De nauwkeurige vloeistofdruk-regeling aan het boorfront is één van belangrijkste kenmerken van het Hydroschild (zie figuur 4.4). Een aparte kamer in de met steunvloeistof gevulde ontgravingsruimte is gevuld met onder druk gehouden lucht. De druk in dit luchtkussen kan met een nauwkeurigheid van tenminste 0.05 bar geregeld worden. Het luchtkussen dient om drukschommelingen in het ontgravingssysteem te compenseren. Een bijkomend voordeel van dit systeem is dat er direct gereageerd kan worden op veranderende omstandigheden. Bij voorbeeld in het geval dat er ongewenste maaiveld-zettingen geregistreerd worden.



figuur 4.4 Systeem Hydroschild

B.3. Het ontgraven van de grond gebeurt m.b.v. een graafspakenwiel met een centrische as. Dit wiel kan drie tot zeven spaken bevatten. De as van het wiel maakt een kleine hoek met de lengte-as van de TBM. Hierdoor staat het boorfront dan ook niet haaks op de lengte-as van de TBM. De graafspaken zijn van snijdelen voorzien die zo gerangschikt zijn dat het hele boorfront gelijkmatig afgegraven wordt. De snijdelen kunnen vanuit de ontgravingskamer vanaf de achterzijde van het wiel vervangen worden.

De omwentelingssnelheid van het graafspakenwiel is zodanig dat er steeds voldoende tijd is om de onder druk gehouden steunvloeistof een nieuwe (bentoniet-)cake op het boorfront te laten vormen. Plaatselijke instabiliteiten aan het boorfront worden zo voorkomen. Het graafwiel draait met een snelheid van 0.5 à 4 omwentelingen per minuut. Het wiel kan zowel links- als rechtsom draaien.

Het ontgravingssysteem is alleen gedimensioneerd op het feitelijk ontgraven en dus niet op de ondersteuning van het boorfront.

Het graafwiel kan in de axiale richting van de aandrijvings-as 0.4 tot 0.6 m verplaatst worden. Hierdoor is een eventuele excentrische ontgraving (t.o.v. de lengte-as van de TBM) mogelijk.

Het voordeel van een graafspakenwiel t.o.v. een nagenoeg gesloten graafschijf is dat de toegankelijkheid van eventuele obstakels die voor het schild liggen, belangrijk groter is. Een graafschijf is over een veel groter oppervlak in aanraking met het boorfront: het aandrijfmoment is belangrijk groter.

Een nieuwe ontwikkeling is de toepassing van een centrisch, voor op het graafwiel geplaatste en apart aangedreven kam. Deze roterende kam kan cohesieve grondproppen die met het graafwiel meedraaien, los snijden en naar achteren in de afvoerleiding afgevoerd worden.

B.4. Het breken van stenen en andere obstakels in de grond en voor het schild gebeurt in eerste instantie door de (juist gekozen) snijdelen op het graafwiel. Grotere stenen die uit het boorfront kunnen vallen worden m.b.v. een steenbreker in de ontgravingsruimte gebroken.

Een graafschijf heeft alleen relatief kleine openingen waardoor de afgegraven grond naar binnen kan vallen. Grotere stenen kunnen onder normale omstandigheden de ontgravingskamer niet bereiken: een steenbreker in de ontgravingskamer is dan ook niet nodig. Stenen of andere obstakels moeten door de snijdelen op het graafwiel verbrijzeld worden of door de TBM opzij geduwd worden. Indien dit niet mogelijk is moeten de obstakels manueel verwijderd worden. Hiertoe moeten stalen platen van de graafschijf verwijderd worden.

B.5. Het betreden van de ontgravingsruimte is noodzakelijk ter beoordeling van het boorfront, het vervangen van de aan slijtage onderhevige onderdelen en het verwijderen van ondergrondse obstakels als funderingsresten.

Om de ontgravingskamer te kunnen betreden wordt de bentoniet suspensie weggepompt onder het opvoeren van de luchtdruk. Als de stabiliteit van het boorfront niet door de luchtdruk verzekerd kan worden dan kunnen hydraulische vijzels steunplaten tussen de spaken van het graafwiel plaatsen. Bij het wegpompen van de bentoniet suspensie blijft er een bentoniet cake achter op het ontgravingsfront. Deze cake bevordert, samen met de verhoogde luchtdruk, de stabiliteit van het boorfront en vermindert tevens de luchtdrukverliezen.

Bij het gebruik van een graafschijf wordt het boorfront ook ondersteund door de nagenoeg gesloten schijf.

B.6. Het transporteren van de afgegraven grond wordt mogelijk gemaakt door continu schone steunvloeistof aan te voeren onder het gelijktijdig afpompen van de met grond vermengde steunvloeistof. Bij het grondscheidingsproces wordt de steunvloeistof weer geregenereerd.

B.7. Het vooruitschuiven van het schild verloopt synchroon met de ontgraving. Hierbij zet de TBM zich middels vijzels af tegen het reeds gerealiseerde tunneldeel. Tijdens het plaatsen van geprefabriceerde tunnelsegmenten staat de TBM en het ontgravingsproces stil.

C. Voor- en nadelen

De hieronder besproken voor- en nadelen gelden specifiek voor het Hydro-schild t.o.v. andere vloeistofschilden en gronddrukbalansschilden.

C.1. Voordelen

- Zeer nauwkeurige regeling van de steundruk t.p.v. het boorfront.
- Optredende zettingen in de omgeving zijn in principe geminimaliseerd.
- Geen gevaar voor zgn. blow-outs *tijdens* het boren, ook niet bij geringe gronddekking.
- De ontgravings- en grondondersteuningsfuncties van de TBM zijn gescheiden.
- Het systeem is in verschillende grondsoorten toe te passen.

C.2. Nadelen

- Bij grotere tunneldiameters is het schild pas economisch te gebruiken bij grotere tunnallengtes.
- De toegepaste hoogwaardige technologie stelt hoge eisen aan het bedienende en begeleidende personeel.
- Hoewel de machine inzetbaar is in alle zgn. zachte grondsoorten, is bij de toepassing ervan in (sterk) cohesieve gronden een omvangrijke grondscheidingsinstallatie nodig.
- Indien de ontgravingskamer betreden moet worden terwijl de TBM zich in een grondsoort bevindt die niet voldoende veilig met verhoogde luchtdruk ondersteund kan worden, dan moet aan het boorfront gebruik gemaakt worden van stalen steunplaten, die vanuit de stalen drukwand met behulp van vijzels kunnen worden uitgeschoven.

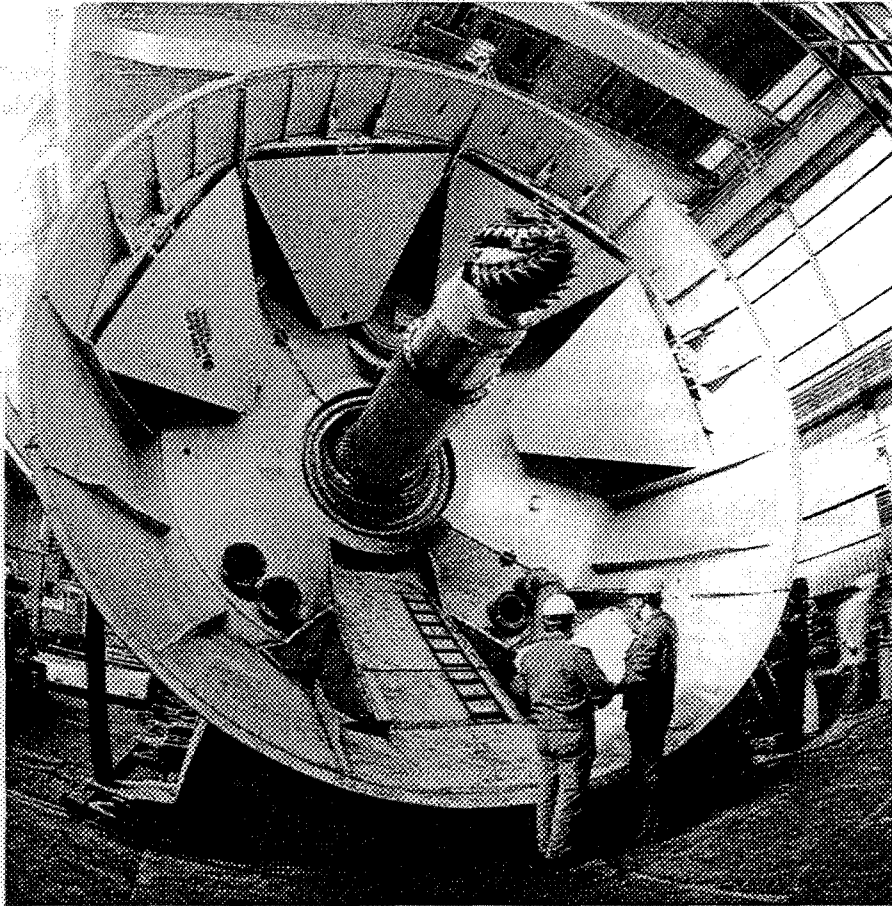
4.10.1.2 Het Thixschild

A. Algemeen

Het Thixschild is door Philipp Holzmann AG ontwikkeld. In 1978 is een prototype met een diameter van 4.18 m voor een 365 m lang hoofdriool onder de "Muggenburger Zollhafen" in Hamburg toegepast.

Het eerste schild met een relatief grote diameter werd gebruikt in 1987 bij de bouw van het stadsspoor te Gelsenkirchen. De diameter van het schild was 7.29 m en het betrof twee tunnels met elk een lengte van 630 m.

Noemenswaardig is dat de tunnels aangelegd zijn in een omgeving die onderhevig is aan zettingen veroorzaakt worden door mijnbouwkundige activiteiten. Hierom is voor de lining voor golfvormige staalsegmenten gekozen. Deze lining kan de optredende lengteveranderingen van de tunnel goed volgen. Zes stalen segmenten vormen een ring. De segmenten zijn 2.60 m breed en zijn aan elkaar gelast.



figuur 4.5 Vooraanzicht Thixschild

Voor een meer uitgebreide beschrijving van het Thixschild wordt verwezen naar Mayer ¹ en Sager & Meseck ².

B. Kenmerken en beschrijving

B.1. Ondersteuning van het boorfront tijdens boren geschiedt met een steunvloeistof, (bij voorbeeld een water-bentonietsuspensie).

B.2. Het ontgraven van de grond gebeurt met behulp van een op een beweegbare arm gemonteerde cutter. Het belangrijkste kenmerk van het Thixschild is dat de ontgraving steeds plaatselijk gebeurt. De al dan niet computer gestuurde cutter kan in concentrische cirkels of in horizontale stroken ontgraven.

¹ Mayer L. Dr. ing. "Thixschildvortrieb mit Stahlauskleidung im Bergsenkungsgebiet". Forschung + Praxis, STUVA Köln. Heft 32, 1987

² Sager H.J. & Meseck H. Dr. ing., "Een inventarisatie van voor Nederland relevante boor- en bijbehorende specialistische technieken", Postacademisch Onderwijs Civiele Techniek en Bouwtechniek. Delft, 1992.

B.7. Het vooruitschuiven van het schild gaat met hydraulische vijzels en verloopt synchroon met de ontgraving aan het boorfront.

De cutter kan beginnen met het ontgraven van de grond langs de mantel van het schild. Als dit gereed is dan kan men het schild alvast vooruitschuiven en beginnen met het plaatsen van lining achterin de TBM. Men kan dus beginnen met het plaatsen van de lining terwijl de grond in de ontgravingskamer nog niet volledig afgegraven en afgevoerd is. Deze procedure levert een tijdwinst op.

C. Voor- en nadelen

De hieronder besproken voor- en nadelen gelden specifiek voor het Thixschild t.o.v. andere vloeistofschilden en gronddrukbalansschilden.

C.1. Voordelen

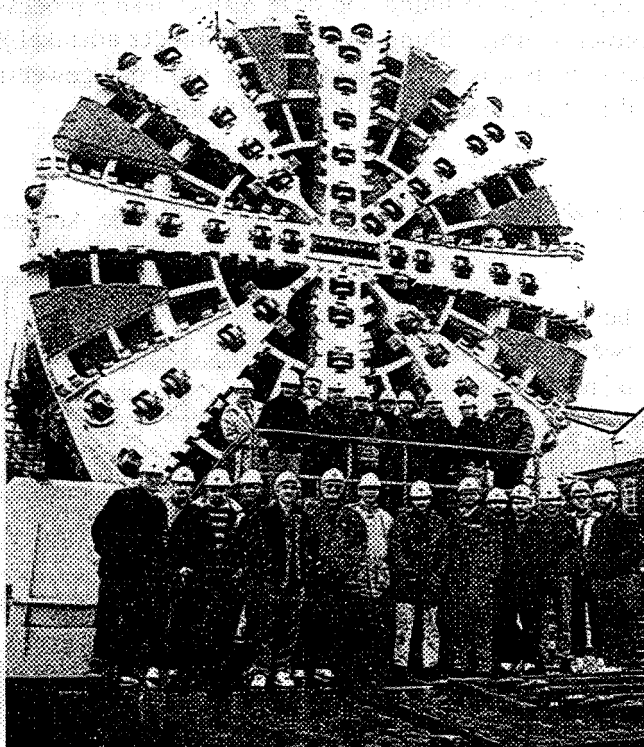
- Directe afzuiging van de ontgraven grond ter plaatse van de ontgraving waardoor een vermindering van de degradatie van de bentoniet-suspensie in de ontgravingskamer bewerkstelligd wordt.
- De betonietcake wordt alleen ter plaatse van de cutter tijdelijk verwijderd, dit komt de stabiliteit van het boorfront ten goede.
- Grotere obstakels kunnen met de cutter deels worden vrijgesneden en aansluitend onder verhoogde luchtdruk eenvoudiger manueel uit de werkkamer worden verwijderd.

C.2. Nadelen

- De toepassing van Thixschilden met grote diameters is in Europa beperkt.
- Bij stabiliteitsverlies van het boorfront is het grondverlies relatief groot. (Het grondverlies wordt gedefinieerd als het percentage te veel afgegraven grond.)
- Men moet vaker de snijdelen op de cutter vervangen omdat de relatief kleine cutter het hele oppervlak van het boorfront moet bewerken.

4.10.2 Voorbeelden van grondrukbalansschilden

Evenals het vloeistofschild is ook het grondrukbalansschild (Earth Pressure Balance system, kortweg EPB) in de begin jaren zeventig in Japan ontwikkeld. Een prototype werd in 1974 voor het eerst ingezet³. Vanaf 1979 is de toepassing van dit type schild in Japan sterk toegenomen. In 1984 werden bij 4 grote schild-fabrikanten naast 80 vloeistofschilden ook 40 grondrukbalansschilden gebouwd. Hoeveel van deze schilden een grotere diameter hadden dan 4.50 m is niet bekend. De reden waarom er in Japan zoveel grondrukbalansschilden gebruikt worden moet gezocht worden in samenstelling van de gronden waar deze schilden toegepast zijn: grote aandelen fijn materiaal. In Frankrijk zijn voorbeelden bekend van de toepassing van grondrukbalansschilden in krijtrots.



figuur 4.7 Cutterhead Great Belt TBM van Howden

In Europa is het gebruik van grondrukbalansschilden met grote diameters nog maar beperkt geweest. In Duitsland zijn wel grondrukbalansschilden met een relatief kleine diameter ingezet geweest. Deze schilden werden o.a. door Herrenknecht GmbH en Westfalia geleverd.

³ Krause Th., STUVA, Tunnel april 1991

Toepassingen gronddrukbalansschilden in Frankrijk

Bij de bouw van de Kanaaltunnel is vanaf de Franse zijde gebruik gemaakt van gronddrukbalansschilden met grote diameters. Dit type schild is gekozen om in de moeilijke grondgesteldheid aan de Franse kant te kunnen werken. De schilden zijn ontworpen voor een hydrostatische waterdruk van 11 bar in het Grauwe Krijt. Ook van belang was dat de grondsoort geschikt is voor een EPB-schild en het droog afvoeren van de ontgraven grond door een lange tunnel economischer werd geacht dan hydraulisch transporteren en scheiden, zoals bij een vloeistofschild gebeurt. De schilden hebben voor de drie buizen slechts over tiental kilometers volgens het EPB-systeem gewerkt. De schilden werden bij het bereiken van het Blauwe Krijt omgebouwd tot open machines omdat op die lokaties geen problemen met grondwater te verwachten waren. De schilden zetten zich zijdelings af tegen het Krijt en niet, zoals gebruikelijk, tegen de lining. Op deze manier waren processen van het plaatsen van de segmentvormige lining en het boren minder afhankelijk van elkaar. Ten gevolge van deze aanpak is het produktieproces vrij hoog geweest: gemiddeld 600 à 700 m/maand met uitschieters tot 1000 à 1500 m/maand.

Toepassingen gronddrukbalansschilden in Duitsland

In Duitsland werd het eerste gronddrukbalansschild in de tweede helft van 1990 toegepast. Het betrof hier een schild met een diameter van 3.10 m, vervaardigd door Herrenknecht GmbH en toegepast bij de aanleg van een hoofdriool in Bremen. De lengte van de geboorde tunnel is 1530 m en de maximale waterdruk was 1.4 bar.

tabel 4.1 Enkele kenmerken schilden Kanaaltunnel

Codering tunneldeel	Fabrikant schild	Diameter schild in m
T1	Robbins	5.72
T2 en T3	Robbins-Kawasaki	8.72
T4	Mitsubishi	5.59
T5 en T6	Mitsubishi	8.62

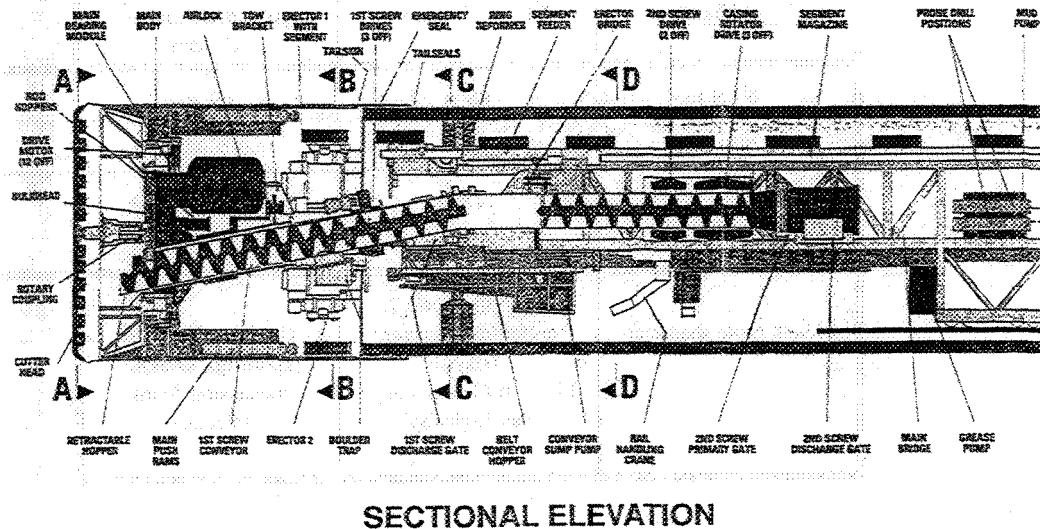
Het eerste gronddrukschild met een relatief grotere diameter is toegepast bij de bouw van de U-bahn Essen los 32 (boorlengte 3950 m, schilddiameter 7.12 m).

Toepassingen gronddrukbalansschilden in Denemarken

In Denemarken zijn vier gronddrukbalansschilden elk met een diameter van 8.50 m ingezet bij de bouw van de 8 km lange spoortunnels onder de Grote Belt. De schilden zijn geleverd door James Howden (UK). Bij de bouw van de machines is voor de zgn. zachte grond omstandigheden gebruik gemaakt van de technologische know-how van Mitsui (Japan). De technologische know-how voor de harde gesteente omstandigheden is geleverd door Wirth/Erkelenz (Duitsland).

De TBM's werkten in tenminste 2 verschillende grondsoorten; zachte zandige klei met stenen (tot ca. 10 ton) in het begin- en eindgedeelte. In het middelste deel van het traject, lengte ca. 4 km, wordt geboord in mergel. In het diepste gedeelte komt de waterspanning overeen met 75 m waterkolom.

B. Kenmerken en beschrijving van de grondrukbalansschilden



figuur 4.8 "Systeem grondrukbalansschild"

- B.1.** Ondersteuning van het ontgravingsfront vindt tijdens het boren plaats door de meer of minder vaste groundbrij onder druk te houden middels het systeem van de schroefvijzel(s).
- B.2.** De afvoer van de ontgraven grond kan in de regel min of meer droog, en zonder tussenkomst van een scheidingsinstallatie geschieden.
- B.3.** De mate van het succes die behaald kan worden bij het gebruik van een grondrukbalansschild hangt o.a. af van de homogeniteit en de consistentie van de te ontgraven grond. In principe gaat de voorkeur uit naar grondsoorten waarin voldoende fijn materiaal aangetroffen wordt. Te denken valt aan grondsoorten waarin ten minste 30% à 40% slib of matig vaste klei aanwezig is.
- B.4.** Ervaringen met grote schilddiameters zijn in Europa maar tot enkele projecten beperkt gebleven (zie ook bijlage I). In Japan zijn een groot aantal projecten met dit schildtype uitgevoerd (zie ook tabel 4.2).
- B.5.** Het ontgraven van de grond gebeurt met een graafspakenwiel. Afhankelijk van wat men in de ondergrond verwacht is het wiel voorzien van een zeker type slijtdelen. De snijdelen kunnen bestaan uit snijmessen, snijtanden, beitels of disken. Deze kunnen vanuit de ontgravingskamer worden vervangen.

tabel 4.2 Globale weergave gebruikte schildtypen in Japan (tot 1993)

Schilddiameter	Vloeistofschilden	gronddrukbalansschilden	Totaal
6 - 9 m	88 st	69 st	157 st
> 9 m	27 st	2 st	29 st
Totaal	115 st 61.5%	71 st 38.5%	186 st 100%
Meest grote diameters	13.94 m (Loop 7, underground river, Tokyo) 14.14 m (Trans Tokyo Bay highway)	10.80 m (Hanshin spoorlijn, Osaka, toepassing foam injectie)	

B.6. Stenen worden in eerste instantie door de beitels op het graafwiel kapot gesneden. Indien de stenen zich makkelijk van hun omgeving laten losmaken en indien de afmetingen voldoende klein zijn dan worden de stenen met de grondbrij afgevoerd. Het is niet duidelijk of er ooit steenbrekers in een grondmengkamer van een gronddrukbalansschild toegepast zijn.

De afmetingen van de schroefvijzelbuis moet voldoende groot zijn om de te verwachten steenafmetingen te kunnen afvoeren. De schroefvijzelbuizen zijn bijna altijd uitgevoerd met een steenval (boulder-trap). Om grote stenen te kunnen verwerken wordt meestal gebruik gemaakt van een asloze of open schroefvijzel.

De TBM's voor spoortunnel onder de Grote Belt hebben een schroefvijzelbuis met een diameter van ca. 1.20 m; de ingebouwde steenval kan stenen (boulders of steenstukken) tot 400 mm verwerken.

B.7. Door het vooruitschuiven van het schild wordt de ontgraven grond in de ruimte achter het graafwiel (de drukkamer) geperst. Deze drukkamer is middels een drukwand afgescheiden van het achterliggende deel van de TBM.

In de drukkamer wordt de grond door middel van armen vermengd, eventueel onder toevoeging van een additief. Om de grondbrij smeugiger te maken kan slib, een zachte klei, bentoniet of een (evt. biologisch afbreekbare) foam als additief gebruikt worden. Hiermee wordt de vorming van een dichte prop in de vijzel bereikt.

De toepassing van foam's is een nieuwe, zeer veelbelovende methode. De foam's hebben een tijdelijke en gunstige invloed op de verwerkbaarheid van de grondbrij in de drukkamer. De foam's bestaan uit luchtbelletjes die omgeven zijn door een taaie huid met een levensduur van enkele uren. Dit additief wordt als milieuvriendelijk beschouwd.

B.8. Het verwijderen van de grondbrij uit de drukkamer geschied gecontroleerd door een schroefvijzel in een grote buis. De schroefvijzelconstructie steekt door de drukwand heen.

De af te voeren grond valt door een, in grootte instelbare, opening onder atmosferische druk uit de schroefvijzelconstructie bij voorbeeld op een transportband. Afhankelijk van de grootte van de opening ter plaatse van de uitlaat van de schroefvijzelconstructie wordt de grond in het huis van de schroefvijzel gecomprimeerd. Hierdoor ontstaat een vrijwel waterdichte afsluiting tussen de drukkamer en de rest van de TBM. Een belangrijke voorwaarde hiervoor is dat de grondbrij voldoende kleine deeltjes bevat. De grondprop zorgt er ook voor dat het mogelijk is om de druk in de drukkamer te handhaven. De schroefvijzelconstructie vormt het belangrijkste onderdeel van de gronddrukbalansschilden.

Het is van groot belang dat de verschillende componenten zoals de gewenste druk op het boorfront, het waterdicht comprimeren van de grond in de schroefvijzel(s) en het regelen van de uitlaatopeningen, met elkaar in balans zijn.

Bij hoge grond- en waterdrukken worden ook wel dubbele schroefvijzels toegepast. Er is dan sprake van twee achter elkaar liggende schroefvijzels in één buis. Deze schroefvijzelconstructie is zodanig ontworpen dat er zich een onder hoge druk verkerende grondprop kan vormen en wel in de ruimte tussen beide schroefvijzels. De grondprop moet de heersende waterdrukken kunnen keren. De lengte van het dubbele schroefvijzelsysteem zoals dat bij de spoortunnel onder de Grote Belt toegepast wordt bedraagt ca. 20 m (gewicht ca. 1600 kN).

In principe zijn er vele schroefvijzel-systemen mogelijk.

C. Voor- en nadelen van gronddrukbalansschilden t.o.v. vloeistofschilden

C.1 Voordelen

- Droge afvoer van de grond is mogelijk. Indien de lining aangevoerd wordt middels een trein dan kan deze trein op de terugweg de af te voeren grond meenemen.
- Het in stand houden van de druk in de drukkamer is bij het tot staan komen van het boorproces eenvoudiger.
- Het proces kan stenen (tot zekere afmetingen) zonder steenbreker verwerken.
- Bij weinig kneedbare grond kan een additief worden toegevoegd om de grondbrij smeüiger te maken. De variatie van grondsoorten waarin de machine ingezet kan worden kan dus worden uitgebreid.
- De mogelijkheid dat het ontgravingsfront onder normale operationele omstandigheden instort is nagenoeg ondenkbaar.

C.2 Nadelen

- In Europa is de ervaring met gronddrukbalansschilden nog relatief gering.
- Er dienen relatief grote vermogens te worden ingezet: het energieverbruik van de TBM is belangrijk hoger dan dat van een vloeistof-schild (de inwendig wrijving van de massa in de ontgravingskamer van een vloeistof-schild is belangrijk lager).
Aan dit nadeel kan deels tegemoet worden gekomen door een injectie van additieven (kleimineralen, foam etc.) in de drukkamer van het gronddrukbalansschild.
- Het subtiel regelen van de druk in de drukkamer is moeilijk. Bij een te grote druk ter plaatse van het ontgravingsfront kan het maaiveld een weinig opgeperst worden, een te lage druk kan een negatief effect hebben op de zettingen aan het maaiveld.
- Indien de TBM onverhoopt in een belangrijk permeabele zone komt dan kan de grote aanvoer van grondwater naar de schroefvijzel toe problematisch worden voor de ingebouwde waterkerende werking.
- Bij het boren in een zuivere kleisoort kan het klei aan de kneedarmen in de drukkamer blijven plakken en wel zodanig dat grondafvoer onmogelijk wordt.
- Een gronddrukbalansschild vereist grotere pers- c.q. afzetkrachten.
- Indien er geen additieven met een smerende werking in de drukkamer worden geïnjecteerd, dan zullen de slijtdelen van het ontgravingsstelsel aan een grotere slijtage onderhevig zijn dan dat het geval is bij een vloeistof-schild.

4.10.3 Voorbeelden Mixschild

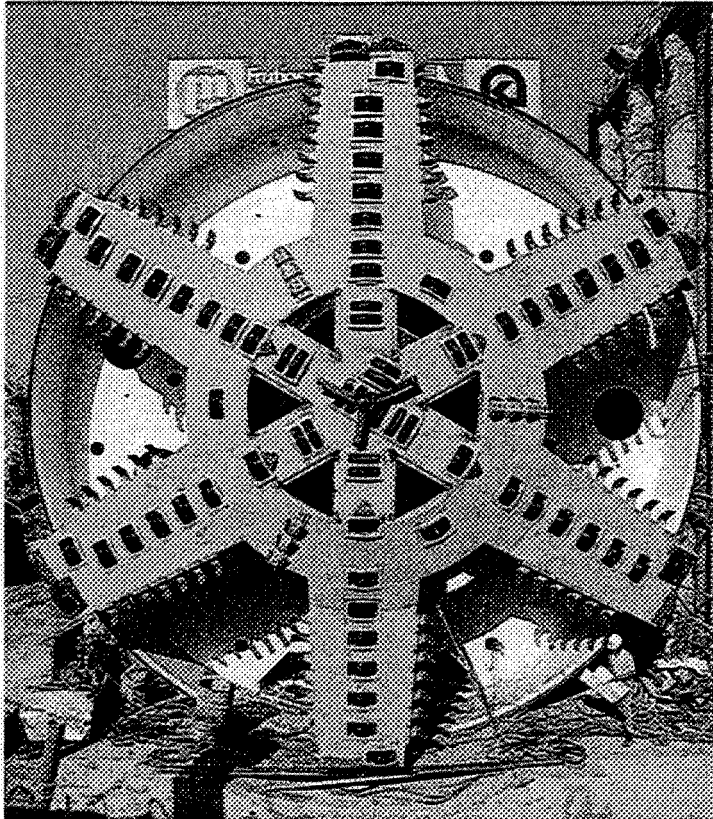
4.10.3.1 Het Mixschild

A. Algemeen

Het Mixschild is door Wayss & Freytag ontwikkeld uit het Hydroschild (zie 4.10.1.1) en wordt in licentie gebouwd door de firma Herrenknecht GmbH. De ontwikkeling van het Mixschild is een logisch gevolg van de opgedane ervaringen met de schildmethode in Europa. Met name in die gevallen waarbij in een tunneltraject wisselende geologische omstandigheden werden ontmoet bleek dat met één type ontgravingsmechanisme niet in alle ontmoette grondsoorten economisch kon worden gewerkt.

Het Mixschild kan steeds binnen enkele dagen omgebouwd worden van het ene schildtype naar een ander schildtype hetgeen tot belangrijke besparingen kan leiden.

Indien tijdens het ontwerp van de boortunnel blijkt dat de tunnel geprojecteerd wordt in een gebied waar de grondlagen qua aard sterk verschillen dan kan, indien de trajectlengtes in de verschillende grondsoorten voldoende lang zijn, het Mixschild goede diensten bewijzen.



figuur 4.9 Vooraanzicht graafspakenwiel Mixschild

Ontwikkeld is het Mixschild met 3 mogelijke verschijningsvormen:

- I. Het schild met vloeistof als steundruk (Hydroschildversie).
- II. Het schild met luchtdruk als steundruk.
- III. Het gronddrukbalansschild.

Daar naar verwachting de Hydroschildversie het meest zal worden toegepast en zeer goede ervaringen zijn opgedaan met het luchtkussen, is dit als een standaard onderdeel in de basismachine opgenomen.

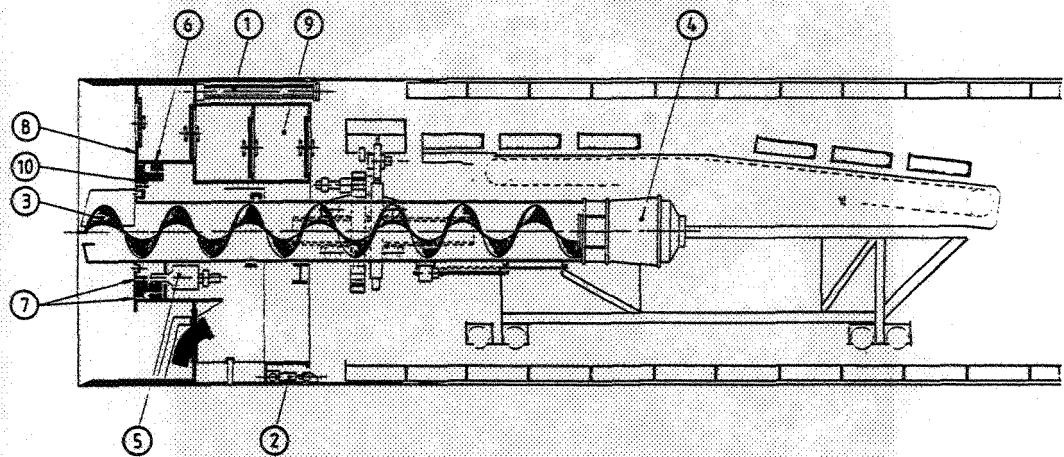
Op deze luchtdrukruimte sluit ook de personen-toegangssluis aan. De ontgraving geschiedt bij alle versies met behulp van een graafwiel.

B. Kenmerken en beschrijving van het Mixschild

B.1. De basismachine

Het graafwiel heeft in alle versies een graafspakenwiel met drie tot zeven spaken. Een wezenlijk verschil met bijvoorbeeld het Hydroschild is dat er hier sprake is van een zogenaamde "drum-type" waarbij de aandrijving aan de omtrek geschiedt. Hierdoor blijft het centrale deel vrij voor grondafvoer die met behulp van een schroefvijzelconstructie wordt gerealiseerd (zie figuur 4.10). Doordat de aandrijving van het graafwiel aan de omtrek geschiedt, kunnen op eenvoudige wijze grotere draaimomenten worden geïnstalleerd.

Het Mixschild bestaat uit een basismachine die omgebouwd kan worden tot een schild met de drie hierboven genoemde verschijningsvormen.



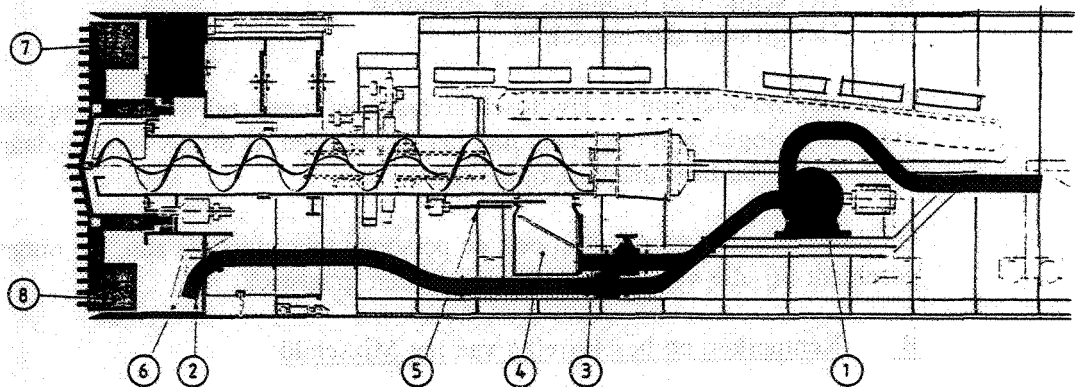
- 1. Hoofdvijsel
- 2. Stuurvijsel
- 3. Transportschroef

- 4. Schroefaandrijving
- 5. Aandrijfmotor
- 6. Ringlager

- 7. Afdichtingen
- 8. Waterdichte wand
- 9. Personensluis

- 10 Aandrijving

figuur 4.10 Basismachine Mixschild



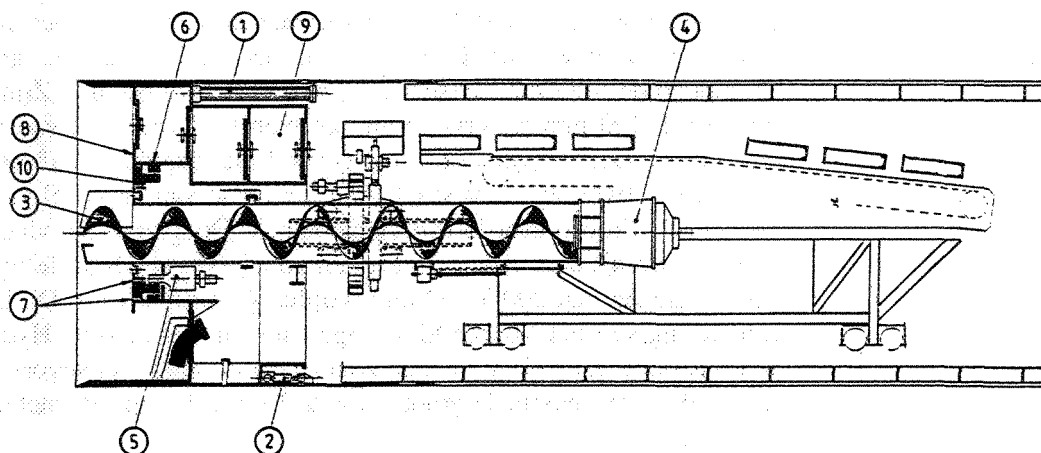
- 1. Afvoer pomp
- 2. Zuigstuk
- 3. Zuigstuk

- 4. Verzamelbak met zeef
- 5. Afsluiter
- 6. Inlaatrooster

- 7. Graafwiel
- 8. Afvoerschoep

figuur 4.11 Vloeistofversie van het Mixschild





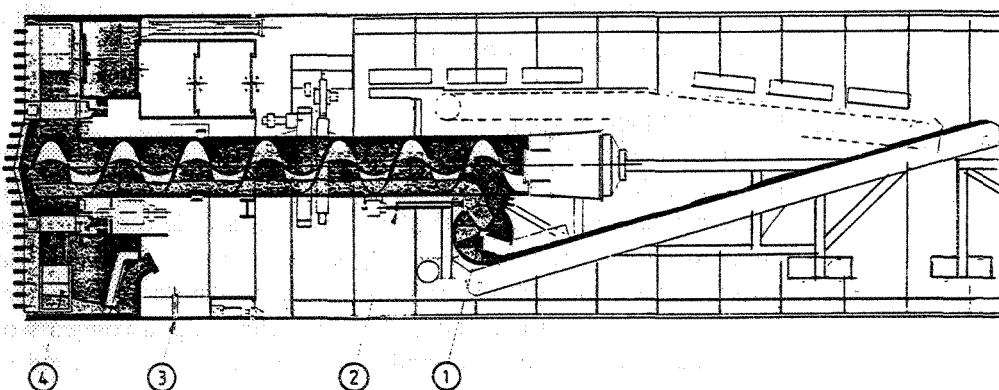
1. Hoofdvijzel
2. Stuurvijzel
3. Transportschroef

4. Schroefaandrijving
5. Aandrijfmotor
6. Ringlager

7. Afdichtingen
8. Waterdichte wand
9. Personensluis

- 10 Aandrijfring

figuur 4.12 Grondrukbalansversie van het Mixschild



1. Afvoer pomp
2. Zuigstuk
3. Zuigstuk

4. Verzamelbak met zeef
5. Afsluiter
6. Inlaatrooster

7. Graafwiel
8. Afvoerschop

figuur 4.13 Luchtdrukversie van het Mixschild

B.2. De vloeistofversie

Voor een afbeelding van deze versie wordt verwezen naar figuur 4.11. Als er geen stenen groter dan 100 mm te verwachten zijn, wordt het middengedeelte met een plaat afgesloten. In deze vorm, met een hydraulische grondafvoer aan de onderzijde, lijkt het Mixschild sterk op het Hydroschild. Zijn er grotere stenen dan 100 mm te verwachten dan wordt de centrale afvoervijzel ingebouwd. Deze vijzel wordt dan gevoed met behulp van afvoerschoepen die aan het graafwiel zijn bevestigd. Aan het einde van de vijzel valt de grond met stenen via een zeef in een verzamelbak. De overtollige vloeistof met grond wordt uit deze bak weggezogen en afgevoerd. Door de vijzelafvoer kunnen stenen van 200 à 300 mm worden getransporteerd. Dit betekent al een verbetering van het Mixschild ten opzichte van het gewone Hydroschild. Bij de toepassing van asloze vijzels, zogenaamde "spiral-conveyors" kunnen stenen met een maximale grootte van 2/3 maal de vijzeldiameter worden afgevoerd.

Het behoort ook tot de mogelijkheden om stenen te verbrijzelen middels disken op het graafwiel en/of het plaatsen van een steenbreker in de ontgravingsruimte.

B.3. De luchtdrukversie

Wanneer verhoogde luchtdruk wordt toegepast als steundruk voor het graaffront wordt er droog ontgraven. Alle grondafvoer geschiedt dan via de centrale afvoervijzel. De centrale vijzel wordt gevoed met behulp van de afvoerschoepen die aan het graafwiel zijn bevestigd. Via een radvormige sluisconstructie aan het eind van de schroefvijzel komt de grond in het gereed gekomen deel van de tunnel waar de normale atmosferische luchtdruk heerst (zie figuur 4.13). Vandaar wordt de droge grond per smalspoor afgevoerd. Het is duidelijk dat door de droge grondafvoer de grondscheidingsinstallatie volledig overbodig geworden is.

B.4. Gronddrukbalansversie

Om het graaffront effectief te kunnen steunen is voor deze versie een plaatafdichting achter het graafwiel noodzakelijk om een trommel(-wand) te kunnen vormen (zie figuur 4.12). De platen worden aan de omtrek verbonden met een velgvormige constructie. Deze velg steekt zodanig naar voren dat hij voor het vrijsnijden van het schild zorgt en verhindert dat de grond achter de trommel komt. De plaatvorm is zodanig dat het materiaal gedwongen wordt om zijn weg naar de afvoervijzel te vinden. In principe moet de grond in de vijzel zorgen voor een voldoende waterafdichting. Als dit niet mogelijk is dient door toevoeging van een additief de grond zodanig gehomogeniseerd te worden dat wel voldoende afdichting gewaarborgd is.

Hierbij is de afvoersnelheid van de vijzel ook een belangrijke parameter. Ook de steundruk aan het graaffront, die met drukdozen wordt gemeten, wordt deels door de afvoersnelheid van de vijzel bepaald en is daarmee dus ook regelbaar. Via schuiven en een weeginrichting komt de grond in de wagons en wordt per spoor door de tunnel afgevoerd. Daar de natuurlijke consistentie van de grond niet veranderd is, vervalt in dit geval de grondscheidingsinstallatie.

C. Voor- en nadelen van het Mixschild

C.1 Voordelen

- Indien het economisch verantwoord is om het schildsysteem aan te passen aan de lokale grondsamenstelling dan kan het schild binnen enkele dagen omgebouwd worden.
- Indien het ombouwen van schild tijdens de tunnelaanleg niet noodzakelijk wordt geacht, dan kan het schild zowel als vloeistof- of als gronddrukbalansschild geleverd worden.
- In de vloeistofversie is het systeem reeds op grote schaal toegepast in de zgn. zachte grondsoorten. De grootste toegepaste diameter van een Mixschild bedraagt thans 11.65 m.

C.2. Nadelen

- Afhankelijk van de operationele toestand van het schild zijn alle nadelen die bij de vloeistof- en gronddrukbalansschilden van toepassing (zie resp. 4.10.1.1 en 4.10.2).
- De verschillende technologieën stellen hoge eisen aan het bedienende en begeleidende personeel.
- Tot op heden zijn nog geen boortunnels vervaardigd met het Mixschild in de gedaante van een gronddrukbalansschild.

4.11 **Toepassingsgebied van de verschillende soorten schilden**

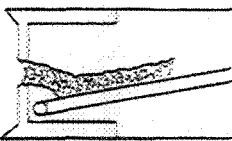
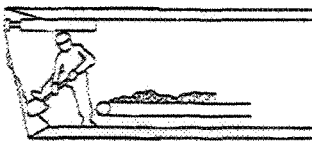
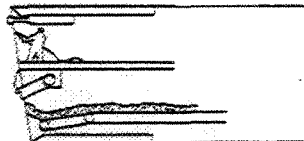
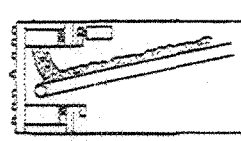
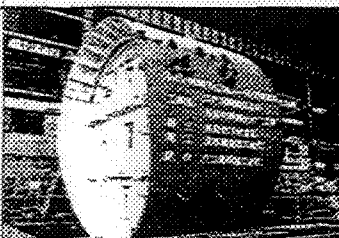
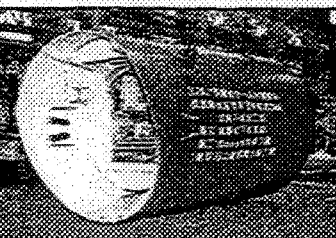
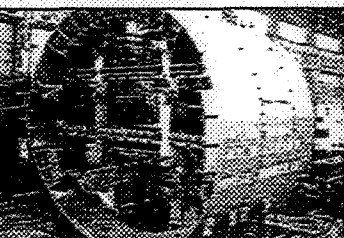
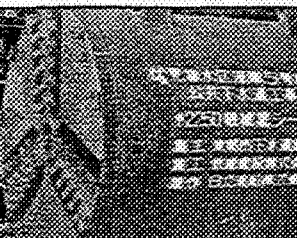
Het toepassingsgebied van de verschillende schilden is afhankelijk van de noodzaak om het boorfront al dan niet optimaal te beheersen. Met gebruik van de gedragsclassificaties van de grond kan een indicatie worden gegeven met welk type schild in welke grond kan worden gewerkt (zie figuur 4.14).

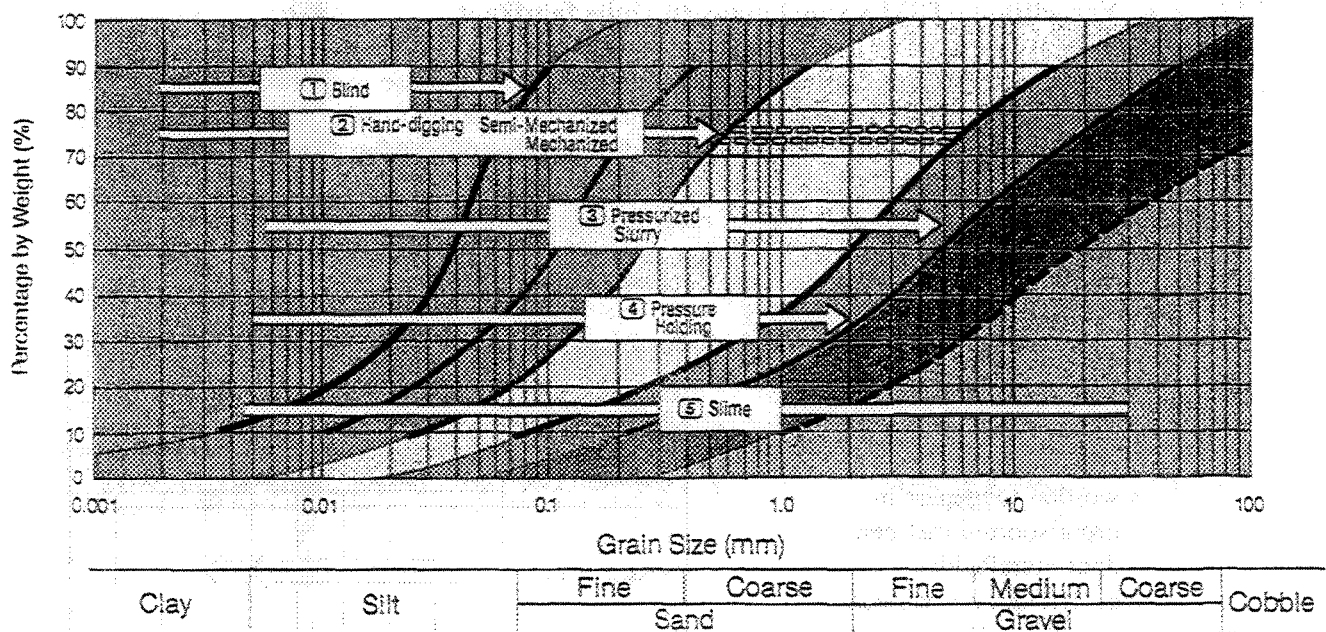
Optimum Shield Machine for Various Soil Grain Sizes

The chart on the facing page shows you how to select a shield machine according to the soil grain size distribution curve.

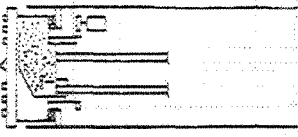
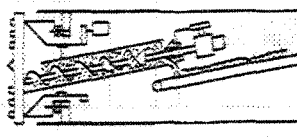
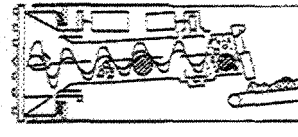
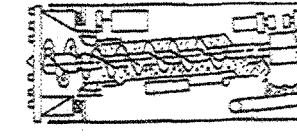
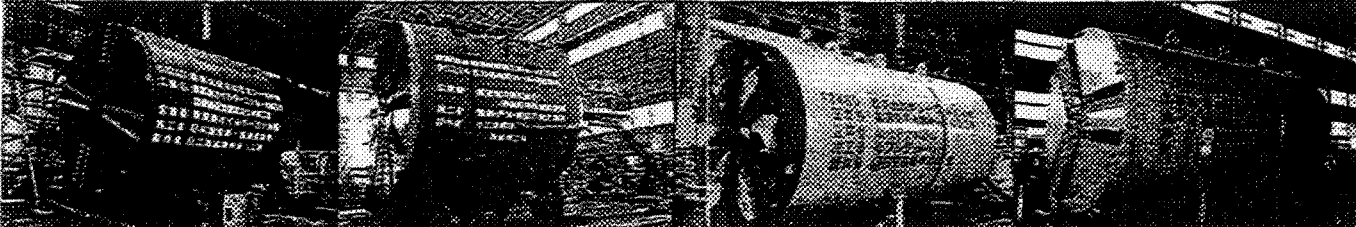
In addition to the above, soil consistency, N-value, moisture content and conditions must also be considered.

■ Conventional Shields

Type	①		②	
	Blind	Hand-digging	Semi-mechanized	Mechanized
Description	Good for soft, silty soils containing less sand. Muck discharge rate controlled by adjusting the aperture ratio in accordance with the excavating speed.	Good for hard, non-collapsing soils or semi-hard soils. Equipped with half-moon and face jacks to hold the face. Special equipment, such as movable hood, movable deck, etc. is available if the soil condition requires it.	A mechanized version of manual open type, equipped with a backhoe, boom cutter or the like if the soil condition requires it.	A fully mechanized version of the manual open or blind type. Full-face disc cutter standard.
Form				
Appearance				



Special Shields

3	4	5	
Pressurized Slurry	Pressure Holding	Slime	
		Ribbon Screw	Double Screw
Good for water-seeping sand and sand-gravel (less gravel) soils. May be equipped with stone box and stone discharger to remove cobbles in the slurry.	Good for clay and clay-sand soils. One of the main features is the screw discharger with a cone valve to form a sand plug. Also applicable to partial pneumatic operation.	With slime injection into cutter chamber. Good for water-seeping sand-gravel-cobble soil and super-soft soil as well as complex strata. This type has the features of the pressurized slurry type and the pressure holding type in that it is adaptable to any type of strata.	
			
			

figuur 4.14 Classificatie van schild types

4.12 Vergelijking TBM's van Japans en Duits fabrikaat

Zowel de Duitse en Japanse vloeistofschilden als de Japanse gronddrukbalansschilden zijn ontwikkeld voor niet samenhangende bodemstructuren onder de grondwater-spiegel. Bij vloeistofschilden wordt de druk aan het ontgravingsfront in evenwicht gehouden met een onder druk staande bentonietspoeling, bij de gronddrukbalansschilden gebeurt dit door min of meer kneedbaar mengsel van grond, water en eventueel toevoegstoffen.

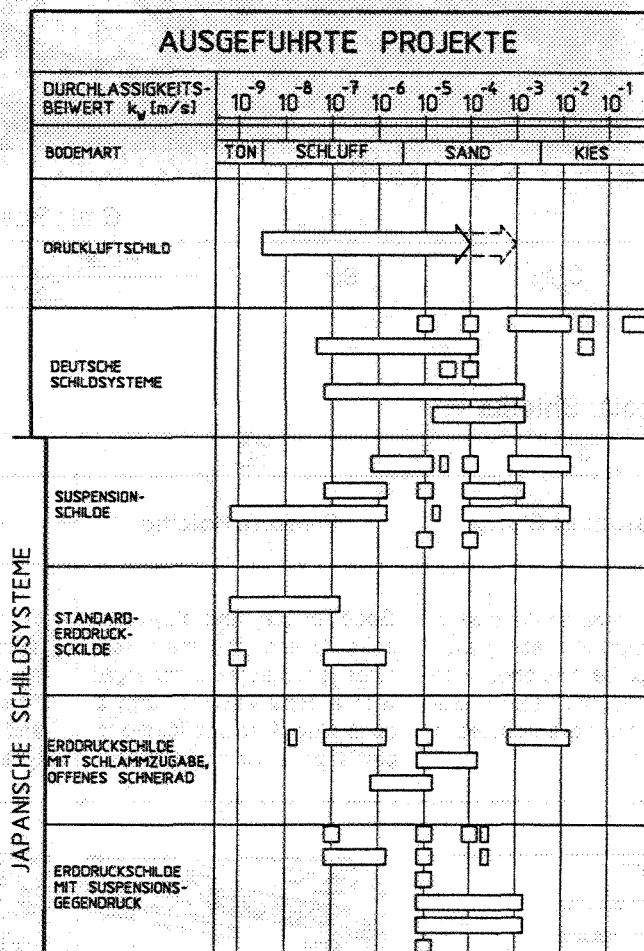
Doorlatendheid van de bodem

- Vloeistofschild

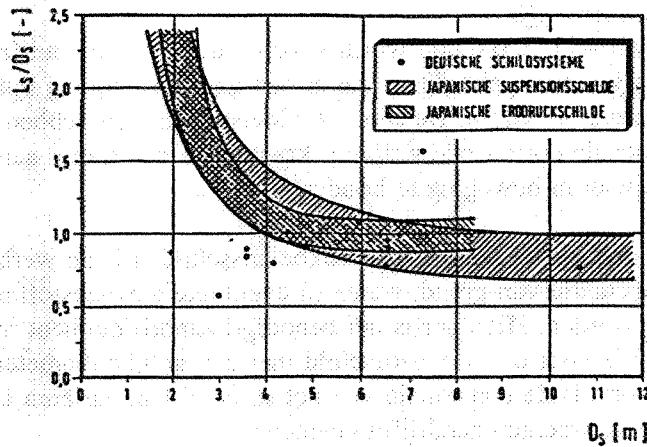
Japanse en Duitse vloeistofschilden worden toegepast in grondsoorten met een doorlatendheidscoëfficiënt die varieert van $k_w = 10^{-6}$ tot 10^{-2} m/s.

- Gronddrukbalansschild

De Japanse gronddrukbalansschilden worden alleen in een gering doorlatende bodem ingezet; $k_w \leq 10^{-5}$ m/s. Door stoffen aan de afgegraven grond toe te voegen is het schild ook inzetbaar in een meer doorlatende grondsoort.



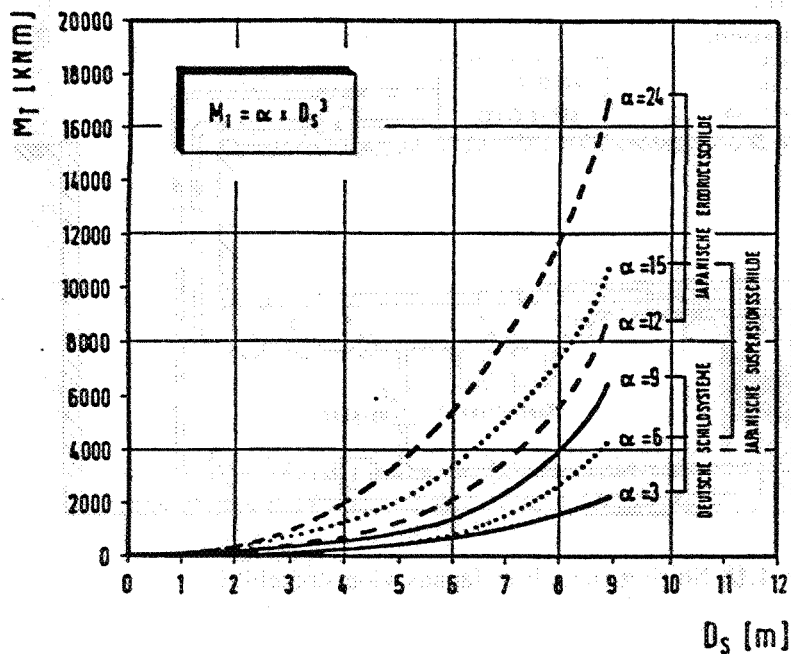
figuur 4.15 Inzet van TBM's in relatie tot de doorlatendheid van de bodem



figuur 4.16 Relatie tussen de lengte en de diameter van het schild

Verhouding schildlengte / -diameter

Met het afnemen van de te boren diameter (D_s) neemt de verhouding L_s/D_s toe omdat voor de inbouw van de machines en apparatuur een minimale lengte nodig is. Uit figuur 4.16 blijkt dat de verhouding L_s/D_s voor de Japanse en Duitse schilden nagenoeg hetzelfde is.



figuur 4.17 Aandrijfmomenten

Gelede schilden

Zowel de Japanse als de Duitse TBM's voor zijn uitgevoerd als gelede schilden. Om slagvaardig stuurcorrecties van met de TBM te kunnen uitvoeren zijn de schilden opgedeeld in twee stukken. Met behulp van stuurvizels kan de lengte-as van de TBM t.b.v. de stuurcorrecties geknikt worden.

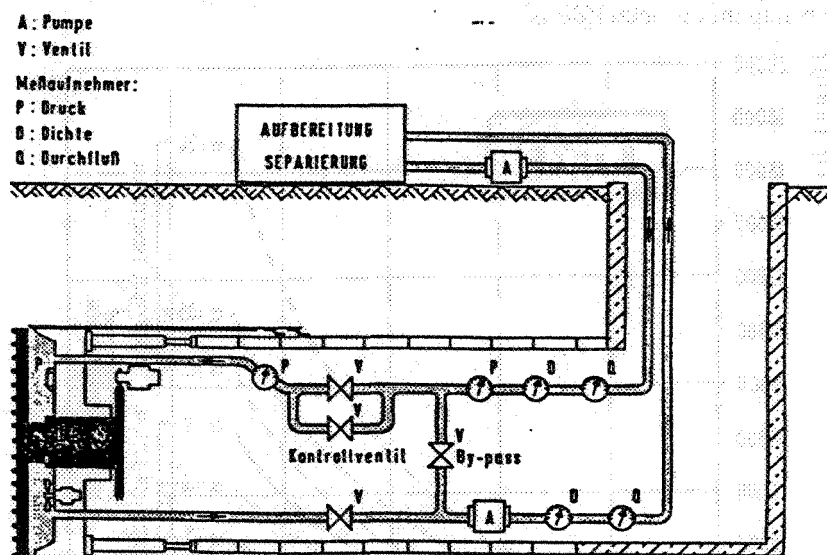
De constructie van het snijwiel

Bij het Duitse Hydro- en Mixschild wordt voor de uitbouw van het front een open snijwiel met weinig armen gebruikt, zodat er een geringe wrijving optreedt tussen dit wiel en het ontgravingsfront. De Japanse vloeistofschilden hebben een nagenoeg gesloten wiel. Door de optredende wrijvingskrachten is een groter aandrijfmoment nodig om het snijwiel in beweging te houden.

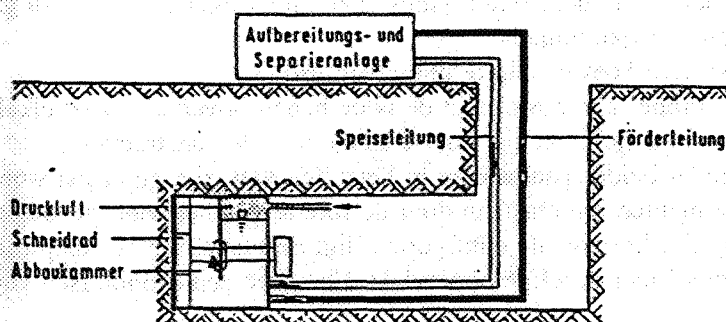
Zowel bij de Japanse als de Duitse grondrukbalansschilden is de werkkamer gevuld met een dikke substantie van grond, water en eventuele toevoegstoffen die goed gemengd moeten worden. Hierdoor is het benodigd aandrijfmoment meestal groter dan dat wat nodig is voor een vloeistofschild met een gelijke diameter. Doordat zowel de grondsoort als de constructie van het snijwiel kan variëren is er een spreiding in de te verwachten aandrijfmomenten.

Meet- en regelsysteem steundruk

De Duitse systemen werken voor het instandhouden van de juiste steundruk met een luchtkussen. Drukveranderingen in de werkkamer en het leidingstelsel kunnen zo op een eenvoudige manier genivelleerd worden. In het Japanse systeem wordt de druk in het leidingstelsel gemeten en middels elektronisch aangestuurde pompen en ventielen aangepast.



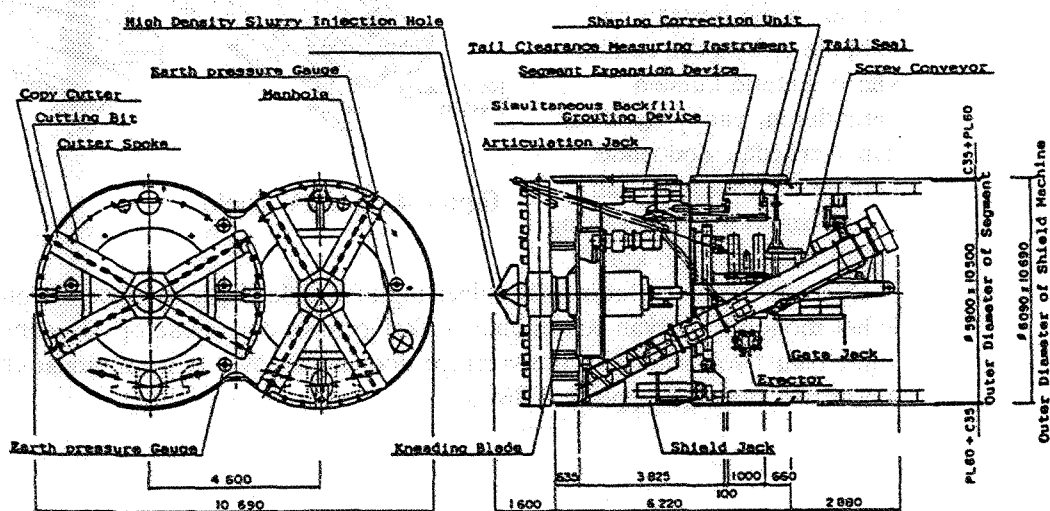
figuur 4.18 Sturing steundruk Japans vloeistofschild



4.13 Recente ontwikkelingen in de bouw van boortunnels in Japan

DOT

Het DOT-systeem (Double-O-Tunnel) is een systeem waarbij twee elkaar enigszins overlappende schilden worden toegepast. Het ontgraven gebeurt met behulp van twee in één vlak gelegen spaakwielen die in fase zijn verschoven en in tegengestelde richting draaien. Dit systeem wordt o.a. toegepast voor een 850 m lang traject van de spoortunnel die wordt aangelegd t.b.v. de te houden Aziatische spelen te Hiroshima in 1994.



De voordelen van deze ontgravingswijze zijn vergeleken met één grote tunnel en/of twee afzonderlijke tunnels:

- kleinere hoeveelheid te ontgraven grond;
- de tunnel kan zowel met de twee banen boven als naast elkaar worden geboord (afhankelijk van de aangrenzende constructies);
- omdat beide spaakwielen in hetzelfde vlak zijn geplaatst worden de torsiemomenten die ontstaan door de rotatie van het wiel, gecompenseerd;
- bij een horizontale configuratie ligt de tunnel minder diep (dan één enkele tunnel met dezelfde oppervlakte) hetgeen een economisch voordeel oplevert;

Nadelen:

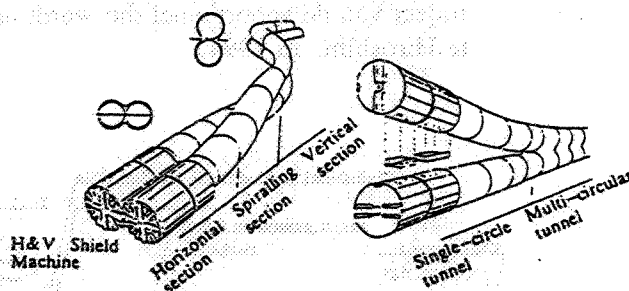
- De zettingen zijn groter dan bij 2 enkele buizen.
- Kwetsbare middenwand of kolommen

De geometrie van de lining is hetzelfde als die van een enkele tunnel. Er zijn slechts twee, qua vorm afwijkende elementen nodig en wel ter plaatse van de snijpunten van de beide cirkels. In het midden van de tunnel zal een rij kolommen gecombineerd met balken het dak ondersteunen. De toepassing van een (eventueel halfopen-) middenwand is ook mogelijk.

H&V Shield (horizontal & vertical variation)

Met deze methode moet het mogelijk zijn om doorsneden te maken die bestaan uit dubbele cirkels die continu van oriëntatie kunnen veranderen; van horizontaal naar verticaal. Zodoende kunnen de voordelen van zowel een verticale plaatsing

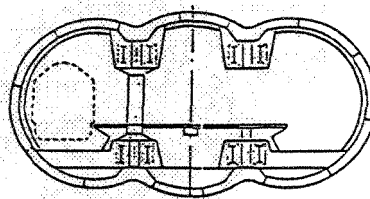
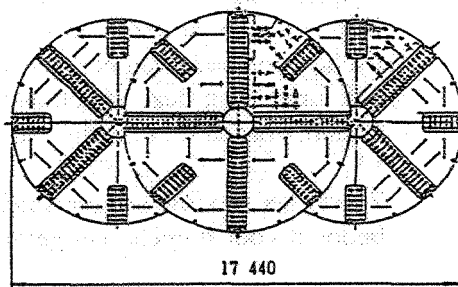
(klein ruimtebeslag, korte bochten) als van een horizontale plaatsing afwisselend gecombineerd worden. Ook is het mogelijk om van een dubbele cirkelvormige doorsnede op een eenvoudige wijze naar twee separate cirkelvormige doorsneden over te gaan omdat er gewerkt wordt met twee gekoppelde TBM's.



figuur 4.21 H&V shield

Triple face slurry shield

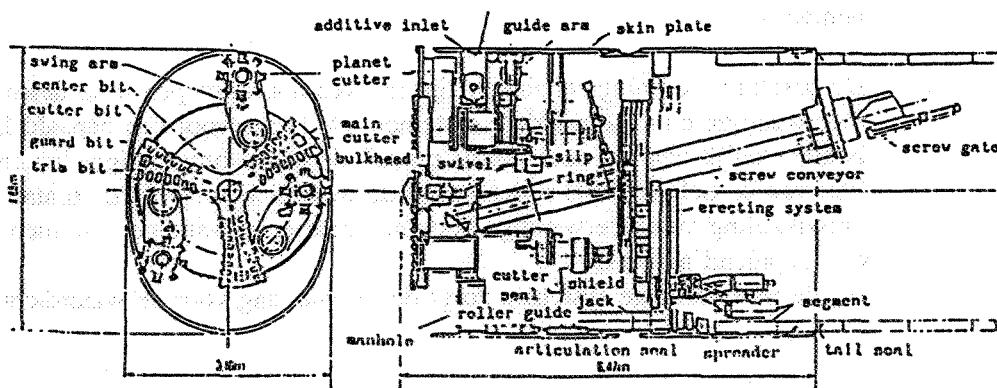
Reeds in 1992 was men in Tokyo begonnen met de aanleg van een ringlijn voor de metro die de meeste radiaal lopende lijnen moet verbinden. Vanwege de vele kruisingen met metrolijnen en andere ondergrondse voorzieningen is dit uit constructief oogpunt gezien een gecompliceerd werk waarvoor de meest geavanceerde tunneltechnieken worden toegepast. Voor de aanleg van het Lidabashi station wordt het Triple-face slurry shield toegepast omdat dit een voordeel in tijd en veiligheid oplevert t.o.v. de methode waarbij gebruik gemaakt wordt van een chemische injectie om de ruimte tussen twee geboorde tunnels te ontgraven.



figuur 4.22 Triple-face slurry shield

Flexible section shield

In Japanse grote steden wordt al een dermate groot beslag op de ondergrond gelegd door allerlei leidingen en voorzieningen dat er nauwelijks plaats is voor nieuwe pijpleidingen met een grote doorsnede. Plaatsen waar de ondergrond nog beschikbaar is zijn veelal smalle straten en de beperkte ruimte tussen reeds aangebrachte voorzieningen. Dit alles heeft er toe geleid dat de stad Tokyo samen met het bedrijfsleven een TBM heeft ontworpen waarmee het mogelijk is om een verticaal ovale, rechthoekige of boogvormige doorsnede te boren. E.e.a. volgens het grond-drukbalans systeem (EPB). Het ontgravingsmechanisme bestaat uit een aantal cutters. De main-cutter in het midden heeft een aantal armen waaraan planet-cutters bevestigd zijn.

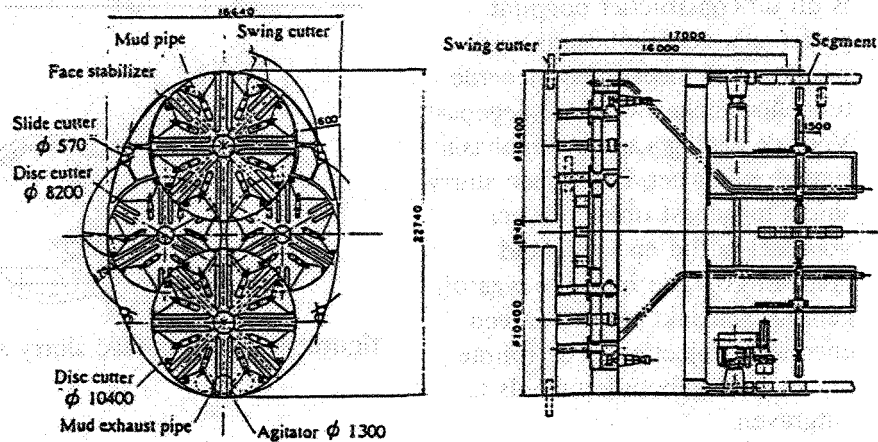


figuur 4.23 Flexible section shield

Elliptical shield

Nog een stap verder is de studie die gaande is naar de mogelijkheden van een elliptische doorsnede van een geboorde verkeerstunnel (4 rijstroken op 2 niveaus). Voor een tunnel van deze afmetingen worden een aantal graafschijven ingezet die ondersteund worden door swing- en slide-cutters.

Zowel het flexible section shield als het elliptical shield zijn vooralsnog alleen bedoeld voor tunnels met geringe afmetingen.



figuur 4.24 Doorsnede elliptical shield TBM voor een autoweg met 4 rijstroken op 2 niveaus

4.14 Tunnelmantel en liningtechnieken

4.14.1 Algemeen

De primaire functie van een tunnel lining is weerstand bieden tegen de gronddruk en indien de tunnel geheel of gedeeltelijk onder water ligt, waterdruk. Tijdens de aanleg van de tunnel dient de lining ook de reactiekrachten van het schild op te nemen.

De beschikbare liningtechnieken zijn in twee hoofdgroepen in te delen: meerwandige en enkelwandige systemen. De keuze voor een bepaald liningsysteem is afhankelijk van het doel van de tunnel, de lokale omstandigheden en de kosten. Een van de belangrijkste rollen speelt de waterdichtheid van de tunnel. Bij de ontwikkeling van meerwandige systemen naar enkelwandige systemen is deze dan ook bepalend geweest.

Bij de meerwandige systemen zorgt de tweede laag voor de waterdichtheid.

4.14.2 Dubbelwandige Techniek

Bij meerwandige systemen wordt de totale lining opgebouwd uit twee of meer wanden. De eerste of primaire wand wordt direct in het schild onder verhoogde luchtdruk gemonteerd en heeft de volgende functies:

- weerstand bieden tegen gronddruk
- opnemen vjzjelkracht uit schild
- tijdelijke kering grondwater

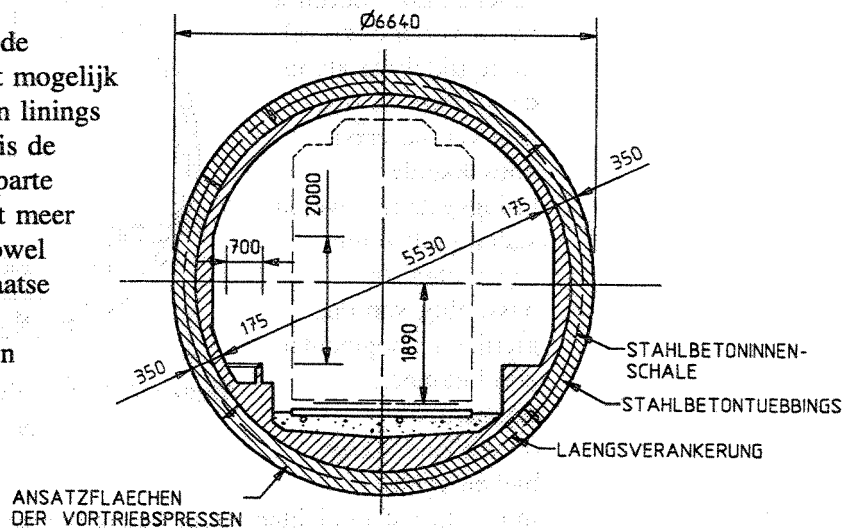
De noodzaak van een tweede wand is in hoofdzaak gelegen in het feit dat in het verleden het moeilijk bleek een waterdichte enkelwandige lining te maken. Door het aanbrengen van een tweede of secundaire wand, is het mogelijk de lining waterdicht te maken. Hierbij zijn twee systemen mogelijk:

- *Waterdichte laag tussen primaire en secundaire wand*

Binnen de primaire wand wordt een waterdichte laag aangebracht door middel van bitumen of kunststoffolies. Hierna wordt de secundaire wand aangebracht van ter plaatse gestort beton of soms geprefabriceerd beton. De primaire lining draagt uiteindelijk geheel of gedeeltelijk de gronddruk en de secundaire lining indien noodzakelijk de resterende gronddruk en de volledige waterdruk.

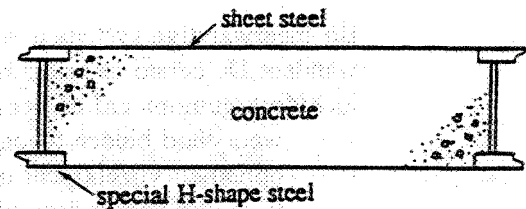
- *Waterdichte secundaire lining*

Door verdergaande ontwikkelingen van de betontechniek, is het mogelijk waterdichte betonnen linings te maken. Hierdoor is de noodzaak van een aparte waterdichte laag niet meer aanwezig. Er zijn zowel systemen van ter plaatse gestort beton als geprefabriceerd beton mogelijk.



figuur 4.25 Tweewandig systeem met waterdichte tussenlaag

Een variant op de volledige betonnen meervoudige lining is de betonnen lining opgebouwd uit segmenten die aan de binnenzijde zijn voorzien van een staalplaat. De staalplaat is verankerd in het beton. Na het plaatsen van de elementen worden de staalplaten aan elkaar gelast zodat een waterdichte composiet constructie wordt verkregen. Een alternatief is de recent ontwikkelde composiet-lining met een staalplaat aan de buitenzijde van het segment.

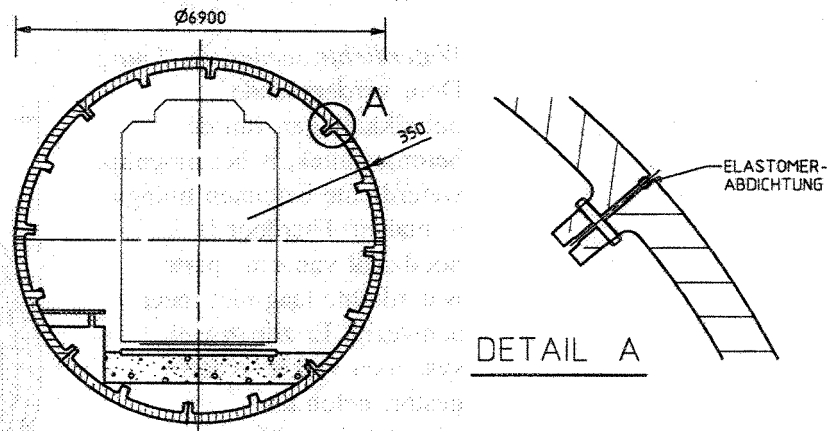


figuur 4.26 Composiet lining [43]

Naast waterdichtheid dient een secundaire wand ook wel de primaire lining te beschermen tegen agressieve milieus zoals deze in bijvoorbeeld riolen kunnen voorkomen.

4.14.3 Enkelwandige Techniek

Bij de enkelwandige systemen worden alle functies door dezelfde wand vervuld, zowel in de tijdelijke als in de definitieve fase. Een van de eerst ontwikkelde liningsystemen waren stalen gietijzeren segmenten. In navolging van deze gietijzeren segmenten zijn betonnen segmenten ontwikkeld. Deze bleken echter



figuur 4.27 Enkelwandige waterdichte lining, U-Bahn München Los 7.1

moeilijker af te dichten. Door betere beheersing van de toleranties en met name de ontwikkeling van betrouwbare neopreen profielen en hydrofiel rubber worden enkelwandige systemen van beton thans het meest toegepast.

4.14.4 Lining Materiaal

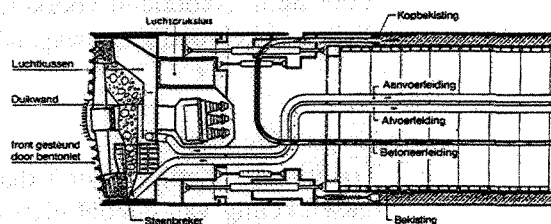
4.14.4.1 Geëxtrudeerd beton

Op basis van het extrusieprincipe zijn ook methoden in ontwikkeling waarmee ook in minder stevige ondergronden het mogelijk is ter plaatse gestorte linings te maken.

Tijdens het boren wordt plastisch betonspecie achter het schild tussen de grond en een binnenbekisting geperst. Deze bekisting is in de lengterichting van de tunnel opgebouwd uit meerdere delen. Na iedere stap voorwaarts wordt het achterste deel van de bekisting naar de voorzijde verplaatst. De druk in de betonmortel is zodanig dat weerstand wordt geboden tegen de buiten de tunnel heersende grond- en waterdrukken. Ten einde dit te bereiken, wordt onafhankelijk van de voortbeweging van het schild de kopbekisting onder druk gehouden middels een zelfstandig druksysteem. De binnenbekisting dient tevens de reactiekracht van het schild op te nemen.

De tunnel wordt vooralsnog meestal voorzien van een tweede wand om de waterdichtheid te kunnen garanderen en in sommige gevallen dient deze tevens een deel van de uitwendige belasting in de definitieve fase op te nemen.

De primaire wand wordt bij de meeste systemen uitgevoerd in ongewapend, soms vezelversterkt, beton. In Japan is recent een project uitgevoerd waarbij deze wand in gewapend beton is uitgevoerd [42].



figuur 4.28 Doorsnede geëxtrudeerde gewapend betonnen lining [41]

4.14.4.2 Prefab segmenten

Algemeen

De meest toegepaste techniek is het opbouwen van een lining uit geprefabriceerde segmenten. Hierbij wordt de lining niet alleen in lengterichting opgedeeld zoals bij geprefabriceerde buizen, maar ook in omtreksrichting. De segmenten worden in het schild gemonteerd tot een volledige ring. De diameter die met dit systeem kan worden gerealiseerd is ongeveer ca. 3 m en groter.

De segmenten kunnen worden gemaakt van de volgende materialen:

- ductiel gietijzer
- staal
- gewapend beton

Door het beschikbaar komen van aanvankelijk gietijzeren en later stalen segmenten heeft de schildtechniek een grote vlucht genomen. In een later stadium zijn de gewapend beton segmenten ontwikkeld. Aanvankelijk konden alleen de gietijzeren segmenten met voldoende nauwkeurigheid worden gemaakt.

Er kunnen twee verschillende montage technieken worden onderscheiden bij dit type lining:

- *Geboute en gegroute lining*

Bij deze techniek worden de segmenten binnen het schild met boutverbindingen of varianten hiervan met elkaar verbonden. Hiermee wordt een ring met een uitwendige diameter verkregen die kleiner is dan de diameter van het schild. Tijdens of na het vooruitschuiven van het schild wordt de spleet tussen de grond en de lining opgevuld met grout.

- *Expanded lining*

Dit type lining kan worden toegepast in cohesieve, weinig waterdoorlatende gronden die in staat zijn gedurende enige tijd te blijven staan zonder de steun van een lining. De segmenten worden achter het schild opgebouwd en door middel van wigvormige segmenten of vijzels met behulp van de passieve gronddruk in omtreksrichting voorgespannen. Hierbij worden veelal geen verbindingsmiddelen tussen de segmenten toegepast.

Voor de in Nederland voorkomende grondsoorten is de geboute en gegroute waterdichte, enkelvoudige gewapend beton lining het meest geschikt.

Toepassing gietijzer

Traditioneel gietijzer wordt thans niet meer als liningmateriaal gebruikt. Door de ontwikkeling van ductiel gietijzer (SGI) heeft een verdere ontwikkeling van de gietijzeren lining mogelijk gemaakt. Grotere toelaatbare spanningen (140-180 N/mm²) en een breukrek van 10% hebben bij de Tokyo Underground Railways (1970) een materiaalreductie van 30 % mogelijk gemaakt ten opzichte van traditioneel gietijzer. Bij recent uitgevoerde en in uitvoering zijnde projecten als de Kanaaltunnel en de tunnel onder de Grote Belt, wordt plaatselijk gebruik gemaakt van SGI, terwijl verder overwegend betonnen segmenten zijn/worden toegepast.

Gietijzer wordt dus nog toegepast in combinatie met gewapend betonnen segmenten. Met name ter plaatse van zwaar belaste delen als bijvoorbeeld bij dwarsverbindingen tussen twee tunnelbuizen kan het gebruik van het materiaal gietijzer tot goede oplossingen leiden.

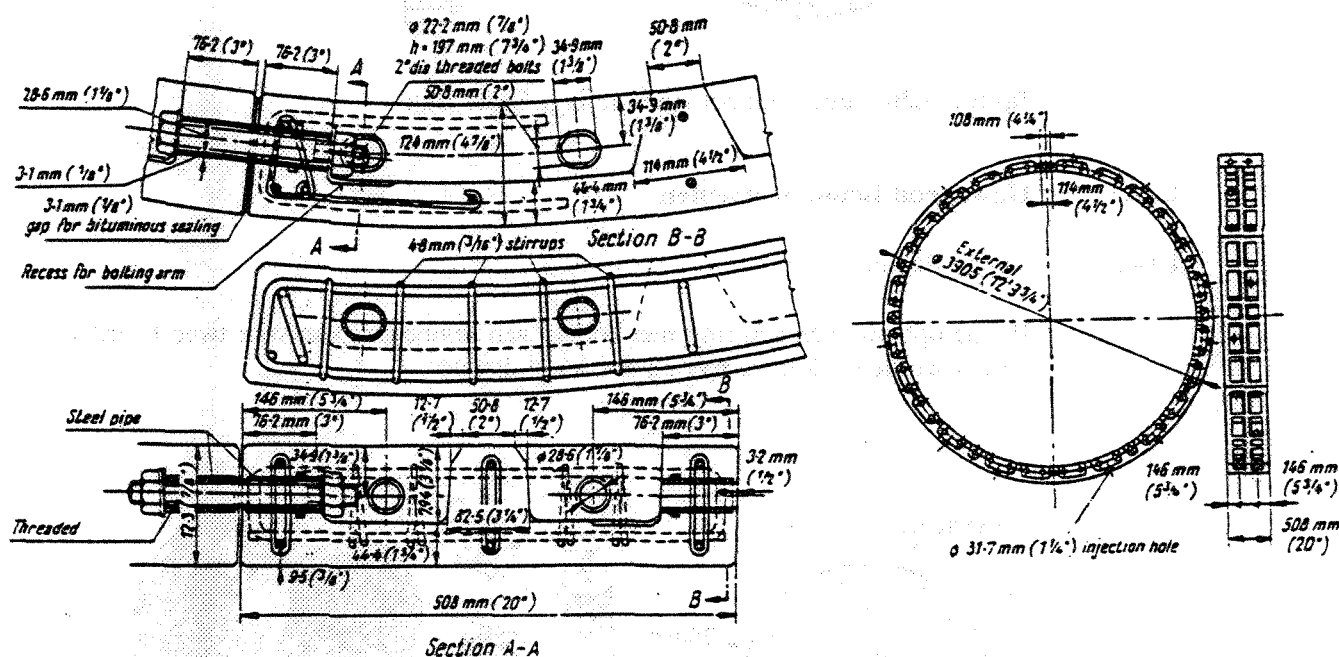
Toepassing staal

Relevante toepassingen van staalplaten zijn te vinden in de dubbelwandige liningtechnieken. Verwezen wordt naar 4.14.2.

Gewapend beton

Door technische ontwikkelingen (voldoende nauwkeurige productie en ontwikkeling van geschikt voegmateriaal) is het mogelijk geworden segmenten te maken van gewapend beton. De directe aanleiding tot deze ontwikkeling was de hoge prijs van de gietijzeren segmenten.

De vormgeving van de eerste gewapend beton segmenten was dan ook identiek aan die van de gietijzeren segmenten. Een van de eerste toepassingen van dit type segmenten is de Ilford-line in Londen.

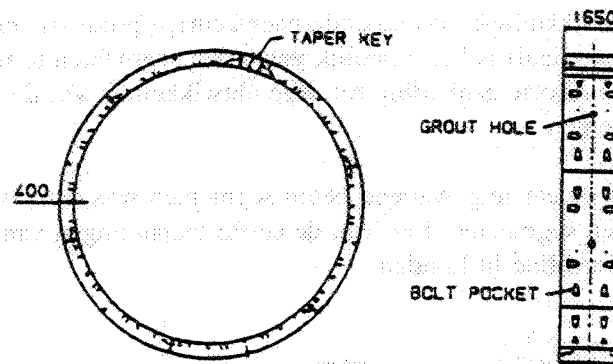


figuur 4.29 Gewapend betonnen lining, Ilford-line, Londen

Naast dit type segment is het massieve type ontwikkeld waarin slechts kleine uitsparingen aanwezig zijn ten behoeve van de verbindingen. De voordelen hiervan zijn de eenvoudige vormgeving (wapening, bekisting) en de grotere sterkte en stijfheid.

In verband met afdichtingsproblemen werd dit type lining vaak voorzien van een tweede wand. Door ontwikkelingen in de afdichtingstechniek, kon in 1973 de eerste enkelwandige betonnen lining worden toegepast bij de metro in München.

In verband met het grote belang van de gewapend betonsegmenten wordt dit type lining in 4.14.5 meer uitgebreid behandeld.

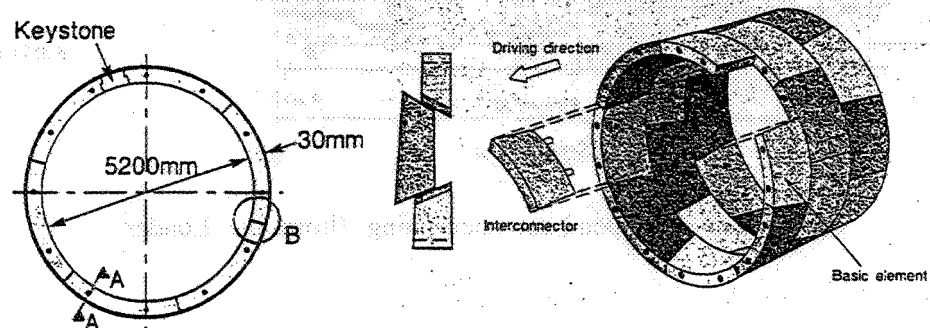


figuur 4.30 Gewapend betonnen lining, Grote Belt

4.14.5 Gewapend Beton Segmenten

4.14.5.1 Typen Segmenten

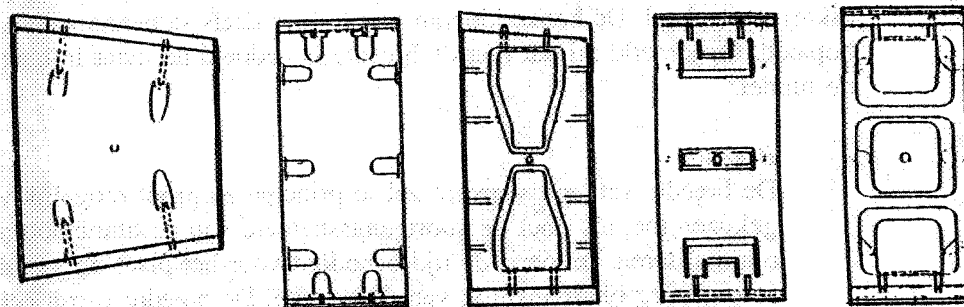
Bij de opbouw van een ring met behulp van segmenten kan voor twee hoofdsystemen worden gekozen: met en zonder sluitstuk.



figuur 4.31 Systeem met en zonder sluitsteen

De segmenten kunnen zowel met als zonder cassetten worden uitgevoerd. De keuze tussen deze alternatieven wordt bepaald door de volgende factoren:

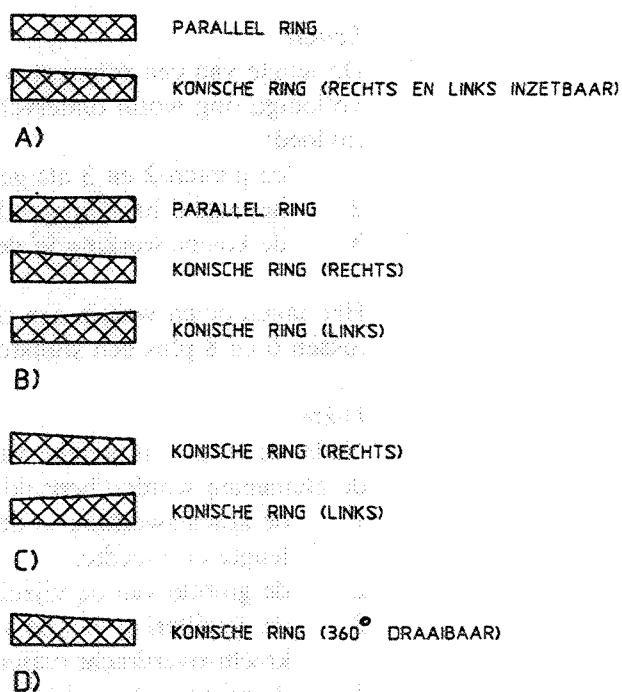
- detaillering van de wapening;
- verbinding tussen de elementen;
- bekisting;
- belasting op elementen.



figuur 4.32 Verschillende typen segmenten

4.14.5.2 Geometrie

Om de tunnel het gewenste alignement te kunnen geven is het noodzakelijk speciale ringen met een taps verloop plaatsen. Door verschillende conische ringen achter elkaar te plaatsen kunnen bochten in het horizontale en in het verticale vlak worden gemaakt. Een combinatie van beide is ook mogelijk zodat ruimtelijke krommingen worden gemaakt. Er zijn vier verschillende systemen beschikbaar: zie **figuur 4.33**.



figuur 4.33 Ringgeometrie

4.14.5.3 Afmetingen

Na de keuze van het type element worden de hoofdafmetingen (breedte, lengte en dikte) vastgelegd. De keuze hiervan wordt door deels samenhangende factoren bepaald. Opgemerkt zij dat met de breedte is bedoeld de maat in langsrichting van de tunnel.

Breedte

De breedte van een segment zal in principe zo groot mogelijk worden gekozen met als doel de voortgangssnelheid van de tunnelboormachine te optimaliseren. Immers, de tijd benodigd voor het plaatsen van de segmenten is nagenoeg onafhankelijk van de breedte. De breedte wordt echter beperkt door de volgende factoren:

- 1 de maximale lengte van de vijzels (capaciteit, uitknikken),
- 2 de beschikbare ruimte voor het transport en plaatsen van de segmenten,
- 3 het maximale gewicht dat door de erector kan worden gehanteerd.

Gebruikelijke breedten variëren van 1.2 tot 1.8 meter.

Lengte

De lengte van een segment wordt bepaald door het aantal delen waarin een volledige ring wordt onderverdeeld. De volgende factoren zijn hierop van invloed:

- 1 de punten 2 en 3 als genoemd bij de breedte van de segmenten,
- 2 het aantal handelingen bij de fabricage en de montage,
- 3 de krachswerking in de elementen.

Het aantal delen waarin een ring wordt onderverdeeld, varieert gebruikelijk tussen 6 en 8 plus een sluitstuk

Dikte

Nadat de lengte en breedte van de segmenten zijn bepaald, kan de dikte van de elementen worden bepaald. De volgende factoren zijn hierop van invloed:

- 1 de krachswerking in de segmenten, in samenhang met de gekozen lengte en breedte,
- 2 de grootte van de vijzelkrachten uit het schild op de segmenten,
- 3 de detaillering van de voegen in verband met de afdichting en de krachtsoverdracht tussen de segmenten,
- 4 de wijze waarop de segmenten onderling worden verbonden.

De dikte van de segmenten varieert normaliter tussen 250 en 400 mm. Als een eerste schatting kan voor de dikte van de segmenten $D/20$ worden aangehouden.

4.14.5.4 Wapening

De op de segmenten werkende krachten, zowel in de uitvoerings- als definitieve fase, maken het in de meeste gevallen noodzakelijk een wapening toe te passen. De wapening kan in twee hoofddelen worden gescheiden:

Hoofdwapening

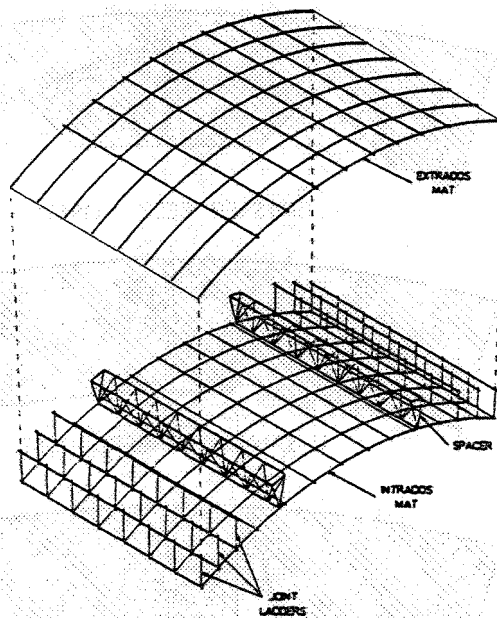
De in de segmenten optredende momenten maken het noodzakelijk de segmenten in omtreks- en langsrichting te wapenen. De hiervoor benodigde wapening is vaak beperkt. Als richtlijn kan aan beide zijden in omtreksrichting (= lengte) een wapeningspercentage van 0.2% à 0.3% worden aangehouden. Voor de wapening in de langsrichting (= breedte), kan de helft worden genomen.

Detailwapening

Om de op de segmenten aangrijpende krachten goed in te leiden en onbeheerste scheurvorming te vermijden, is de detailwapening van groot belang. De belangrijkste punten waar wapening moet worden bijgelegd, zijn de volgende:

1 *Randen van de segmenten*

De krachten in omtreks- en langsrichting van de lining worden lokaal tussen de segmenten overgebracht hetgeen grote splijtkrachten veroorzaakt. Om deze te kunnen opvangen worden aan de randen extra splijt-wapening in de vorm van beugels of gelaste netten toegepast, zie figuur 4.34.



figuur 4.34 Exploded view segment wapening

2 *Verbindingen*

Daar waar de segmenten met elkaar worden verbonden is lokaal extra wapening noodzakelijk. Dit geldt ook ter plaatse van de punten waaraan de segmenten worden opgepakt tijdens de montage.

De totale hoeveelheid wapening in een segment varieert tussen 70 en 90 kg/m³. In verband met de snelle procesmatige fabricage van de segmenten wordt de wapening vaak gelast waardoor een stijve, goed te hanteren wapeningskooi wordt verkregen.

4.14.5.5 Verbindingen

De segmenten moeten al dan niet definitief met elkaar worden verbonden. De redenen hiervoor zijn:

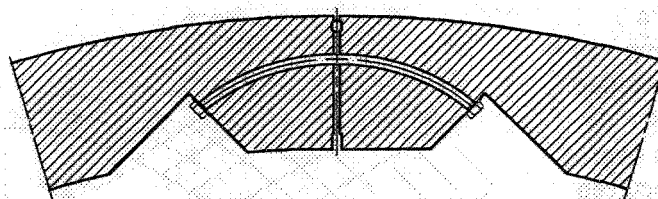
- stabiliteit tijdens de montage
- krachtsoverdracht in de definitieve situatie
- initiële indrukking van de afdichtingsprofielen

Hier moet worden opgemerkt dat in de definitieve situatie de door de grond- en waterdruk veroorzaakte omtreks- en langskrachten het mogelijk maken de verbindingsmiddelen weg te halen.

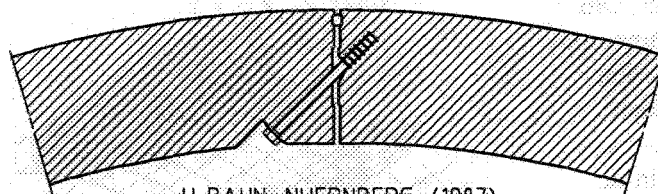
Mogelijke verbindingsmethoden zijn:

omtreksrichting

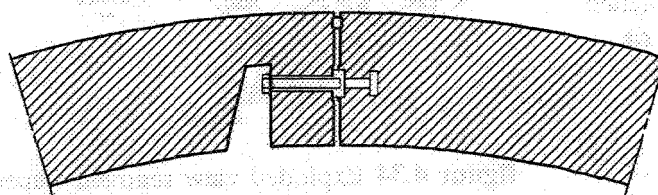
- rechte bout (cassetten noodzakelijk)
- kromme bout (geen cassetten, eenvoudig aan te draaien)
- schuine bout (nog eenvoudiger dan kromme bout)



GROSSER BELT (1989)



U-BAHN NUERNBERG (1987)

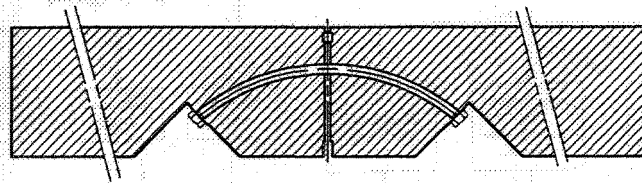


SAMMLER WILHELMSBRUG (1974)

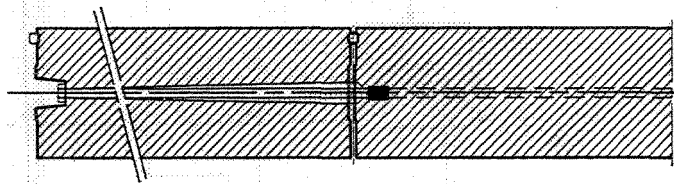
figuur 4.35 Mogelijke verbindingsmogelijkheden in omtreksrichting

langsrichting

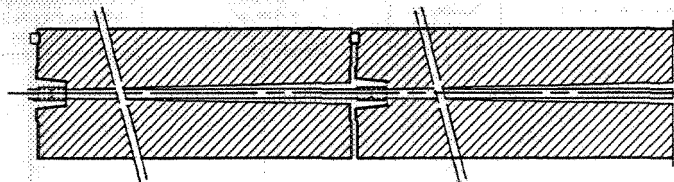
- rechte bout (cassetten noodzakelijk)
- deuvel (geen cassette, alleen dwarskrachtcapaciteit)
- kromme bout (geen cassette, eenvoudig aan te draaien)
- schuine bout (nog eenvoudiger dan krom)
- geen bout, wel messing/groef profiel in voeg)



GROSSER BELT (1989)



U-BAHN NUERNBERG 1987



SAMMLER WILHELMSBRUG (1974)

figuur 4.36 Mogelijke verbindingsmiddelen in langsrichting**4.14.5.6 Waterdichtheid**

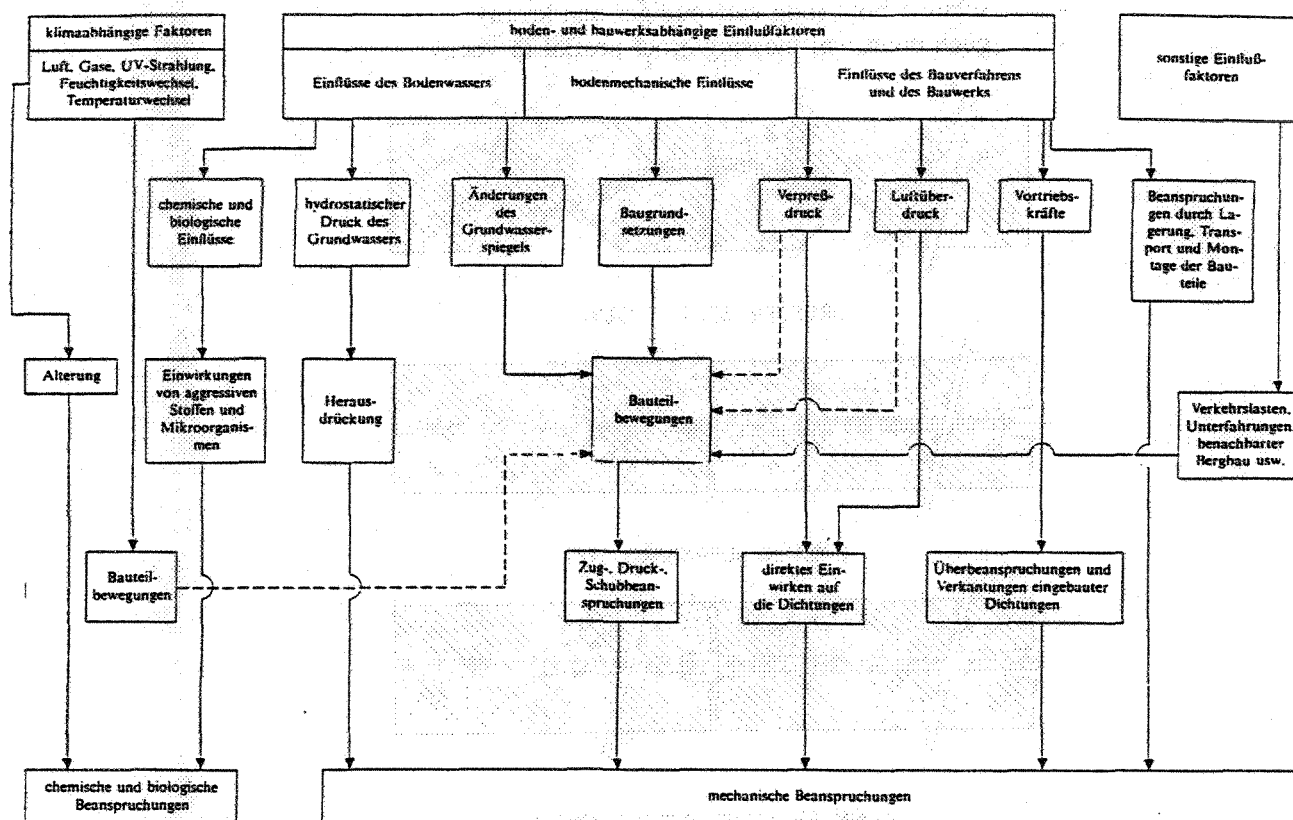
In Nederland zal in de meeste gevallen een tunnel geheel of gedeeltelijk onder de (grond)waterspiegel liggen. Dit maakt het noodzakelijk de tunnel waterdicht te maken. Hierbij zijn twee hoofdzaken te onderscheiden:

1 Waterdichtheid van de segmenten

De segmenten zelf moeten waterdicht zijn, dit stelt eisen aan de dikte van het segment en de permeabiliteit van het beton. Door een goede keuze van de mengselsamenstelling en een vakkundige prefabricage vormt dit geen probleem.

2 Waterdichtheid van de voegen

Bij de keuze van de afdichting van de voegen tussen de segmenten zijn verschillende factoren van invloed. In het onderstaande schema is een overzicht gegeven van deze factoren.

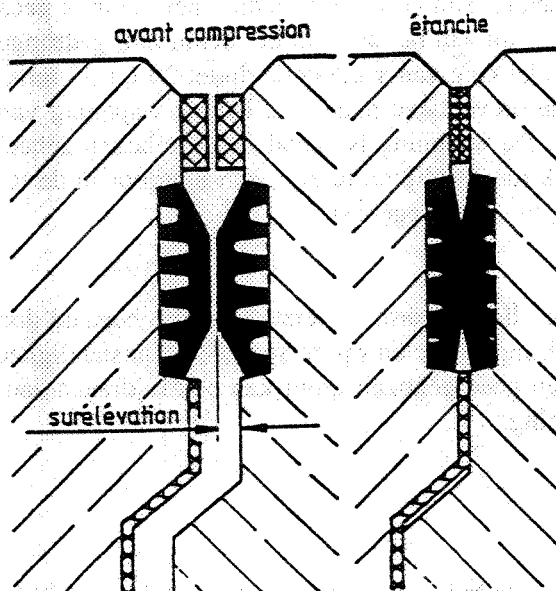


figuur 4.37 Invloedsfactoren op keuze afdichting

Er zijn twee hoofdtype afdichting thans in gebruik:

- **Neopreen-profielen**

Voor de tunnelbouw zijn speciale neopreen-profielen ontwikkeld. Deze ontlelen hun afdichting aan de indrukking als gevolg van de in de lining heersende langs- en omtrekskrachten. Deze krachten worden tijdens de montage verzorgd door de verbindingen en de vijzels. In de definitieve situatie kunnen de verbindingen de benodigde kracht blijven verzorgen of wanneer deze voldoende groot en permanent aanwezig zijn de langs- en omtrekskrachten als gevolg van grond- en waterdruk op de lining. In het laatste geval bestaat de mogelijkheid de verbindingen tussen de segmenten te verwijderen en her te gebruiken.



figuur 4.38 Indrukking neopreen profiel

Hydrofiel rubber

De laatste jaren zijn hydrofiële rubbersoorten ontwikkeld. Wanneer deze in aanraking komen met water, zullen zij met een factor 7 tot 10 in volume vergroten en de afdichting verzekeren. Ook bij dit type voegdichting is een initiële dichting door middel van voorspanning noodzakelijk. Een eis is wel dat het rubber gedurende de gehele levensduur met water in aanraking blijft.

In de meeste gevallen worden de segmenten aan de binnenzijde van een groef voorzien. Hierdoor wordt het mogelijk gemaakt om in noodgevallen aan de binnenzijde van de tunnel een afdichting te maken. Eventueel lekwater wordt via de langs- en dwarsvoegen naar de drainage van de tunnel afgevoerd.

4.14.5.7 Duurzaamheid

Om de bruikbaarheid en veiligheid van de tunnel over de gehele gebruikperiode, 50 tot 100 jaar, te garanderen, is het noodzakelijk de duurzaamheid van de lining te beschouwen. De onderdelen die hierbij het meest van belang zijn:

Beton

In het grondwater kunnen schadelijke stoffen voorkomen die het beton aantasten. Indien hiertoe aanleiding is, zal de samenstelling van het beton hierop moeten worden aangepast. Als aanvullende bescherming van de lining kan de samenstelling van de grout waarmee de staartspleet wordt gevuld op de lokale omstandigheden worden aangepast. Bijvoorbeeld door het toepassen van C_3A -rijke cement.

Wapening

De wapening in de segmenten kan corroderen indien het beton is gecarbonateerd en/of wanneer er chloriden tot aan het staal in het beton zijn gedrongen. Om dit te voorkomen wordt er een dekking van voldoende dikte, 25 tot 35 mm, en kwaliteit voorzien. Als aanvullende preventieve maatregel kan de wapening van een epoxi-coating worden voorzien. De wapening is veelal door de lassen geheel geleidend. In het geval dit noodzakelijk mocht blijken te zijn, kan hierdoor in de toekomst een kathodische bescherming worden toegepast.

Waterdichtheid

De waterdichtheid van een lining wordt in eerste instantie bepaald door een goede afstemming van de afdichtingsprofielen op de specifieke omstandigheden en een goede kwaliteit beton. Een goed gekozen grout kan ook bijdragen aan een duurzame waterdichtheid van de lining.

4.14.5.8 Grouten

Zoals al eerder vermeld, is de buitendiameter van het schild, groter dan de buitendiameter van de tunnelring, die immers binnen het schild is opgebouwd. Hierdoor ontstaat tijdens het voortbewegen van het schild een spleetvormige opening achter de schildwand en rondom de pas geplaatste tunnelring. Om excessieve zettingen te voorkomen wordt deze ruimte tijdens het voortschuiven van het schild volgeperst met cement-grout. Ook om extra weerstand tegen het indringen van schadelijke stoffen uit de ondergrond en om een verbetering van de waterdichtheid te krijgen wordt een groutinjectie toegepast. Bij deze injectietechnieken kunnen onderstaande materialen worden gebruikt:

- zand/cement;
- waterglas toevoegingen (Japan);
- zand/bentoniet.

Dit materiaal kan zowel t.p.v. de staart van de TBM als door een opening haaks op de segmenten geïnjecteerd worden. Tegenwoordig gebeurt dit meestal direct door de staart van de TBM.

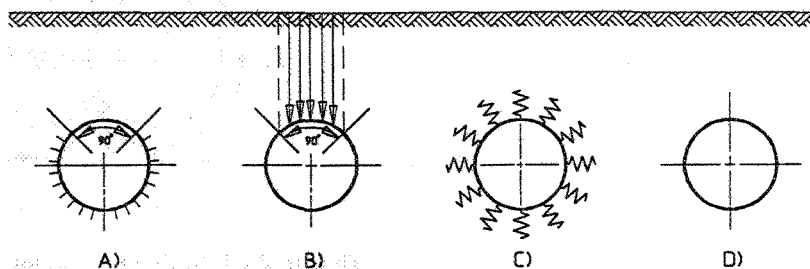
4.14.6 Statisch rekenmodel lining

4.14.6.1 Algemeen

De lining van een geboorde tunnel vormt met de omringende grond een geheel waarbij de interactie tussen beide van groot belang is. Dit samenstel kan op verschillende manieren worden gemodelleerd, in [26, 34, 35] worden er vier soorten onderscheiden. Hierbij kunnen twee hoofdgroepen worden onderscheiden:

- lining en grond in een model (continuüm-model)
- lining waarbij de grond tot verende bedding is gemodelleerd (beddings-model)

Afhankelijk van de diepteligging van de tunnel is de ondersteuning van de lining door de grond al dan niet volledig (geheel of gedeeltelijke bedding). In figuur 4.39 is een overzicht gegeven van de vier modelleringen.

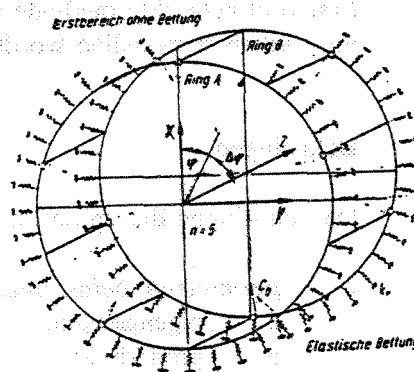


figuur 4.39 Modellering lining-grond systeem

De continuümmodellen zijn alleen eenvoudig te analyseren met behulp van numerieke methoden als de eindig elementen methode [35], en worden hier niet verder besproken. Het beddingsmodel is met handberekeningen en eenvoudige numerieke modellen te analyseren en zal verder worden besproken.

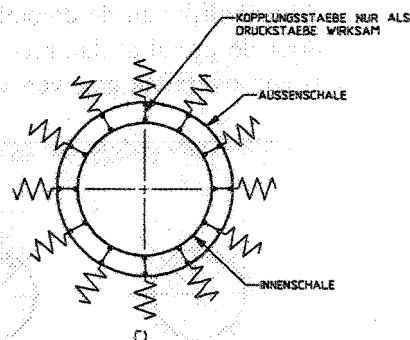
4.14.6.2 Modellering lining

De lining van gewapend beton segmenten wordt in het algemeen gemodelleerd tot een elastisch ondersteunde ring. De ondersteuning wordt bij een ondiepe ligging van de tunnel ($h < 2D_{\text{tunnel}}$) aan de kruin van de tunnel weggelaten. De langsvogen tussen de segmenten worden geschematiseerd tot scharnieren, al dan niet met een beperkte moment-capaciteit. De samenwerking tussen twee naast elkaar liggende ringen wordt geschematiseerd middels koppelstaven tussen de twee ringen. Een voorbeeld van een model is gegeven in figuur 4.40.



figuur 4.40 Statisch model

Indien de lining is opgebouwd uit twee wanden is dit ook in een vergelijkbaar model mogelijk, zie figuur 4.41.



figuur 4.41 Statisch model Trans Tokyo Highway

Voor het beschikbaar zijn van numerieke methoden, zijn er verschillende hand-berekeningsmethoden ontwikkeld. Strikt genomen kunnen deze methoden alleen worden gebruikt voor ronde, volledig ondersteunde, scharnierloze linings. Echter, deze methoden kunnen ook worden gebruikt voor globale dimensionering en controle van numerieke berekeningen van de volgende lining-typen:

- lining met doorgaande langsvoegen t.p.v. de momentennulpunten
- lining met gekoppelde ringen waarbij de langsvoegen in verschillende ringen t.o.v. elkaar zijn versprongen

Een veel gebruikte methode is die van Schulze/Duddeck [34]. Een vergelijking van verschillende modellen wordt in [36] gemaakt.

4.14.6.3 Belastingen

De belastingen die op de lining werken kunnen als volgt worden onderscheiden:

1 permanente belastingen:

- a eigengewicht;
- b gronddruk;
- c waterdruk;
- d maaiveld belasting;
- e installaties.

2 veranderlijke belastingen:

- a verkeersbelastingen (tijdens uitvoering en definitief);
- b versnellingskrachten t.g.v. verkeer;
- c belastingen tijdens montage;
- d vijnzelkrachten uit schild;
- e druk t.g.v. groutinjectie.

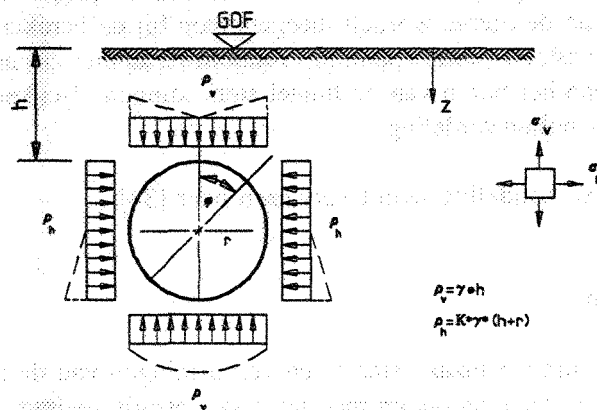
3 opgelegde vervormingen:

- a temperatuur variaties;
- b krimp en kruip van beton;
- c kruip van grond;
- d rotaties en plaatsingstoleranties.

De maatgevende belastingen zijn: 1a, 1b, 1c, 2a en 2c.

De gronddruk wordt bepaald door de diepteligging van de tunnel en de eigenschappen van de ondergrond. Het gedrag van de grond kan variëren, het is hierom van belang bij berekeningen onder- en bovengrenzen van bodemparameters te beschouwen. Als een min of meer arbitrair uitgangspunt bij de berekening wordt de spanningstoestand in de ongestoorde ondergrond (primaire spanningstoestand) genomen:

- verticale belasting door gewicht van de grond en bovenbelasting door constructies en verkeer
- horizontale belasting als functie van de verticale belasting (als richtlijn wordt vaak $\sigma'_{hor.} \approx (1 - \sin(\varphi)) * \sigma'_{vert.} \approx 0.5 * \sigma'_{vert.}$ aangehouden)



figuur 4.42 Primaire spanningstoestand in de ondergrond

Afhankelijk van de diepteligging van de tunnel kan deze primaire spanningstoestand worden omgerekend in radiale en tangentiële belastingen op de tunnelling.

$h < 2D$ (ondiep gelegen tunnel)

$$\text{radiaal} \quad \sigma'_r = 0.5 * (\sigma'_v + \sigma'_h) + 0.5 * (\sigma'_v - \sigma'_h) * \cos(2\varpi)$$

$$\text{tangenciaal} \quad \sigma'_t = 0.5 * (\sigma'_v - \sigma'_h) * \sin(2\varpi)$$

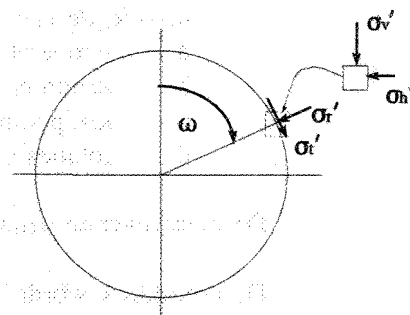
$h > 3D$ (diep gelegen tunnel)

$$\text{radiaal} \quad \sigma'_r = 0.5 * (\sigma'_v + \sigma'_h) + (5/6) * (\sigma'_v - \sigma'_h) * \cos(2\varpi)$$

$$\text{tangenciaal} \quad \sigma'_t = 0$$

Waarin (zie ook figuur 4.43),

σ'_v	=	verticale korrelspanning
σ'_h	=	horizontale korrelspanning
σ'_r	=	radiale korrelspanning
σ'_t	=	tangentiële korrelspanning
ϖ	=	poolhoek



figuur 4.43 Toelichting poolcoördinaten

Indien de tunnel tussen de twee gebieden in ligt ($2D < h < 3D$) en in bijzondere gevallen zijn beide belastingsgevallen bruikbaar. De keuze voor het diepgelegen model is mede afhankelijk van de aanwezige cohesie van de grond.

De waterdruk werkt volledig op de lining en moet als een alzijdig werkende belasting als functie van de diepte worden meegenomen bij de berekeningen. De initiële spanningstoestand (korrelspanning) rondom de tunnel zal in werkelijkheid ten gevolge van het boren van de tunnel sterk kunnen afwijken van de hiervoor berekende spanningsverdeling.

Voor een uitgebreide verhandeling wordt verwezen naar [34]

4.14.6.4 Lange termijn effecten

In de constructieberekeningen inzake sterkte en vervormingen van de tunnelring dient ook rekening te worden gehouden met het lange termijn gedrag van grond. Vooral wanneer de tunnel is gelegen in relatief slappe lagen zullen effecten als kruip en consolidatie in de beschouwing worden betrokken. De huidige praktijk is dat dergelijke effecten door middel van een reductie van de elasticiteitsmodulus of de beddingsconstante worden ingevoerd.

4.15 TBM staartafdichtingstechnieken

Het dichten van de spleet tussen de binnenkant van het schild van de TBM en de buitenkant van de gemonteerde tunnelling is een zeer belangrijk onderdeel van het tunnelboorproces.

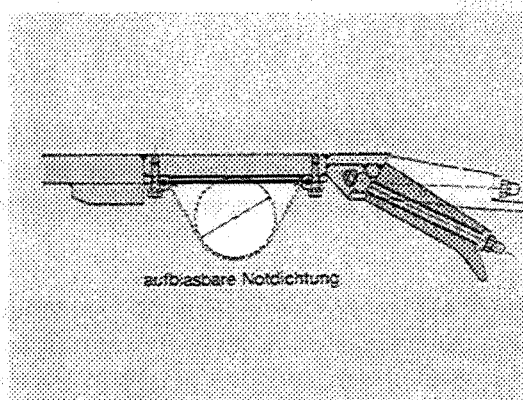
Omdat de tunnelling (segmenten) niet altijd centrisc binnen het TBM-schild gemonteerd worden, kunnen er afwijkingen in de dikte van de staartspleet ontstaan. Deze variatie in dikte kan ook veroorzaakt worden door de vooraf geaccepteerde bouwtoeranties in afmetingen en positionering van de segmenten.

Binnen de moderne TBM's wordt in het algemeen onder een atmosferische druk gewerkt. De staartafdichting van de TBM moet dus het drukverschil tussen de buiten- (grout-grond-water-) en atmosferische binnendruk kunnen opnemen. Omdat de dikte van de staartspleet over het tunneltracé kan variëren moet de staartafdichting ook flexibel op deze veranderingen kunnen reageren. Ook moet een staartafdichtingssysteem tijdens de tunnelaanleg eenvoudig te vervangen zijn.

Inmiddels is er wereldwijd een grote ervaring opgedaan met de verschillende technieken om tot een betrouwbare staartafdichting te komen. Uit het grote aantal staartafdichtingsystemen worden er hier 2 nader toegelicht.

4.15.1 Rubberen staartafdichting

De zogeheten S1-staartafdichting van Wayss & Freytag AG is een massief neopreen profiel met een dunne neus (zie ook figuur 4.44).



figuur 4.44 S1-staartafdichting en noodafdichting van Wayss & Freytag AG

Het profiel wordt scharnierend aan de binnenzijde van het schild van de TBM gebout. De neus van het profiel glijdt over de buitenzijde van de tunnelling. Door een voorspanning ten gevolge van het aandraaien van de bout en het heersende drukverschil tussen binnen- en buitenzijde van de tunnelling wordt het profiel tegen de tunnelwand aangedrukt.

Direct achter de staartafdichting monden de groutinjectiepijpen uit. Deze pijpen komen uit de schildmantel van de TBM. Tijdens het voortschuiven van het schild wordt onder hoge druk, via de injectiepijpen grout geperst naar de staartspleet. De groutdruk is groter dan de isotrope grondspanning.

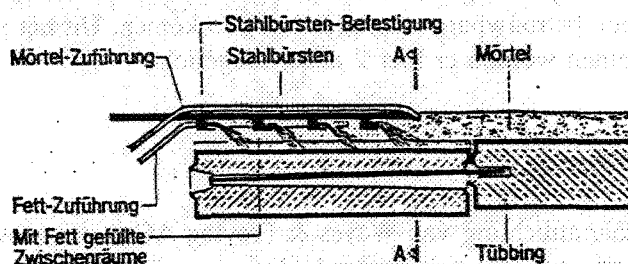
De neopreen profielen hebben een lengte van 0.6 à 1 m. De staartafdichting bestaat uit relatief smalle naast elkaar gelegen stukken, die elkaar aanvankelijk niet overlappen. Zodra de neopreen profielen door de heersende gronddrukken tegen de tunnelling gedrukt worden overlappen de profielen elkaar. De S1-staartafdichting is vanaf het begin van de spoortunnel in Rome (Ø 10.64 m, 1981) bij alle Hydro- en Mixschilden van Wayss & Freytag AG met succes toegepast.

4.15.2 Staartafdichting middels staalborstels

De staalborstelafdichtingen (wire brush seals) worden door meerdere Japanse en Europese fabrikanten van TBM's toegepast (zie figuur 4.45).

Japanische Bürstendichtung

Schildschwanzfuge



figuur 4.45 Staalborstelafdichting

De staalborstels worden in tenminste 2 rijen achterelkaar (in serie) met een onderlinge afstand (gemeten in de richting van de tunnel-as) van ca. 0.3 m gemonteerd. Bij grotere te keren drukken kunnen meerdere rijen staalborstels in serie geplaatst worden.

De uiteinden van de staalborstels glijden over de buitenzijde van de tunnelling en kunnen flexibel reageren op onregelmatigheden in de geometrie van de staartspleet. De ruimte tussen de onderlinge staalborstelrijen wordt gevuld met een speciaal vet. Dit vet wordt onder druk gehouden. De vetdruk tussen de buitenste en de op één na buitenste staalborstelrij is ca. 2 bar hoger dan de heersende isotrope grondspanning en globaal 1 bar hoger dan de druk van het injectie grout. Het gebruik van de hogere vetdruk leidt ertoe dat er altijd vet in het groutspleet komt. De hoeveelheid vet dat bijgepompt moet worden om de vetdruk te handhaven kan aanzienlijk zijn. De vetdruk in de meer van de staartspleet afgelegen staalborstelrijen neemt successievelijk af.

Ook met dit type staartafsluitingen zijn reeds goede ervaringen opgedaan. Zo is het staalborstelsysteem o.a. toegepast bij de EPB-TBM's die gebruikt worden bij de aanleg van de tunnel onder de Grote Belt in Denemarken: 4 rijen staalborstels waarbij tenminste 80 m waterkolom gekeerd moet kunnen worden.

4.15.3 Nood-staartafsluiting

Naast de reguliere staartafsluiting moet ook een nood-staartafsluiting aanwezig zijn. Deze nood-staartafsluiting kan bestaan uit een met lucht te vullen slang. De slang ligt normaal gesproken in opgevouwen toestand in een sleuf aan de binnenzijde van het schild. De sleuf ligt nabij de reguliere staartafsluiting echter wat meer naar de voorkant van de TBM (zie figuur 4.44).

De noodafdichting kan bij een eventueel disfunctioneren van de reguliere staartafdichting onmiddellijk opgeblazen worden. De noodafdichting wordt ook gebruikt bij reparatie werkzaamheden aan de reguliere staartafdichting.

4.15.4 Keuze staartafdichting

De keuze van het toe te passen type staartafdichting wordt sterk bepaald door de ervaringen van de aannemer van het tunnelbouwproject.

4.16 Enkele uitvoeringsrandvoorwaarden

4.16.1 Inleiding

In dit hoofdstuk worden de mogelijkheden en beperkingen omschreven vanuit de techniek van de schildboormethode welke gevolgen hebben o.a. voor horizontaal en verticaal alignement, bochten, onderlinge afstand van 2 tunnels, afstand tot bestaande bebouwing etc.

Verder worden eisen geformuleerd vanuit de uitvoering van start- en ontvangstputten, werkterreinen en maatregelen tijdens de bouw op gebied van ventilatie, brandpreventie en werken onder verhoogde luchtdruk.

4.16.2 Ligging van de tunnel

Uit evenwichtsberekeningen, rekening houdend met de overdruk in de werkkamer volgt een minimale gronddekking van ca. 1D. Deze dekking moet beschouwd worden als een eerste indicatie. Zowel lokale omstandigheden als het wel of niet toepassen van speciale, lokatie afhankelijke maatregelen hebben een grote invloed op de genoemde minimale dekking. Hiervoor zij ook verwezen naar Bijlage II, waar de situatie voor respectievelijk Amsterdam, Rotterdam en Utrecht wordt beschreven.

Indien geen stratentracé gevolgd wordt is een grotere dan de minimale diepteligging vaak onvermijdelijk in verband met de noodzakelijke veilige passage van funderingen. Ten aanzien van haltes/stations is dit zowel bouwtechnisch als t.a.v. sociale aanvaardbaarheid nadelig.

Bouwen met minimum dekking kan voor toekomstige funderingen op palen een beperking opleveren.

1 Dubbelsporige tunnel heeft een grotere diameter dan 2 enkelsporige tunnels en ligt dus dieper ten opzichte van het maaiveld. Dit beïnvloedt het alignement, diepere ligging betekent langere op- en afritten, een diepere start- en ontvangstput ten behoeve van het boren, dieper gelegen halteplaatsen c.q. stations.

Bij dubbelsporige tunnelbuizen zijn de minimaal te realiseren boogstralen groter dan bij 2 enkelsporige buizen.

Een dubbelsporige tunnelbuis vraagt minder ruimte, in een horizontaal vlak gemeten, dan 2 enkelsporige buizen.

Indien twee boortunnels dicht naast elkaar geprojecteerd zijn dan mag verwacht worden dat de laatst geboorde tunnel een ongunstig effect heeft op de belastingen op de tunnelwand van de eerst geboorde tunnel. Het e.e.a. is toe te schrijven aan de boogwerking in het korrelskelet boven de laatst geboorde tunnel. Om deze nadelige effecten te vermijden moeten de boortunnels verder uiteen komen te liggen. Als een eerste indicatie voor de h.o.h. afstand van de beide boortunnels waarbij het boven beschreven fenomeen niet optreedt kan 2D worden aangehouden.

Bij de vloeistofgesteunde boorfronten heeft de steunvloeistof 2 hoofdfuncties:

- het stabiel houden van het boorfront door het opnemen van de grond- en waterdrukken,
- transportmedium van de afgegraven grond.

De stabiliteit van het boorfront is mede afhankelijk van de diepteligging van de tunnel. Bij ondiepe ligging van de tunnel moet ook het opbarsten van de grond met name bij het werken onder verhoogde luchtdruk tijdens het boren bekeken worden.

De werkkamer moet in geval van bijvoorbeeld verwijdering obstakels, onderhoud, reparatie o.d., begaanbaar zijn, waarbij de steunvloeistof vervangen wordt door luchtdruk. In dit geval moet gekeken worden, met name bij ondiepere ligging, naar het gevaar van opbreken van de grond (blow-out).

In grond met waterdoorlatendheidsfactor groter dan $k_w = 10^{-4}$ m/s is gebruik van luchtdruk moeilijk en wordt een vloeistofschild toegepast. Vraag is dan hoe om te gaan met verwijdering van obstakels (de vervanging van betonietvloeistof door luchtdruk is een van de kritieke booroperaties). De filterkoek draagt de luchtdruk over op het boorfront en moet liefst luchtdoorlatend zijn. Immers, de keuze van vloeistofschild is gedicteerd door de te grote doorlatendheid van de grond, waardoor de luchtdruk zich niet kan opbouwen (blow-out).

Er is weinig bekend over de luchtdoorlatendheid van een, door middel van een filterkoek afgesloten, boorfront.

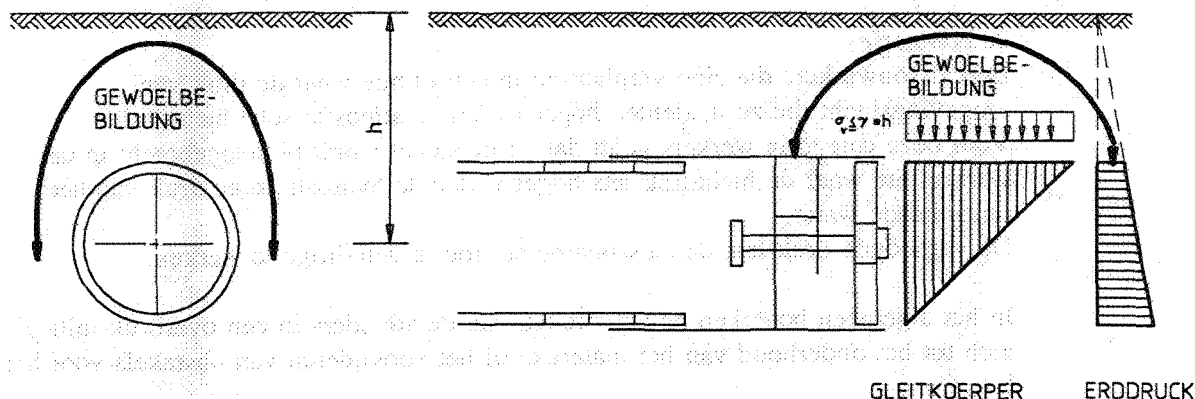
De aan het boorfront optredende gronddruk is moeilijk te berekenen omdat deze afhankelijk is van de ruimtelijke "draagwerking" van de bodem. Deze wordt weer beïnvloed door de grondeigenschappen en de geometrie van de tunnel.

De steundruk moet nauwkeurig in overeenstemming zijn met de gegeven situatie, omdat een te geringe steundruk instabiliteit van het boorfront, en dus zettingen veroorzaakt en een te grote druk oppersen van het maaiveld kan veroorzaken.

Bij een ondiepe ligging van de tunnel is het evenwicht aan het boorfront zeer gevoelig. Kleine afwijkingen in steundruk geven al snel deformaties.

De berekening van de stabiliteit van het boorfront is zeer ingewikkeld. Het is een driedimensionaal probleem waarbij een zekere gewelfwerking kan optreden, zowel in langs- als dwarsrichting van de tunnelas.

In de literatuur zijn diverse benaderingsmethoden gegeven, verwezen wordt naar figuur 4.46.



figuur 4.46 Gewelfwerking

De deformatie ten gevolge van enige ontspanning aan het boorfront kan zich ontwikkelen bij een verplaatsing van het verticale boorfront richting tunnel van ongeveer 1 promille van de schilddiameter, bij een diameter van 6 m is dit 6 mm.

4.16.3 Veiligheidsmaatregelen

4.16.3.1 Het Werken onder Verhoogde Luchtdruk

Sinds het begin van deze eeuw werd dankzij de technische ontwikkelingen, enorme vooruitgang geboekt bij het werken onder verhoogde luchtdruk. Het is hierdoor o.a. mogelijk geworden schepen te bergen en reddingsoperaties uit te voeren. Ook in de civiele bouwtechniek werden bouwmethoden ontwikkeld waarin arbeiders onder verhoogde luchtdruk werden blootgesteld.

Voorbeelden hiervan zijn te vinden in de boortunneltechniek, de offshore techniek en de pneumatische caisson methoden.

Een caissonarbeider moet altijd lucht inademen die onder dezelfde druk staat als waaraan zijn lichaam onderworpen is. Bij caissonwerk worden de werknemers meestal langdurig blootgesteld aan perslucht waarvan het grootste deel uit stikstof bestaat. Door inademing wordt de stikstof opgeslagen in het vetweefsel. De hoeveelheid opgeslagen stikstof is functie van de blootstellingstijd bij een bepaalde overdruk.

Tijdens de decompressie worden de weefsels langzaam ontlast van de overtollige stikstof. Om decompressieproblemen of caissonziekte te vermijden dient de decompressie volgens een bepaald tijdschema te verlopen.

De totale decompressieduur is een functie van de blootstellingstijd bij een bepaalde overdruk.

Bij het uitvoeren van bouwwerken onder verhoogde luchtdruk zijn 2 categorieën van werknemers betrokken.

1e categorie

De duikers en helmduikers die op wisselende diepten werken en perslucht of gasmengsel inademen.

2e categorie

De caissonwerkers die zich verplaatsen in een ruimte waar de druk van omgevingslucht die ze inademen hoger is dan de atmosferische luchtdruk. Voor deze categorie werkers geldt dat de perslucht wordt binnengebracht in de werkruimte waar de luchtdruk iets hoger is dan de hydrostatische druk van het omringende water.

De verhoogde druk laat de caissonarbeider toe in den droge te werken.

In het algemeen beperken de activiteiten van de arbeiders in een overdruk milieu zich tot het onderhoud van het materieel of het verwijderen van obstakels voor het boorfront.

De voornaamste technische problemen tijdens overdrukwerkzaamheden

In het onderstaande worden enkele aandachtspunten aangegeven die van belang zijn bij de problematiek van het werken onder verhoogde luchtdruk.

1. Grondgesteldheid; een grondige studie van de grondgesteldheid alvorens met de bouwmethode begonnen kan worden is noodzakelijk. Voorbeelden zijn: aardgasbellen, de aanwezigheid van koolwaterstoffen, waterbellen en obstakels.
2. Het verwijderen of doorboren van b.v. metalen damwanden, thermisch snijden (branden) moet in een overdruksysteem zo veel mogelijk vermeden worden. Alleen bij een uiterst zorgvuldig gekozen milieu en werkmethode is thermisch snijden mogelijk.
3. Het werkklimaat; een maximale ventilatie om de in te ademen lucht zo zuiver mogelijk te houden. De luchttemperatuur moet zoveel mogelijk op 18 ° C worden gehouden. De samenstelling van de lucht wordt regelmatig geanalyseerd.
4. Nood en evacuatieplan; de werkgever moet voor ieder risico een nood- en evacuatieplan opstellen, teneinde op tijd de juiste en vereiste maatregelen te kunnen treffen.
5. Arbeidsbelasting; de hartslag en zuurstofverbruik stijgen evenredig met de dynamische inspanningen van een mens. Over het algemeen geldt dat de hartslagfrequentie en de longventilatie dalen bij het werken onder verhoogde druk. De grenswaarde tot waarbij arbeiders verantwoord caissonarbeid kunnen verrichten ligt rond de 3.5 bar.

De veiligheidsvoorschriften

Europese richtlijnen voor het werken onder verhoogde luchtdruk zijn er niet. De meest geïndustrialiseerde landen hebben in de voorbije decennia getracht aangepaste decompressie tabellen uit te werken. Er bestaan echter nog grote verschillen tussen deze tabellen en voorschriften per land. Voor wat het de Nederlandse voorschriften betreft wordt verwezen naar 4.6.

Naast de voorschriften is het raadzaam in samenspraak met de arbeidsinspectie van het desbetreffende district de nodige werkafspraken te maken.



4.17 Literatuur

4.17.1 Ontgravingssystemen

- [1] Krause, T.: Schildvortrieb mit flüssigkeits- und erdgestützter Ortsbrust. Dissertation TU-Braunschweig, 27-04-1987.
- [2] Brochure Wayss & Freytag 100 jaar: Schildtechnik.
- [3] Flint, G.R., Foreman W.: Bentonite Tunneling for the Greater Cairo Wastewater Project. Tunneling and Underground Space Technology, Vol. 7, no. 1, pp. 45-53, 1992.
- [4] Eisenstein, Z, Branco, P.: Convergence - Confinement Method in Shallow Tunnels. Tunneling and Underground Space Technology, Vol. 6, no. 3, pp. 343-346, 1991.
- [5] Ei - Nahtras, F.: Interaction of Tunnel linings and Soft Ground. Tunneling and Underground Space Technology, Vol. 7, no. 1, pp. 33-43, 1992.
- [6] Babenderende, S.: Tunneling Machines in Soft Ground : a Comparison of Slurry and EPB Shield Systems. Tunneling and Underground Space Technology, Vol. 6, no. 2, pp. 169-174, 1991.
- [7] Fukuchi, G.: The Present and Future of Mechanized Tunnel Works in Soft Ground. Tunneling and Underground Space Technology, Vol. 6, no. 2, pp. 175-183, 1991.
- [8] Széchy, K.: The Art of Tunneling. Akadémici Kiadó, Budapest 1973, second edition.
- [9] Krause, T.: Japanische Schildsysteme, Teil 1 und 2. BMT 7/8, 9-'86.
- [10] Miya, K., e.a.: DOT Tunneling, a Multi-Face Earth Pressure Balance Shield Tunneling Method.
- [11] Brochure DOT Tunneling Association: DOT Tunneling.
- [12] Brochure Visser en Smit Hanab: EPBS Ø 2630 - Boormethode. Maart 1992.
- [13] Brochure Visser en Smit Hanab: Tweede Bergambachtproject. Mei 1992.
- [14] Nord, G., e.a.: Probing ahead of TBM's by Geophysical Means. Tunneling and Underground Space Technology, Vol. 7, no. 3, pp. 237-242, 1992.
- [15] Brink, F., e.a.: Tunnelbouw met de Schildmethode. Polytechnisch Tijdschrift 34, nr. 10, 1979.
- [16] Proceedings of the International Congress: Towards new Worlds in Tunneling, Vol.1 and 2. Acapulco, 16-20 May 1992.
- [17] Ondergronds Bouwen. CUR/CROW/SNT - rapport 91-11.
- [18] De Boortunnel dichtbij. Samenvatting studies, oktober 1991.
- [19] Erop of Eronder, Ondergronds Bouwen in Nederland. Praktische Studie / KIVI, 7 mei 1992.
- [20] Ondergronds Bouwen in Japan. Verslag van een rapporteursmissie februari/maart 1991.
- [21] Tunnelbau Taschenbuch. Glückauf, diverse jaren.
- [22] Boortechnieken voor utilitaire tunnels en hun toepassingsmogelijkheden. KIVI, 1988.
- [23] Forschung + Praxis. STUVA, diverse nummers.
- [24] Tunnels and Water, Vol. 1, 2 and 3. Proceedings of the International Congress, Madrid, 12-15 June 1988.

4.17.2 Tunnelmantel en Liningtechnieken

- [25] Whittaker, B.N., Frith, R.C.: Tunneling, design, stability and construction. The Institution of Mining and Metallurgy, 1990.
- [26] Baldauf, T.: Betonconstructionen im Tiefbau. Ernst & Sohn, 1988.
- [27] Haack, A.: Überlegungen zum Brandschutz in langen Verkehrstunneln. Franchissements souterrains pour l'Europe. Balkema, 1990.
- [28] Elliott, I.: Bored rail tunnel helps forge Denmark's missing link. Tunnels & Tunneling, September, 1989.
- [29] Fujita, N., Motoyama, H., Miki, K., Kanai, M.: Design and construction of large bore slurry shield tunnel in Trans-Tokyo Bay Highway Project.
- [30] Steiner, W., Becker, C.: Grauholz-Tunnel in Switzerland: Large Mixed-Face Slurry-Shield. Rapid Excavation and Tunneling Conference Seattle, Washington, June 16-20, 1991.
- [31] Grabe, W., Glang, S.: Cadres élastomère pour la construction de tunnels étanches. Franchissements souterrains pour l'Europe. Balkema, 1990.
- [32] Gutteridge, D.R.: Design of soft ground drives. World Tunneling, November, 1991.
- [33] Lingenfelser, H.: Neuenwicklungen und Leistungssteigerung beim einschaligen Tunnelbau mit Stahlbetontubbingen. STUVA-Koln, Forschung und Praxis Heft 33.
- [34] Duddeck, H.: Empfehlungen zur Berechnung von Tunneln im Lockergestein (1980). Die Bautechnik, 10, 1980.
- [35] Ahrens, H., Lindner, E., Lux, K-H.: Zur Dimensionierung von Tunnelausbauten nach den "Empfehlungen von Tunneln im Lockergestein (1980)". Die Bautechnik, 8-9, 1982.
- [36] Erdmann, J., Duddeck, H.: Statik der Tunnel im Lockergestein - Vergleich der Berechnungsmodelle. Bauingenieur 58, pp. 407-414, 1983.
- [37] Meldner, V.: Zur Statik der Tunnelauskleidung mit Stahlbetontubbingen. 100 Jahre Wayss & Freytag AG, 1975.
- [38] Projectinformatie; U-Bahn München - Baulos 8/1-7.1: Fraunhofer Strasse.
- [39] Martin, D.: Japanese robot can erect segments. Tunnels & Tunneling, July, 1990.
- [40] Baumann, T.: Tunnelauskleidungen mit Stahlbetontubbingen. Bautechnik 69, Heft 1, 1990.
- [41] Duiker Alte Emscher te Duisburg. STUVA-Tagung 1987
- [42] Katane, S en Urasawa, Y.: Behaviour of reinforced concrete during concrete press in ECL. Towards New Worlds in Tunnelling, Proceedings of the international congress in tunnelling, may 1992.
- [43] Matsymato, Y, et.al.: New Mechanically-jointed steel-concrete lining. Towards New Worlds in Tunnelling, Proceedings of the international congress in tunnelling, may 1992.



5 EFFECTEN

5.1 Algemeen

In dit hoofdstuk worden de effecten op de omgeving besproken, die het boren van een tunnel en het aanwezig zijn van een boortunnel met zich meebrengen.

Aangezien de geotechniek een zeer belangrijke rol speelt bij het boren van tunnels, wordt dit onderwerp in paragraaf 5.2 uitgebreid behandeld met als belangrijkste effect zettingen. In paragraaf 7 worden de effecten ten gevolge van trillingen behandeld en tenslotte in paragraaf 5.4 de overige effecten.

5.2 Geotechnische aspecten

De geotechniek speelt bij een aantal stappen tijdens de voorstudie en in het ontwerpproces een belangrijke rol. Het betreft de volgende onderdelen van het ontwerp van een boortunnel:

- bepaling van het tunneltracé en de geometrie van de tunnel;
- ontwerp van de tunnelboormachine;
- ontwerp van de tunnelbuis;
- bepaling van de effecten van het tunnelen op de omgeving.

In deze paragraaf worden de geotechnische aspecten, die bij boven genoemde delen van het ontwerp een rol spelen, verder behandeld:

1. grondverkenning (inclusief grondwater) en bepaling grondeigenschappen;
2. obstakels in de ondergrond;
3. bepalen invloed van het boren van tunnels op omgeving en de interactie tussen tunnelconstructie en grond.

5.2.1 Grondverkenning

Het uitvoeren van een grondverkenning ten behoeve van een boortunnelproject heeft tot doel:

- het vaststellen van de dikte en de samenstelling van de van belangzijnde grondlagen;
- het vaststellen van het verloop van de diverse lagen langs het tracé;
- het door middel van in-situ-metingen vaststellen van enkele mechanische eigenschappen en de kwaliteit van de diverse grondlagen;
- door het beproeven van genomen grondmonsters de fysische eigenschappen en de kwaliteit vast stellen van de diverse grondlagen;
- het vaststellen van grondwaterpotentialen en grondwaterstromingen.

Er bestaat een grote verscheidenheid aan onderzoeksmethoden en metingen die in het terrein en in het laboratorium op grondmonsters kunnen worden uitgevoerd.

Voor de omvang van het noodzakelijke grondonderzoek kan geen algemeen geldende maat worden opgegeven. De omvang van het onderzoek hangt van veel factoren af. De bekendheid met de grondgesteldheid ter plaatse speelt daarbij onder andere een grote rol.

In Nederland wordt in het terrein vooral het sonderen veel toegepast. Bij het sonderen wordt een conus met een tophoek van 60 graden met een constante snelheid (20 mm/sec) de grond ingedrukt. Tijdens het indrukken wordt de door de conus ondervonden weerstand van de grond gemeten. Het is hierbij tevens mogelijk met behulp van een kleefmantel de plaatselijke wrijving te meten. Daarnaast kan met een bij de conus ingebouwde waterspanningsmeter tijdens het wegdrukken van de conus de waterdruk worden gemeten.

Aan de hand van de resultaten van een sondering kan een goed beeld worden verkregen van de laagopbouw en van de sterkte- en stijfheidseigenschappen van de aangetroffen grondlagen.

Naast het sondeeronderzoek zullen bij tunnelprojecten ook boringen worden uitgevoerd. Dit is een grondverkenning door middel van bemonstering. De wijze waarop de bemonstering plaatsvindt (keuze van het type boring) wordt bepaald door:

- het doel van de boring
 - * samenstelling van de lagen vaststellen;
 - * laagscheidingen bepalen en;
 - * beproeving van grondmonsters.
- de grondsoort;
- de diepte.

Als indicatie voor de minimaal aan te houden afstand tussen de verschillende sondeer- en/of boorlocaties kan 50 m worden aangehouden.

Het vaststellen van grondwaterpotentialen en grondwaterstromingen kan geschieden met behulp van waterspanningsmeters. Elke waterspanningsmeter is voorzien van een filter, dat het mogelijk maakt de waterspanning op een bepaalde, gewenste diepte te meten. Door middel van peilbuizen kunnen ook watermonsters worden genomen uit de watervoerende lagen.

De bij de boringen verkregen grondmonsters worden in het laboratorium verder onderzocht. Onder andere de volgende informatie dient hiermee te worden verkregen:

- volumieke massa zowel boven als onder water;
- hoek van inwendige wrijving;
- cohesie (gedraineerd en ongedraineerd);
- elasticiteitsmodulus;
- plasticiteitsindex;
- natuurlijk watergehalte;
- doorlatendheid voor zowel water als lucht.

Naast de hiervoor genoemde min of meer bekende onderzoeksmethoden in het terrein staan tegenwoordig ook geofysische meetmethoden ter beschikking om over een zekere uitgestrektheid (boortracé) een continu beeld te krijgen van de grondlagenopbouw.

Voor de relatief ondiepe grondlagen kan worden genoemd de geo-elektrische weerstandsmeting. Bij tunnelprojecten zal de interesse vooral ook uitgaan naar de diepere lagen. Seismisch onderzoek kan hierbij uitkomst brengen.

De aanleg van een tunnel zal in het algemeen gepaard gaan met een relatief omvangrijk grondonderzoek, doordat het project zich over een grote afstand uitstrekt. Het resultaat van de verkenning zal dan ook verwerkt moeten worden in geotechnisch profielen.

Het kan voorkomen dat een terrein niet toegankelijk is en men een stuk grond fysiek niet of slechts zeer moeilijk kan onderzoeken. Vanzelfsprekend wordt op dergelijke lokaties zover als mogelijk is gebruik gemaakt van de terreinverkenningen die eventueel in het verleden werden uitgevoerd. Als deze echter al beschikbaar zijn is het nog vaak zo dat de hoeveelheid onderzoek (bijvoorbeeld de diepte tot waar gesondeerd werd) of de middelen waarmee het werd uitgevoerd zodanig zijn dat een ondersteuning bij de interpretatie en parameterkeuze wenselijk is.

De basis voor de terreinverkenning en interpretatie daarvan wordt gevormd door een geologisch inzicht in de ontstaansgeschiedenis van het terrein. Gegeven een bepaalde ontstaanswijze kan worden aangegeven of er kans is op zaken als grindafzettingen (doorlatendheid!), oude krekens, harde concreties in de bodem, discontinuïteiten van de afgezette lagen, overconsolidatie etc.

Ook moet de invloed van de recente geschiedenis op de grondparameters meegenomen worden. Bovenbelasting door een gebouw zal bijvoorbeeld de stijfheid van de grond veranderen.

Eindpunt is een geotechnische interpretatie, om te komen tot parameters welke in het ontwerp van de tunnel en voor het bepalen van de tunnelbouwwijze noodzakelijk zijn.

Voor het schatten van grondparameters op plaatsen waar geen directe meting voorhanden is kan gebruik worden gemaakt van geostatistiek. Daarbij kan naast een zogenaamde "best estimate" ook de daarbij behorende onzekerheid worden geschat. Met name in dit laatste ligt de kracht van (goed toegepaste) geostatistiek. Immers, gewone lineaire interpolatie tussen twee meetpunten geeft ook een schatting, maar geen inzicht in de nauwkeurigheid van de schatting. Bij de grote investeringen die tunnelprojecten met zich mee brengen en de mogelijkheid van extra schade aan nabijgelegen objecten, is het juist de mogelijkheid van een kwantitatieve berekening van de spreidingen van de grondparameters die de geostatistiek tot een interessant hulpmiddel maakt.

5.2.2 Obstakels in de ondergrond

5.2.2.1 Detectie van obstakels

Voor het welslagen van een boortunnelproject is het van groot belang dat vooraf informatie bekend is over het voorkomen van obstakels in de ondergrond (ligging, grootte en aard). Het vooraf detecteren van obstakels vormt een onderdeel van het hiervoor genoemde grondonderzoek. Als obstakel kunnen worden beschouwd:

- keien en grove grindlagen;
- verontreinigingen;
- boomstammen;
- niet van nature aanwezige (grote) voorwerpen, zoals resten van boten, funderingen, projectielen;
- kabels en leidingen.

Per toeval kan men met sonderen en boren een obstakel detecteren. Alleen wanneer het obstakel wordt gevormd door een laag met enige uitgestrektheid is dit mogelijk. Het detecteren van zeer plaatselijke obstakels vergt een geofysische meetmethode.

Ook een historisch onderzoek kan informatie verschaffen over de aanwezigheid van obstakels in de ondergrond.

5.2.2.2 Verwijderen van obstakels

Omdat bij moderne schilden het boorproces volledig is gemechaniseerd en tijdens het boren geen personeel in de ontgravingskamer aanwezig is, moeten bij aanwezigheid van bekende of onbekende obstakels in het tunnelprofiel bepaalde maatregelen worden opgenomen.

In principe is het mogelijk ieder obstakel in de boorkamer te verwijderen. De TBM kan voorzien worden van "roller discs" en steenbrekers. Hiermee kunnen stenen zodanig verkleind worden dat zij op normale wijze kunnen worden afgevoerd.

Bij grote stenen of andere obstakels moeten deze handmatig verwijderd worden en moet daartoe de ontgravingskamer, die onder verhoogde luchtdruk staat, betreden worden via een personensluis.

Bij het werken onder verhoogde luchtdruk moeten de voorschriften uit de wet "Werken onder verhoogde luchtdruk" in acht worden genomen. Maximaal is een overdruk van 3.5 bar toelaatbaar. Bij grotere drukken door diepere ligging onder water moet worden gewerkt met duikers en geldt de duikerswet.

Bij vloeistofgesteunde schilden wordt de steunvloeistof vervangen door verhoogde luchtdruk. De door de steunvloeistof gevormde "cake" of film op het oppervlak van de blootgelegde grond moet luchtverlies zoveel mogelijk voorkomen en een grote luchtondoorlatendheid bezitten.



Indien de grond een grote doorlatendheid bezit dan wordt het moeilijk, zo niet onmogelijk, om met bentoniet het front te steunen. De bentoniet dringt te ver in het grondmassief zonder steundruk te ontwikkelen en de "filterkoek" of cake tussen bentonietsuspensie in de kamer en het boorfront kan zich moeilijk ontwikkelen.

Een geringe toevoeging van zand of cement zorgt ervoor dat de indringdiepte van de "filterkoek" en luchtdoorlatendheid afnemen, dit laatste is belangrijk voor het onder luchtdruk brengen van de kamer bij verwijdering van obstakels. Er moet voldoende gronddekking aanwezig zijn om een "blow-out" te voorkomen.

5.2.2.3 Paalfunderingen

In de Nederlandse situatie dient men rekening te houden met het eventuele voorkomen van funderingsresten, paalfunderingen van houten, betonnen of stalen palen, damwanden en zeer grote stenen. In West-Nederland komen grote stenen relatief weinig voor.

Een zorgvuldig onderzoek van de fundering van bestaande en voormalige vroegere bebouwing is reeds in de ontwerpfase nodig. Met de resultaten van dit onderzoek kan de tracé keuze horizontaal en verticaal worden geoptimaliseerd.

Het is vanzelfsprekend dat oude paalfunderingen zonder functie verwijderd kunnen worden. Indien paalfunderingen van gebouwen en kunstwerken doorboord moeten worden kan dit alleen geschieden door zogenaamde ondervangings-constructies. In verband met de nodige gronddekking voor toepassing van de schildmethode reiken de korte houten palen van oude funderingen meestal niet tot de aanlegdiepte van de tunnel. Langere houten paalfunderingen, zoals b.v. in Amsterdam, tot de eerste zandlaag moeten vermeden worden door voldoende diep onder de paalpunten door te gaan. De door de palen belaste grondlagen mogen niet zodanig gestoord worden dat ongewenste zettingen ontstaan welke kunnen leiden tot ongewenste schade aan of stabiliteitsverlies van de bovenliggende bebouwing.

5.2.3 Invloed van het boren op de omgeving

5.2.3.1 Algemeen

Het boren van een tunnel betekent dat wordt ingegrepen in een bestaand (grond)-evenwicht. Door aanleg van de tunnel worden spanningsveranderingen en deformaties in de grond in gang gezet (spannings- veranderingen en deformaties zijn onlosmakelijk met elkaar verbonden). De grootte en de invloed van de geïnduceerde veranderingen hangen van een groot aantal zaken af. Daarbij dient te worden gedacht aan het medium waarin wordt geboord (grondsoort, waterstand), de boortunnelconfiguratie (enkele tunnelbuis, dubbele tunnelbuis, afmetingen van de tunnelboormachine, schildtype etc.) en vooral ook aan de uitvoering (een ingewerkt systeem, ervaring etc.).

Het ingrijpen in een bestaand evenwicht is afhankelijk van de randvoorwaarden belangrijk of verwaarloosbaar. In een stedelijke (kwetsbare) omgeving zullen andere randvoorwaarden gelden dan bij het boren onder een weiland of onder open water.

In alle gevallen is het van belang dat de mogelijke gevolgen van het boren van een tunnel worden onderkend. Dit betreft zowel de gevolgen op korte termijn, dat wil zeggen tijdens de bouw van de tunnel, als op de lange termijn zoals grondwater-onttrekking door lekkages en trillingen door het gebruik van de tunnel. In de volgende paragrafen wordt aandacht besteed aan de invloed van het boren op de omgeving.

In paragraaf 5.2.3.2 zal een kwalitatieve beschouwing over de invloed op de omgeving worden gegeven, terwijl in paragraaf 5.2.3.3 de invloed meer kwantitatief zal worden benaderd.

5.2.3.2 Spanningen en vervormingen

De verstoring van het bestaande grondevenwicht rondom de tunnel worden voor een belangrijk gedeelte veroorzaakt door de volgende deel- processen van het boren.

Het losmaken van grond door graven (eventueel spuiten).

Dit speelt zich af aan het graaffront. Hierbij wordt een druk op de grond uitgeoefend teneinde stabiliteitverlies van het graaffront te voorkomen. De frontdruk moet evenwicht maken met de heersende gronddruk. Ook dient er afstemming te zijn tussen het volume ontgraven grond en de voortgang van het boorproces.

De druk die op het ontgravingsfront wordt uitgeoefend is van grote invloed op de gronddeformatie. Een te kleine druk wordt aan het maaiveld zichtbaar in de vorm van zakkings (in het ergste geval zettingskraters); een te grote druk veroorzaakt maaiveldrijzing (in het ergste geval grondscheuring) met name bij ondiepe tunnels. De slurrydruk of de druk van de grondbrij in de drukkamer achter de snijkop dient dus goed te worden ingesteld en beheerst.

Indien de deformaties van de grond en/of van de belendende bebouwing te groot dreigen te worden, staat een scala aan aanvullende maatregelen ter beschikking als: verhoogde luchtdruk, chemische injectie, jet grouting, bevroering, grondstabilisatie, ondervanging. Ook kunnen beschermende maatregelen voor bestaande constructies worden genomen.

Het blijvend openhouden van het geboorde gat.

Dit speelt zich af direct achter het boorschild. Bij het openhouden van het gat tracht men het gat "passend te verbuizen". Om een aantal redenen is dat niet mogelijk. De schilddiameter is in veel gevallen groter dan de buiten-diameter van de tunnel. Er is dus altijd een zekere ruimte aanwezig (ringspleet) tussen de tunnelwand en de omringende grond. Om grond-deformaties in de richting van de tunnel en daarmee spannings-veranderingen te minimaliseren, spuit men in deze staartruimte onder druk een groutmengsel. Dit injecteren van grout kan ook weer effect hebben op de spanningen in de grond rondom de tunnel.



5.2.3.3 Berekeningsmethoden

Optredende deformaties zijn een gevolg van spanningsveranderingen in de grond. De zettingen van de grondlagen boven de tunnel kunnen worden verdeeld in directe zettingen, ten gevolge van:

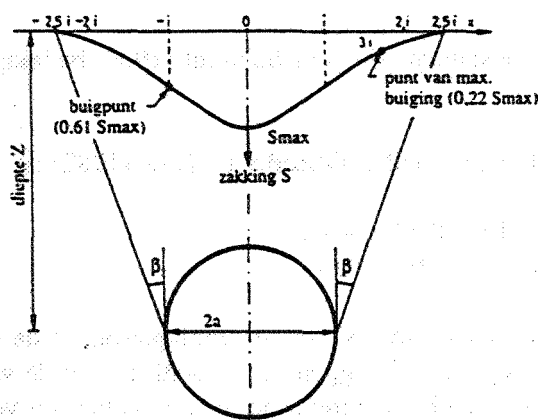
- excessieve grondverwijdering aan het boorfront;
- onvoldoende frontdruk;
- oversnijding (afhankelijk van de geometrie van het graafwiel);
- onvoldoende injectie van de ringspleet;
- deformatie van de tunnelbekleding.

en niet-directe zettingen, ten gevolge van:

- herverdeling van spanningen rondom de tunnel;
- aanpassing van de waterspanning rond de tunnel (consolidatieeffecten);
- verkleding van de grond rondom de tunnel.

De twee laatste punten spelen alleen een rol in cohesieve grond.

Het goed kunnen voorspellen van zettingen van de grond boven en naast de tunnel is bijzonder belangrijk met het oog op eventueel te nemen maatregelen met betrekking tot de omringende bebouwing. De vorm van de maaiveld-zettingstrog boven de tunnel is voor het eerst aan de hand van metingen van circa 25 tunnelprojecten door Peck geanalyseerd en in 1969 gepubliceerd tijdens de 7e Internationale Conferentie in Mexico. Het bleek dat voor diverse boormethoden de zettingstrog beschreven kan worden met een Gausse curve (zie figuur 5.1)



figuur 5.1 De zettingstrog wordt beschreven door een Gauss-curve. [3]

In formule:

$$S(x) = S_{\max} \exp(-x^2/2i^2)$$

Met als volume van de zettingstrog:

$$V_s = S_{\max} * i * \sqrt{2\pi} = 2.5 * i * S_{\max}$$

Hierin is:

- $S(x)$ = zetting van het maaiveld
- $S_{\max}$ = maximale maaiveldzetting
- x = horizontale afstand vanuit de as
- i = coëfficiënt die de vorm van zettingstrog bepaald.

Deze empirische relatie is later door vele andere onderzoekers bevestigd.

De onbekende coëfficiënt i hangt af van de grondeigenschappen en de diepteligging van de tunnel. De diepteligging van de tunnel wordt uitgedrukt in de vorm van een dimensieloos getal $z/2a$, waarin z de diepte van de tunnelas onder maaiveld is en $2a$ de diameter van de tunnel. Nu geldt:

$$i = a \cdot k_i \cdot \left(\frac{z}{2 \cdot a} \right)^{n_i}$$

k_i en n_i zijn empirische constanten. Volgens Schmidt (1969) bedraagt $k_i = 1$ en $n_i = 0.8$.

Ten aanzien van de coëfficiënt i stellen O'Reilly en New (1982) de volgende relatie voor:

- voor cohesieve grond $i = 0.43 z + 1.1$
- voor korrelige grond $i = 0.28 z - 0.1$.

In cohesieve grond bestaat het volume V_s van de zettingstrog uit de sommatie van het tunnel volume verlies V_t (dat wil zeggen het verschil tussen de werkelijke hoeveelheid ontgraven grond en het theoretische tunnelvolume) en volume verlies V_c ten gevolge van consolidatie-effecten. V_t hangt af van het belastingsniveau N en de wijze van ontgraven; het belastingniveau kan worden gekarakteriseerd door:

$$N = (\sigma_v - P_t)/c_u$$

waarin:

- N = belastingsniveau
- σ_v = $\gamma * z$
- P_t = eventuele overdruk in de tunnel
- c_u = ongedraineerde cohesie
- γ = volumegewicht

Volgens Clough en Schmidt (1977) geldt dat voor

$N < 2$, $V_t < 1\%$ tunnelvolume, onafhankelijk van de wijze van boren

$2 < N < 4$, $V_t < 10\%$ maar kan door het gebruik van een drukschot worden beperkt tot 2 à 3%

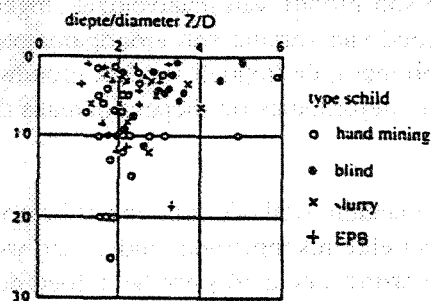
$4 < N < 6$ Een drukschot is in alle gevallen noodzakelijk

Voor $N = 6$ wordt aanbevolen door middel van bentoniet- of luchtdruk voldoende druk op het ontgravingsfront uit te oefenen.

Voor dicht zand is volgens Attewell (1977) V_s ongeveer gelijk aan 1% van het tunnelvolume. Voor losgepakt zand kan V_s wel oplopen tot 5% van het tunnelvolume.

De grafiek van Fujita (1981) in ? geeft een overzicht van gemeten zettingen als functie van de diepte/diameterverhouding en het type machine.

Bedacht moet worden dat sinds die tijd de operationele technieken met betrekking tot EPB's en slurry schilden zover zijn voortgeschreden, dat thans maaiveldzettingen haalbaar zijn die ver onder die van ? liggen. Met name is dit bereikt door een verbeterde methodiek van het grouten van de staartspleet.



figuur 5.2 De grafiek van Fujita met gemeten zettingen (mm) als functie van de diepte/diameterverhouding en het type machine. [3]

Het volumeverlies is een invoerparameter waarvan de grootte afhankelijk is van geometrische randvoorwaarden zoals ontgravingsdiameter in relatie met de uitwendige diameter van de tunnel, maar ook van de kundigheid waarmee de boring wordt uitgevoerd. Uit de formules volgt dat, bij een gelijk verondersteld volumeverlies, de zettingstrog aan het maaiveld met toenemende aanlegdiepte breder en ondieper wordt. Het vaststellen van het volumeverlies is geen eenvoudige zaak. Daarbij komt nog dat de grootte van het ingevoerde volumeverlies het berekeningsresultaat sterk beïnvloedt; in de formules wordt het verband tussen volumeverlies en maaiveldzakking lineair verondersteld. Het volumeverlies dient bij voorkeur te worden vastgesteld aan de hand van eerder onder soortgelijke omstandigheden uitgevoerde tunnelprojecten.

Naast de hiervoor aangegeven empirische methode kunnen de berekeningen ook numeriek met behulp van de Eindige Elementen Methode worden uit gevoerd.

Bij de Eindige Elementen Methode wordt een constructie met een bepaalde (ingewikkelde) geometrie opgedeeld in een (groot) aantal deeltjes met een eenvoudige geometrie: de elementen. Het idee hierachter is dat men in staat is binnen een dergelijk (basis)-element het materiaalgedrag redelijk nauwkeurig te beschrijven. Al deze afzonderlijke elementen worden aan elkaar gekoppeld via de zogenaamde knopen. Het totale samenstel hiervan vormt het numerieke model van de constructie als geheel.

Een van de voordelen van de Eindige Elementen Methode is dat een gelaagde grondopbouw eenvoudig kan worden gemodelleerd.

De grondparameters die in de EEM-berekening nodig zijn, kunnen worden bepaald uit laboratorium- en/of terreinonderzoek.

Met het resultaat van de empirische methode van Peck kan de maaiveldzakking berekend met behulp van de EEM-methode worden getoetst. Opgemerkt wordt dat in de methode Peck een ervarings-parameter i moet worden ingevoerd die uiteindelijk de vorm van de zakkingstrog vastlegt. Deze parameter is ondermeer afhankelijk van de grondsoort waarin geboord wordt en ook van de laagopbouw. Bij de EEM-methode volgt de vorm van de zakkingstrog, bij gegeven grond-parameters uit de berekeningsresultaten.

In het algemeen kan men stellen dat berekeningen met de EEM-methode vooral nodig zijn indien, behalve de orde van grootte van maaiveldzakkingen, ook informatie is gewenst over de invloed van variatie van grondparameters, de interactie met de omgeving (funderingen), de invloed van het grondwater (denk aan consolidatie) of over de grootte van deformaties op diepere niveaus dan aan het maaiveld.

Bij het gebruik van de Eindige Elementen Methode zijn ook enkele waarschuwingen op zijn plaats. Zoals bij elke rekenmethode moet men weten wat men aan het doen is. Het rekenresultaat wordt uiteraard sterk beïnvloed door de invoer en de manier waarop de constructie is gemodelleerd. Bij een ringvormige constructie in de grond, zoals een boortunnel, is het onder andere van belang dat het gedrag van de grond in de directe nabijheid van de tunnel en ter plaatse van het contactoppervlak op een juiste wijze wordt gemodelleerd.

Een verificatie van het gehanteerde rekenmodel aan de hand van praktijkmetingen of modelproeven op schaal is noodzakelijk.

5.2.3.4 Grootte van de zettingen

Bij een ondiepe tunnelbuis (onderkant op $2D + 3 \text{ m} \div M.V.$) en een buis-diameter van 7 à 11 m ligt de waarde i/D volgens Peck in de orde van 1. De breedte van de zone I op het maaiveld waarbinnen zettingen optreden bedraagt dan ca. 3 D. Bij een materiaalverlies van 1 % bedraagt de maximale maaiveldzakking ca 0.003 D (20 à 35 mm).

Indien, in afwijking van de methode Peck, een driehoekig zettingsverloop wordt aangehouden verdeeld over de invloedsbreedte bedraagt de maaiveldzakking (bij een materiaalverlies van 1 %) ca 0.005 D (35 à 55 mm). De verticale grondverplaatsingen net boven de tunnel-buis zijn ca. 2 keer zo groot.

Bij een dieper gelegen tunnelbuis (onderkant tunnelbuis $35 \text{ m} \div M.V.$) en een buisdiameter van 7 à 11 m ligt de waarde i/D volgens Peck in de orde van 1.5 à 3. De breedte van de zone I op het maaiveld waarbinnen zettingen optreden bedraagt dan ca. 6 à 12 D. Bij een materiaalverlies van 1 % bedraagt de maximale maaiveldzakking resp. ca 0.0025 à 0.0012 D (10 à 30 mm).

Indien, in afwijking van de methode Peck, een driehoekig zettingsverloop wordt aangehouden verdeeld over de invloedsbreedte (4 à 6 D) bedraagt de maaiveldzakking (bij een materiaalverlies van 1 %) ca 0.0025 à 0.004 D (20 à 45 mm). De verticale grondverplaatsingen net boven de tunnel buis zijn ca. 2 keer zo groot.

Het blijkt dat stevige bodemeigenschappen leiden tot een kleine waarde van de factor i/D , welke bij gelijkblijvende tunneldoorsnede de breedte van de zettingstrog beperkt. Uitgaande van een materiaalverlies van een vast percentage van de tunneldoorsnede betekent dit dat bij een relatief stevige bodem de maximale zetting groter is dan bij een slappere bodem.

Bij de uitbouwtechniek die in hoofdstuk 7 aan de orde komen zullen, evenals bij het tunnelboorproces, de spanningen in de ondergrond aan verandering onderhevig zijn waardoor zettingen, in meer of mindere mate, zullen optreden. In analogie met de beschouwingen van Peck e.a. kan ook hierbij uitgaande van een gegeven "volume-verlies" een afschatting gedaan worden voor de vorm van de zakkingstrog en van de grootte van de zakking aan het maaiveld.

Indien bij het uitbouwen gebruik wordt gemaakt van gewelfvorming ondergronds is het "volumeverlies" een gevolg van de normaalkrachtvervorming van de ondergrond. Bij de bespreking van de Nieuwe Oostenrijkse Tunnelmethode in hoofdstuk 7 is het "volumeverlies" getalsmatig benaderd. Met de beperking van verschillende aannamen is daarbij de conclusie dat, waar het louter om normaalkrachtvervorming gaat, het volumeverlies in de orde van grootte van 0,1% ligt van het afgegraven volume.

5.2.3.5 Grenswaarde van zetting bij bouwconstructies

Ten aanzien van de grenswaarde van de zetting aan het maaiveld wordt verwezen naar NEN 6740 "TGB 1990-Geotechniek. Basiseisen en belastingen", van 1991. In deze norm worden eisen gesteld in verband met de constructieve veiligheid en in verband met de bruikbaarheid van bouwconstructies.

De rotatie van een gebouw (zettingsverschil) mag niet groter zijn dan 1 : 300.

5.2.3.6 Onderlinge invloed van parallelle tunnels

Het boren van een tunnel gaat altijd gepaard met een verstoring van de spanningen in de grond rondom de tunnel. Direct boven de tunnel verandert de richting van de hoofdspansingen. Er treedt boogwerking op, waardoor boven de tunnel de horizontale spanningen toenemen en de verticale spanningen afnemen (zie figuur 4.46). De verticale gronddruk boven de tunnel wordt door de boogwerking grotendeels overgebracht naar de grondlagen naast de tunnel. Wordt nu dicht naast de eerste tunnel een tweede geboord, dan wordt de boogwerking boven de eerste tunnel verstoord en zal de gronddeformatie boven de eerste tunnel toenemen.

Daarnaast kunnen door het boren van de tweede tunnel krachten op de eerste tunnel worden uitgeoefend.

Om onderlinge beïnvloeding geheel uit te sluiten dient de afstand tussen de twee tunnels (van wand tot wand) 2 à 3 x D te bedragen. Wordt de afstand tussen de tunnels kleiner dan zal de onderlinge beïnvloeding en de eventueel daaruitvolgende aanvullende maatregelen moeten worden bepaald.

Als minimum afstand kan worden aangehouden:

- flexibele lining, lage schilddruk: $a = 0.5 D$
- starre lining, hoge schilddruk: $a = 1.0 D$

Niet alleen de eind fase is van belang, een toestand welke meestal wordt beschouwd in berekeningen, echter ook de bouw fase. Deze situatie kan worden beschouwd in een 3D EEM-model. Dit is wel eens voor de U-Bahn in München voor een NATM-bouwwijze gedaan.

In praktijk ziet men in verschillende situaties dat de afstanden tussen de tunnelbuizen veel kleiner kan. Met name bij stations en moeilijke passage zijn afstanden van $1/4 - 1/2 D$ mogelijk, e.v. met aanvullende maatregelen.

5.2.4 Beïnvloeding Fundering van Omliggende Bebouwing

5.2.4.1 Paalfunderingen

Met behulp van de berekeningen volgens de EEM, is het effect van het boren op het draagvermogen van paalfundaties, welke op een horizontale afstand worden gepasseerd, te bepalen. Naast de controleberekening met betrekking tot voorkoming van verlies van het puntdraagvermogen, moet ook rekening gehouden worden met horizontale grondbewegingen welke een zijdelingse belasting op de palen uitoefenen.

Tevens kan negatieve kleeft zich ontwikkelen, voorzover deze nog niet in het verleden is opgetreden.

Opgemerkt wordt dat voor paalfunderingen een ondiep gelegen tunnel het gunstigst is. Een hoger gelegen tunnel is echter, in verband met de daar aanwezige minder stevige grondsoorten, lastiger te boren.

Om een beter inzicht te verkrijgen op de invloed van het boren van een tunnel op het draagvermogen van een nabij gesitueerd grondverdringend ingebrachte funderingspaal als functie van de afstand tussen tunnel en paal, is er in 1993 een geocentrifuge-onderzoek uitgevoerd door Grondmechanica Delft.

Bij paalfunderingen wordt in het algemeen het grootste deel van het draagvermogen ontleend aan de paalpunt. Indien de paalpunt zich meer dan ca. 3 m beneden de onderkant van de tunnel bevindt wordt het puntdraagvermogen niet aangetast. Wel kan de paalbelasting, in de vorm van negatieve kleeft ten gevolge van de maaiveldzakking, toenemen. Wordt de draagkracht van een paalfundering voor een deel door schachtwrijving tot stand gebracht dan is het van belang te weten in hoeverre de invloedzone zich uitstrekt tot het paalgedeelte waar de schacht-wrijving wordt opgebouwd.

Uit bovenstaande opsomming kan het probleem ontleed worden in een aantal probleemgevallen:

- de tunnelbuis doorsnijdt de fundering;
- ontspanning van de grond in de invloedzone van de tunnelbuis reduceert het puntdraagvermogen van een funderingspaal;
- ontspanning van de grond in de invloedzone van de tunnelbuis reduceert het schachtdraagvermogen van een funderingspaal;
- door maaiveldzakking wordt extra negatieve kleeft op een funderingspaal uitgeoefend;
- door grondvervormingen worden ontoelaatbare (horizontale) vervormingen aan een funderingspaal opgelegd.

Bij het werken met een slurry-shield kunnen obstakels in de grond vanuit de boorkamer worden verwijderd. Door de bentonietspoeling in de boorkamer te verdringen door lucht onder druk wordt deze ruimte, via een sluis voor personeel toegankelijk. Een dergelijke optie is echter in de eerste plaats bedoeld voor onderhoud aan de boorkoppen en voor het verwijderen van incidentele obstakels.

Indien bestaande palen verwijderd moeten worden omdat het tracé door een fundatie heen voert zal men eerst zoeken naar mogelijkheden om de palen van bovenaf te trekken omdat het werken in de boorkamer slechts beperkt mogelijk is.

Voor het bijplaatsen van vervangende of aanvullende paalelementen kan geput worden uit een ruim scala van merken en systemen. De (technische) keuze ervan wordt uiteraard bepaald door de specifieke omstandigheden. Een algemeen geldende aanbeveling kan daarom niet gedaan worden.

5.2.4.2 Beïnvloeding Fundering op Staal

Voor funderingen op staal zijn voor het al of niet ontstaan van schade aan het gebouw de optredende interne hoekverdraaiingen van belang, waarvoor grenswaarden worden aangehouden. De aanlegdiepte van de te boren tunnel is een belangrijk gegeven bij de zettingsberekeningen, daar een diepere ligging gunstiger is in verband met de verkleining van de risicofactor ten aanzien van de zettingen.

Het probleem kan worden opgesplitst in onderstaande situaties welke al of niet in combinatie kunnen voorkomen:

- de tunnelbuis doorsnijdt de fundering;
- ontspanning van de grond in de invloedzone van de tunnelbuis reduceert het draagvermogen van de staalfundering;
- er treden ontoelaatbare zettingsverschillen op onder de staalfundering.

Voor funderingen op staal wordt over het algemeen een grens gesteld aan de hoekverdraaiing binnen de constructie. Een gebruikelijke waarde is hierbij 1:300; wat inhoudt dat zettingsverschillen tot 30 mm over een afstand van 9 m toelaatbaar zijn.

5.2.4.3 Opvangtechnieken

Voor het beschouwen van maatregelen voor het ondervangen van de gevolgen voor de omliggende bebouwing kunnen de volgende oplossingsrichtingen aangegeven worden:

- I. Veranderen van de grondeigenschappen zodanig dat grondverplaatsing of -ontspanning zich niet uitstrekt tot de betreffende fundering.
Een voorbeeld hiervan is het formeren van een draagkrachtig gewelf boven de tunnel door middel van injectie van de grond.
In hoofdstuk 7 worden ondermeer injectietechnieken besproken in het kader van het uitbouwen van tunnelbuizen. De principes die daar aan de orde komen zijn ook in het kader van funderingsopvang van belang. De vries-technieken die in dat hoofdstuk zijn besproken komen, vanwege het tijdelijke karakter niet in aanmerking.



II. Het afschermen van de paalfundatie zodat dat grondverplaatsing of ontspanning zich niet doorzet tot aan de fundering.

Een voorbeeld hiervan is het aanbrengen van een diepwand- of een damwand-scherm tussen de fundatie en de (toekomstige) tunnel waardoor de beweging van de grond onderbroken wordt.

De effectiviteit van dergelijke maatregelen is in een eenvoudig rekenmodel, met behulp van het programma Plaxis onderzocht.

Het rekenkundig onderzoek bestaat uit een vergelijking van verplaatsingen op verschillende afstanden van een zakkingsbron (boortunnel of ondergronds station) wanneer er wel of geen vertikaal scherm geplaatst is.

Omwillen van de eenvoud van interpretatie is een eenvoudig model aangehouden:

- Een homogeen zandlichaam met $\phi = 30^\circ$ en een volume gewicht van $\gamma_{\text{nat}} = 20 \text{ kN/m}^3$;
- Een cirkelvormige ondergrondse ruimte met een diameter van 10 m;
- De gronddekking bedraagt 15 meter;
- De opgelegde vervorming bedraagt 1% van de diameter, hetgeen neerkomt op 2% volumeverlies.

De beschouwde verticale raaien bevinden zich op respectievelijk 7.50 m, 12.50 m en 17.50 m afstand uit het hart van de ondergrondse ruimte.

In drie achtereenvolgende berekeningen wordt telkens aan een van deze raaien de stijfheidseigenschappen van een vertikaal scherm toegekend met $EI_{\text{scherm}} = 125000 \text{ kNm}^2$, overeenkomend met de stijfheidseigenschappen van een stalen damwand van ca 200 kg/m^2 of een boorpalenwand $\varnothing 600 \text{ mm}$, gedeeltelijk gescheurd. Deze drie berekeningen zijn vergeleken met de zogenaamde nul-situatie, de situatie waarbij geen scherm in rekening is gebracht. De resultaten geven het volgende beeld (zie bijlage III):

- Het plaatsen van een scherm heeft vooral invloed op het gebied dat achter het scherm is gelegen. Aan de tunnelkant van het scherm wijzigt het beeld nauwelijks. Duidelijk is te zien dat de horizontale verplaatsingen als het ware geniveleerd worden.

- De verplaatsingen bovenin de zakkingstrog worden minder ten koste van een vergroting van de horizontale verplaatsingen in ondergelegen lagen. Hieruit zou geconcludeerd kunnen worden dat afscherming op deze wijze voor ondiepe (staal) funderingen soelaas zou kunnen bieden, maar dat voor diepere (paal) funderingen het effect negatief kan zijn.

Bij de resultaten kunnen vraagtekens gezet worden. Met name de verplaatsingen van de wand dichtbij de tunnel zijn afhankelijk van de manier waarop het volumeverlies in het model is aangebracht. De ontwikkeling van de rekenmodellen gaat zo snel dat over bijvoorbeeld 1 jaar deze plaatjes niet goed overkomen.

- III. Het aanbrengen van vervangende of aanvullende paalelementen daar waar het paal draagvermogen is afgenomen of waar horizontale belasting zulks noodzakelijk maakt.

Ieder paalsysteem komt hier in principe voor in aanmerking, zowel het inbrengen van geprefabriceerde elementen als in de grond gevormde paalsystemen. Een vaak voorkomende conditie zal zijn dat de elementen vanuit een beperkte ruimte moeten kunnen worden aangebracht aangezien het veelal het werken onder bestaande bebouwing betreft.

Opgemerkt wordt dat bij het overnemen van krachten door, hetzij bijgeplaatste funderingselementen hetzij door geïnjecteerde of anderszins verbeterde grondmassa's spanningen in de ondergrond veranderen. Die verandering van grondspanningen op zich zijn aanleiding tot verplaatsingen. Tevens wordt opgemerkt dat bijgeplaatste funderingselementen onder spanning moeten komen alvorens zij een bijdrage leveren aan de draagkracht van de fundering. Een en ander kan aanleiding zijn om, bijvoorbeeld door middel van vijzels, de bijbehorende zakkingen te compenseren.

Voordat bovenstaande maatregelen worden toegepast dient eerst te worden onderzocht of de optredende vervormingen en reducties van draagvermogen ontoelaatbaar zijn.

5.3 Trillingen

Trillingshinder kan optreden tijdens het boren van de tunnel en in de gebruiksfase. Bij het bestuderen van het verschijnsel wordt veelal een bron-pad-doel analyse gevolgd waarbij 3 componenten worden onderscheiden:

1. Bron: Hieronder wordt het object verstaan dat de trillingen veroorzaakt. Het is belangrijk de frequenties te kennen van al de gegenereerde trillingen (het frequentiespectrum).
2. Pad: Het pad omvat alles wat zich tussen de bron en het doel bevindt. In geval van een spoortunnel is de trein de bron en omvat het pad onder andere de omringende grond. De grond is veelal inhomogeen en anisotroop. Verschillende grondsoorten hebben verschillende kenmerken met betrekking tot demping en voortplanting van de door de bron gegenereerde (trillingen) golven.
3. Doel: Het doel bestaat uit het object van onderzoek, van belang zijn de constructieve eigenschappen van het object (star, flexibel, palen, fundering op staal, bouwstaat etc) zeer belangrijk is ook het gebruiksdoel van het object.

Gezien de veelheid aan variabelen die het probleem kenmerken is het niet mogelijk zonder de systeemvariabelen te kennen een uitspraak in kwantitatieve zin te doen over de mate van trillingshinder die op zal treden. Enkele systeem-variabelen zijn: frequentiespectrum, tunnelvorm, gebruikte materialen, grond-opbouw, aantal componenten (pad), afstanden, constructieve eigenschappen object van onderzoek (doel) etc.

In kwalitatieve zin wordt opgemerkt dat hoge frequenties (groter dan circa 30 a 40 Hz) relatief snel uitdempen en dat deze met behulp van aanvullende voorzieningen (massa, absorptie) relatief goed kunnen worden weggefilterd. Hieruit kan worden geconcludeerd dat vooral de lage frequenties (tot circa 30 Hz) de problemen zullen veroorzaken. Hogere frequenties kunnen nog wel hinder geven in de vorm van contactgeluid (voorwerpen in de woning komen in resonantie en geven daardoor een hinderlijke bromtoon). Wegfilteren van hoge frequenties kan tot gevolg hebben dat lagere frequenties versterkt worden doorgegeven.

Ten aanzien van het frequentie-spectrum dat wordt gegenereerd door een passerende trein moet er rekening mee worden gehouden dat vrijwel alle frequenties voorkomen (van circa 1 tot 80 Hz) en dat in sommige gevallen zelfs lagere frequenties zijn waargenomen.

5.3.1 Tunnelvorm

Conventionele tunnels zijn rechthoekig, boortunnels rond. De vorm heeft een duidelijke, frequentie-afhankelijke invloed. In de literatuur wordt vermeld dat cirkelvormige tunnels boven 125 Hz hogere, en beneden 31.5 Hz lagere trillingsniveaus veroorzaken dan rechthoekige tunnels.

5.3.2 Tunnelmassa

Een boortunnel zal minder massa hebben dan een conventionele tunnel:

- Bij gelijke horizontale en verticale belasting kan de wanddikte van een ronde tunnel kleiner zijn dan bij een rechthoekige tunnel.
- het (mogelijk) gebruik van geprefabriceerde betonelementen bij boortunnels. Prefab-beton is kwalitatief beter (sterker) dan ter plaatse gestort beton. Bij gelijke belasting kan de wanddikte dus kleiner zijn.

Een reductie van de massa resulteert vrijwel altijd in een toename van het trillingsniveau. Het effect is echter frequentie-afhankelijk. De massa heeft vooral invloed op de 'hoogfrequente' trillingen. De 'laagfrequente' trillingen worden voornamelijk bepaald door de stijfheid van de ondergrond waarin de tunnel ligt.

5.3.3 Fundatiewijze tunnel

Conventionele tunnels kunnen in tegenstelling tot boortunnels onderheid zijn. Wellicht dat een onderheide tunnel een deel van de trillingsenergie via de palen afvoert naar dieper gelegen lagen hetgeen zou kunnen resulteren in een geringer trillingsniveau van de tunnel zelf. De aanwezigheid van palen kan ook de trillingsvorm (en daarmee de frequentie) beïnvloeden.

5.3.4 Diepteligging tunnel

Een boortunnel kan dieper liggen dan een conventionele tunnel en daardoor een grotere afstand hebben tot het doel.

Bij de overdracht van trillingen van de bron via de omringende grond naar de fundering van een gebouw of een waarnemer op het maaiveld neemt het trillingsniveau af. Dit wordt veroorzaakt door de geometrische demping (afname van het trillingsniveau, omdat de trillingsenergie zich over een steeds groter wordend oppervlak verdeelt) en de materiaaldemping (absorptie van de trillingsenergie, afhankelijk van het materiaal: kleigrond veel, rotsbodem weinig).

De demping is frequentie-afhankelijk: lage frequenties worden veel minder afgezwakt dan hoge frequenties. Zo bereiken trillingen > 200 Hz nooit omliggende huizen, terwijl trillingen met frequenties < 10 Hz over tientallen meters vrijwel niet van intensiteit veranderen.

Voor de mens zijn trillingen tot ca. 80 Hz voelbaar. De meeste klachten in Nederland hebben betrekking op (spoorweg)trillingen met frequenties < 40 Hz (veel klachten tussen 4 en 8 Hz). Vanaf een frequentie van 20 - 30 Hz kunnen trillingen ook met het oor worden waargenomen (contactgeluid in gebouwen).

Uit het bovenstaande kan de voorzichtige conclusie getrokken worden, dat in de omgeving van boortunnels in ieder geval niet meer en waarschijnlijk zelfs minder trillings- en contactgeluidshinder zal optreden in vergelijking met conventionele tunnels.

5.3.5 Studies naar trillingen

Sinds vele jaren worden er op meerdere plaatsen in de wereld ondergrondse constructies gerealiseerd t.b.v. railverkeer en autoverkeer. In 1985 heeft een werkgroep van de International Tunneling Association (ITA), een stand van zaken opgenomen wat er op het gebied van geluids- en trillingsvraagstukken is en/of wordt onderzocht c.q. is vastgelegd.

Aan de hand van een door de werkgroep opgestelde vragenlijst is er een overzicht samengesteld van de daartoe ingestelde instanties in de diverse landen (zie tabel 5.1).



tabel 5.1 Trillingsonderzoek

Land	Onderzoek Groep
Australië	CSIFC, ICI, JKMFC
Denemarken	Skandinavisk Lydteknik A/S, Granskoven 8, 2600 Glostrup, Denemarken
Egypte	Scientific Research Academy
Groot Britannië	Transport and Road Research Laboratory, Crowthorne, Berkshire, U.K.
Japan	The Acoustical Society of Japan, the Institute of Noise Control Engineering of Japan
Mexico	Institute of Geology and Institute of Geophysics at the National University Institute of Polytechnics, Tecnológico de Monterrey Petroleos Mexicanos ICA Foundation
Nederland	Delft Geotechniek, Postbus 69, 2600 AB Delft, Holland TNO-IBBC (Rijswijk)
Noorwegen	Norwegian Geotechnical Institute
Oostenrijk	Zentralanstalt für Meteorologie und Geodynamik University of Vienna, Applied Geophysics Division, Wenen
Polen	Central Mining Institute (Katowice) Technical University (Krakow) Institute for Occupational Safety (Warszawa) Institute for Structural Technology (Warszawa)
Tsjechoslowakije	VUIS Bratislava- The Research Institute of Civil Engineering, Srno The Technical University of Prague
Zuid-Afrika	Bernard Price Institute of Geophysical Research, Johannesburg
Zweden	Swedish Detonic Research Foundation (SweDeFo)

Behalve door genoemde instanties zijn er, internationaal gezien, meerdere studies gedaan met als onderwerp de beheersing van geluids- en trillingshinder in de ondergrondse constructie zelf en voor de omgeving (op het maaiveld en de op korte afstand gelegen bovengrondse bebouwing).

Met name de "bijzondere studiedienst Pre Metro" in Antwerpen heeft veel aandacht besteed aan geluids- en trillingsisolatie in de met de schildmethode gebouwde metrotunnel te Antwerpen. Hieruit zijn technieken ontwikkeld, zoals de elastisch opgelegde vloerplaat, railisolatie en akoestische bespuiting in de tunnel.

Voorts zijn te noemen de studies van:

1. W. Rücker, die in zijn rapport "Ermittlung der Schwingungserregung beim Betrieb schienengebundener Fahrzeuge in Tunneln sowie Untersuchung des Einflusses einzelner Parameter auf die Ausbreitung von Erschütterungen im Tunnel und dessem Umgebung", uitgave TU Berlin, 1979, aantoon dat de grondmassa boven de tunnel tot een bepaalde grensfrequentie in verticale richting in fase meetrilt.

2. M. Novak, die in zijn studies, vastgelegd in meerdere rapporten uitgegeven in *Canadian Geotechnical Journals*, uitgaat van de zich om de ondergrondse constructies bevindende grondlagen.

Naast de opgelegde gegevens van de grondopbouw ter plaatse, welke belangrijk zijn bij trillings- en geluidsoverdracht uit de ondergrondse constructies, is ook de massa van de constructie zelf een belangrijke factor; het vergroten van de massa van de (tunnel)constructie vermindert het trillingsniveau.

Het is niet alleen de vraag hoe de geluids- en trillingshinder kan worden beperkt tot aanvaardbare normen, waarvoor reeds diverse mogelijkheden zijn aangegeven, maar ook, en veel meer, wat zijn de grenswaarden waarboven maatregelen moeten worden getroffen.

Voor Nederland heeft het Ministerie van Volksgezondheid en Milieuhygiëne een circulaire "Geluidshinder" uitgegeven, waarvan de basis ligt in de norm ISO-R-1996-1971, "Assessment of noise with respect to Community Response".

Met name Gemeentewerken Rotterdam heeft onderzoek gedaan, waarbij een acceptabele grenswaarde van 35 dB(A) werd gesteld, ontleend aan bovengenoemde ISO-norm.

In tabel 5.2 uit CUR 57 zijn de belevingscriteria gerubriceerd, die voor onze eisen cq. wensen moeten liggen in de gebieden F en G.

tabel 5.2 Belevingscriteria trillingen

	Beleving	Toelaatbaarheid voor mensen in gebouwen	Globale beoordeling voor de invloed op de constructie	Voorbeelden
A	ondragelijk	ontoelaatbaar	instortingsgevaar	noodgevallen
B	onaangenaam, snel vermoeiend	ontoelaatbaar	plaatselijke schade	abrupt stoppen van een auto
C	sterk voelbaar	nauwlijks toelaatbaar	scheurvorming in metselwerk	liften - tram
D	goed voelbaar	bij ruwe handarbeid	inleiding lichte scheurvorming	begin zeeziekte
E	voelbaar	korte tijd in woningen	geen invloed bij normale gebouwen	-
F	nauwlijks voelbaar	lange tijd in woningen	geen invloed	-
G	niet voelbaar		geen invloed	-

In de periode 1982 - 1991 heeft de Werkgroep Contactgeluid Willemspoortunnel (WCW), waarin deskundigen zitting hadden van Gemeentewerken Rotterdam, NV Nederlandse Spoorwegen en DCMR Milieudienst Rijnmond, de contactgeluidshinder problemen in kaart gebracht en gezamenlijk onderzoek verricht naar het trillingsreducerend effect van ballastmatten. Op grond van theoretische studies is besloten ballastmatten toe te passen in de tunnel.

Om de werking van de matten vast te stellen in de specifieke Rotterdamse grondslag is een praktijkproef uitgevoerd. Vastgesteld werd dat het effect van ballastmatten enigzins achterblijft bij de veronderstelde 10 dB(A) reductie.

Op grond van de uitkomsten van het onderzoek heeft de Stuurgroep Spoortunnel geconcludeerd, dat met de toepassing van ballastmatten in technisch opzicht het maximaal haalbare wordt bereikt ter voorkoming van contactgeluidshinder in woonbebouwing nabij de Spoortunnel, hetgeen als volgt kan worden samengevat:

- De nagestreefde reductie van het contactgeluidsniveau van 10 dB(A) door toepassing van ballastmatten wordt bereikt tot op een afstand van ca. 4 m van de tunnel.
- Vanaf een afstand van 4 m wordt de reductie minder. Bijvoorbeeld op 20 m is een reductie van 4 dB(A) te verwachten.
- Door het toepassen van ballastmatten wordt de 45 dB(A) grens bereikt op 12 m van de tunnel, zonder ballastmatten zou dit 19 m zijn. De 40 dB(A) grens wordt bereikt op 19 m en zonder ballastmatten op 25 m.
- Als wordt uitgegaan van de grenswaarde KB 0.15 voor trillingen, dan wordt dit niveau bereikt op ca. 12 m van de tunnel bij toepassing van matten en op ca. 6 m van de tunnel zonder matten.

5.4 Overige Omgevingsbeïnvloeding

5.4.1 Waterkerende Voorzieningen

Het feit dat een geboorde tunnel van enige omvang vrij diep onder waterkeringen doorgaat ten gevolge van de benodigde dekking ter plaatse van het naast de waterkering gelegen water geeft aanleiding tot de principiële vraag tot welke diepte de invloed van een waterkering zich uitstrekt. Afgezien van deze problematiek dient de vraag te worden beantwoord of de waterkerende voorziening zoals het woord al aangeeft waterkerend of waterdicht dient te zijn.

De onderzochte bronnen verwijzen niet naar absolute eisen. Per geval dient te worden beoordeeld of de getroffen maatregelen voldoende zijn en of de gevolgen bij het falen van de bedoelde maatregelen acceptabel zijn.

Overigens behoeft de waterkerende voorziening niet perse ter plaatse van de waterkering te worden gerealiseerd. Indien economische motieven aanleiding geven om de waterkerende voorzieningen elders te bouwen bestaan daar mogelijkheden toe. Oplossingen met kanteldijken of schuiven ter plaatse van inritten zijn al eerder toegepast.

Bij het ontwerp van een geboorde tunnel zal aandacht moeten worden besteed aan het al of niet aanwezig zijn van watervoerende scheuren in het kleipakket en de mogelijkheid dat er lekkage buitenlangs de tunnelwand kan optreden.

5.4.2

Bentoniet

Door het gebruik van bentoniet-slurry in de ongravingskamer wordt grond vermengd met bentoniet. Het af te voeren grond-water-bentoniet mengsel wordt naar een scheidingsinstallatie gebracht (o.a. hydro-cyclonen). Als er in afgegraven grond alleen maar grofkorrelige zanden aangetroffen worden dan kan het scheidingsproces nagenoeg volledig zijn. Anders wordt dit als er in de af te graven grond veen- en/of kleideeltjes zitten. De kleinere fracties zijn niet of tenminste niet eenvoudig te scheiden van het bentoniet.

Als richtwaarde voor het volume gewicht van een voor het eerst te gebruiken bentoniet-slurry kan $\gamma_{\text{bentoniet-slurry}} \approx 10.5 \text{ kN/m}^3$ aangehouden worden.

Indien ondanks het scheidingsproces het volumegewicht van de bentoniet/slurry groter is dan 12 kN/m^3 dan kan de bentoniet-slurry niet meer gebruikt worden in het slurry schild. De bentoniet-slurry dient dan afgevoerd te worden (N.B. afvoer van het materiaal geschiedt veelal in tankwagens).

Een richtwaarde voor de hoeveelheid benodigde bentoniet per m^3 te ontgraven grond is vooralsnog niet te noemen. De hoeveelheid benodigde bentoniet is o.a. afhankelijk van het rendement van het scheidingsproces (hetgeen o.a. afhankelijk is van de mate waarin de bentoniet-slurry verontreinigd wordt met fijne klei- en/of veendelen).

In het algemeen is afgewerkte bentoniet als niet toxisch te beschouwen. De consistentie van het afgewerkte bentoniet is het eigenlijke probleem. De bentoniet suspensie kan maar moeilijk of soms helemaal niet ontwateren (het blijft (lang) een slurry). De mogelijkheid bestaat om de afgewerkte bentoniet-slurry met kalk te vermengen opdat het water gebonden wordt. Het gebruik van cement leidt tot vergelijkbare resultaten maar is veel kostbaarder.

Het in een depot opslaan van het afgewerkte, niet toxische bentoniet kost in Duitsland zo'n DM 40 à 50,-/m³.

De mogelijkheid om niet-toxische afgewerkte bentoniet te dumpen op zee dient onderzocht te worden. Bedacht moet worden dat het materiaal qua mineraal te vergelijken is met (schoon) havenslib.



5.5

Literatuur

- [1] Kursus Boortunnels, Stichting Postakademisch Onderwijs, Civiele Techniek en Bouwtechniek
- [2] Terzaghi K.: Theoretical Soil Mechanics, John Wiley and Sons Inc. New York, 1944
- [3] Kruizinga J., Van der Schrier J.S.: Nederlandse Perspectieven voor grote infrastructuur, Civiele Techniek nr. 1, 1992
- [4] Van der Schrier J.S., Hergarden H. Van den Berg P.: Aanleg duikers in Aarle-Rixtel levert gegevens voor simulatie, Land en Water nr. 5 mei 1991
- [5] Adachi T., Yashima A., Kojima K.: Behavior and Simulation of sandy ground tunnels.
- [6] Morton J.D. and King K.H.: Effects of tunneling in the bearing capacity and settlement of piled foundations, Proc. 2nd Int. Symp. Tunneling '79, 57-68 (March 1979)
- [7] Peck R.B.: Deep Excavations and tunneling in soft ground. Proc. 7 th ICSMFE, state-of-the-art volume, 225-290 (1969)
- [8] Duddeck H.: Empfehlungen zur Berechnung von Tunneln im Lockergestein (1980). Die Bautechnik, 10, 1980
- [9] Ahrens H., Lindner E., Lux K.H.: Zur Dimensionierung von tunnel-ausbauten nach den "Empfehlungen von Tunneln im Lockergestein (1980)". Die Bautechnik, 8-9, 1982.
- [10] Erdman J., Duddeck H.: Statik der Tunnel im Lockergestein-Vergleich der Berechnungsmodelle. Bauingenieur 58, pp. 407-417, 1983.
- [11] Duddeck H.: Application of numerical analyses for tunneling; International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Vol. 15, 223-239 (1991).
- [12] NEN 6740 "TGB 1990-Geotechniek. Basiseisen en belastingen", van 1991

6 KOSTEN EN RISICO'S

6.1 Algemeen

In de gevolgde werkwijze is gebruik gemaakt van nacalculaties van reeds uitgevoerde projecten. Geen van deze projecten is gelijk aan elkaar. Noch zullen toekomstige projecten gelijk zijn aan voorgaande. Variabelen zoals diameter, lengte, diepte, grondgesteldheid, tracé (verticale en horizontale bochten) hebben invloed op de totale kosten van het project.

Uit nacalculaties blijkt voor sommige factoren een grillig kostenpatroon. Dit heeft doorgaans te maken met afwijkende produktiesnelheden, bentoniet en/of grout-verbruik. Een globale voorcalculatie is daarom slechts te maken, indien men ruime risico-marges aanhoudt. Bij de bepaling van een meer nauwkeurig omschreven werk, kan op basis van beschikbare gegevens, de basisprijs nauwkeuriger worden bepaald en de risicofactor worden verkleind.

Als uitgangspunt zijn de kosten van een tunnel met een veel voorkomende diameter van 8 m uitwendig genomen. Uit de praktijk blijkt dat een deel der kosten lineair of kwadratisch is. Op basis van praktijkgevallen zijn voor deze studie lineaire en/of kwadratische factoren gehanteerd voor andere diameters dan 8 m nadat deze zijn getoetst op bekende gevallen.

Het is niet verantwoord om een algemene regel te hanteren. Binnen het kader van deze studie kunnen we echter stellen, dat de ruwe bepaling van kosten voor andere diameters en lengten dan hier gehanteerd, middels interpolatie of extrapolatie kunnen worden bepaald. Wel dient te worden opgemerkt, dat voor diameters groter dan 10 m een grotere onnauwkeurigheidsmarge dient te worden gehanteerd. Voor deze diameters zijn nog onvoldoende projecten uitgevoerd om een bijdrage in de kosten berekening te geven, welke van gelijk niveau is als van de andere diameters.

WAARSCHUWING. De opstellers van dit kostenoverzicht zijn van mening, dat bij gebruik van de hierna volgende gegevens, de grootst mogelijke terughoudendheid dient te worden betracht. We zouden dit overzicht een algemene kostenindicatie willen noemen en geen kostenraming.

6.2 Uitgangspunten en Randvoorwaarden

- Uitgegaan is van het prijspeil in Nederland, prijsbasis 1992.
- De hierna vermelde prijzen zijn kostprijzen. Deze moeten worden vermeerderd met 8 % algemene kosten en 12 % winst en risico. Deze relatief hoge percentages zijn nodig in verband met de in 6.1 gesignaleerde onzekerheden.
- De bodemgesteldheid is die van pleistoceen zand met kleibestanddelen. Er is geen rekening gehouden met mogelijke obstakels in de grond.
- De gehanteerde normen zijn gebaseerd op de inzet van materieel zoals algemeen wordt gebruikt voor deze grondsoort en gefabriceerd door een daarin gespecialiseerd en ervaren bedrijf.

- De gehanteerde normen zijn gebaseerd op de inzet van gespecialiseerd, gekwalificeerd en ervaren personeel. Dit geldt zowel voor de uitvoering als voor de projectleiding.
- De boordiameters bedragen 6, 8, 10 en 13 m.
- Uitgegaan is van een project bestaande uit 2 buizen met ieder een lengte van 2.5 km. De machine wordt éénmaal omgezet.
- De diepte van de bovenkant van de boorgang ligt op -16 tot -20 m t.o.v. het maaiveld. Dit komt neer op een minimum dekking van 1 à 1.5 maal de diameter.
- Tussen de twee boorgangen is een afstand van tenminste 1 maal de diameter aangehouden.

6.3 Boorkosten

6.3.1 Algemeen

In deze paragraaf worden de verschillende boorkosten toegelicht en voor de geselecteerde diameters gegeven. Belangrijke kentallen voor de kosten zijn de diameter, de omtrek en de oppervlakte van de doorsnede.

Diameter [m]	Omtrek [m]	Opp. Doorsnede [m ²]
6	18.84	28.26
8	25.12	50.24
10	31.40	78.50
13	40.82	132.66

6.3.2 Bouwplaats

- Het aangeduide bedrag heeft betrekking op het materieel en het materiaal.
- In deze post zijn niet voorzien de bedragen voor de constructie van de schacht en de scheidingsinstallatie.
- Als vuistregel geldt: 10 % van de directe kosten van de bouwsom (vóór AK, Winst en Risico) is voor bouwplaatsinrichting, onderhoud en demobilisatie.

diameter [m]	Totaal materiaal + materieel, incl. lopende kosten 10 % van het project [f]	
	éénmalig	variabel
6	1.150.000	9.006.000
8	1.300.000	12.892.000
10	1.500.000	18.933.000
13	2.200.000	27.402.000

6.3.3 Boorinstallatie

- Onder de boorinstallatie wordt de volledige machine verstaan voorzover deze zich in de boorgang bevindt, beginnend bij de boorkop en eindigend bij de laatste wagen achter aan de "trein" volgend op de boorkop.
- De nauwkeurige detaillering van een boormachine wordt bepaald door omstandigheden zoals de diameter van de buis, de grondsoort, de voorkeur van aannemer, ingenieursbureau of opdrachtgever voor een bepaalde methodiek, etc. In het kader van deze bijdrage aan een kostenbepaling van boortunnels in Nederlandse omstandigheden, gaan we niet verder op de te kiezen technologie in. We volstaan met de opmerking, dat gewerkt wordt met een snijrad voor relatief zachte grondsoorten met een lining opgebouwd uit geprefabriceerde betonnen elementen.
- Ten aanzien van de mobilisatie en demobilisatie van de machine wordt hier opgemerkt, dat ook opgenomen is het één keer omzetten van de machine. Er wordt namelijk uitgegaan van een tunnelproject met twee boorgangen, welke door dezelfde machine worden uitgevoerd.
- Hoewel de vraag naar hergebruik van de machine voor de hand ligt, blijkt dat in de praktijk niet of slechts zelden te geschieden. We gaan dan ook uit van een afschrijving van de machine op het project. Desalniettemin zijn er in de machine onderdelen, welke ook na de beëindiging van het werk inzetbaar zijn. Hiervoor wordt een restwaarde aangehouden van f 2.000.000 voor een diameter van 8 m.

Diam. [m]	Aankoop [x f1000]	Mobil. [x f1000]	Omzetten [x f1000]	Demob. [x f1000]	Loonk. [x f1000]	Restw. [x f1000]
6	12.000	1.250	900	400	4.000	1.500
8	17.500	1.650	1.100	500	5.000	2.000
10	26.000	2.100	1.300	650	6.500	2.500
13	40.000	3.000	1.700	950	8.500	3.500

6.3.4

Afvoer van Grond

De af te voeren grond bevat nog 1 % bentoniet. Met behulp van hydrocyclonen en met centrifuges kunnen de fijnere delen worden verwijderd tot een afmeting van 10 μm . Door toevoeging van middelen, welke "uitvlokken" bevorderen, kunnen 4 μm of zelfs nog kleinere delen worden verwijderd. Hergebruik van grond zal zeer beperkt blijven en zeker niet "hoogwaardig" zijn.

De kosten van afvoer van de grond zijn moeilijk vast te stellen en worden sterk bepaald door lokatie gebonden factoren, beschikbare depots, samenstelling van de grond, e.d. Buiten de bovengenoemde 1 % bentoniet zullen er overigens geen stoffen zoals smeermiddelen en oliën in de grond aanwezig zijn. Dit aspect wordt hier voorlopig buiten beschouwing gelaten.

Ten einde in de kosten indicatie toch een bedrag op te nemen houden we gemiddeld f 25,- per m3 aan.

Diameter [m]	Opp. drsn. [m2]	Kosten /m [f]	Kosten voor 5000m [f]
6	28.26	706,50	3.532.500
8	50.24	1.256,00	6.280.000
10	78.50	1.962,50	9.812.500
13	132.66	3.316,50	16.582.500

6.3.5

Scheidingsinstallatie, Mixer

- Aan de scheidingsinstallatie worden mede door de strenge milieunormen hoge eisen gesteld. Deze voorwaarden kunnen afhangen van de lokatie waar het project wordt uitgevoerd. Zowel voor de mate waarin de afgevoerde grond wordt gezuiverd als voor de effecten op de omgevingen met betrekking tot de geluidsisolatie zullen eisen worden gesteld. De kosten van de installatie variëren met de vereiste produktie dus met de diameter van de tunnel.
- De restwaarde van een dergelijke installatie is 50 %

Diameter [m]	Aankoop [x f1000]	Mobil. [x f1000]	Demob. [x f1000]	Restw. [x f1000]
6	1.200	750	350	600
8	2.000	1.000	450	1.000
10	3.100	1.500	600	1.550
13	5.000	2.500	1.000	2.500

6.3.6 Lining

We gaan uit van geprefabriceerde betonnen elementen. Deze elementen zijn tegenwoordig de goedkoopste oplossing voor tunnels van deze lengte en diameter.

- Bepalend voor de kosten van de lining zijn de grondstoffen en het aantal benodigde mallen. Het aantal segmenten per ring is mede afhankelijk van de diameter van de tunnel. Een ring bestaat doorgaans uit segmenten van een variabele breedte met een pas of wigstuk. Door middel van bouten worden deze segmenten aan elkaar gekoppeld. De breedte varieert met de diameter van de tunnel van 1.20 m tot 1.80 m (bijv. bij 11 tot 12 m).
- Gezien de hoge eisen ten aanzien van maatvastheid van de betonnen segmenten en de gewenste dichtheid ervan blijven de segmenten zo'n 24 uur in de mal. De produktie vindt over het algemeen in een goed geoutilleerde betonfabriek plaats. Indien de transportafstanden te groot worden, wordt een fabriek ter plaatse ingericht.
- Het aantal mallen wordt bepaald door de volgende factoren:
 - verwachte boor- resp. produktiesnelheid,
 - de kromming in de asligging van de tunnel,
 - de afmetingen van de segmenten.
- De kosten van één mal bedragen f 60.000 tot f 100.000. Dit is afhankelijk van de diameter van de tunnel en de grootte van het segment. In de praktijk zijn doorgaans mallen nodig voor 5 á 6 ringen met variërend conisch verloop.
- In deze kostenopstelling wordt niet nader ingegaan op de variatie van de kosten van de lining naar het aantal mallen. Een gemiddelde prijs per m³ van f 1.350 wordt aangehouden. De dikte van de ring varieert ook enigszins met de diameter van de tunnel. In de praktijk wordt uitgegaan van een wanddikte niet kleiner dan 0.30 m tot max. 0.50 m.

Diameter [m]	Wanddikte [m]	m ³ /m	eenh.prijs [f]	Kosten/m [f]	Kosten voor 5000m [f]
6	0.30	5.37	1.350	7.250	36.250.000
8	0.35	8.42	1.350	11.370	56.850.000
10	0.45	13.50	1.350	18.230	91.150.000
13	0.50	19.62	1.350	26.500	132.500.000

6.3.7 Groutinjectie

Teneinde de ruimte tussen de snijrand van de machine en de ring te vullen en aldaar een goede krachtoverdracht te realiseren wordt grout geïnjecteerd.

Deze grout bestaat uit;

- Zand
- Cement
- EVA Fuller, (vliegass)

- Bentoniet
- Water

De samenstelling varieert met de grondsoort en de inzichten van de aannemer.

Totaal zal rondom de tunnel zo'n 10 tot 15 cm met grout gevuld worden. Door de persdruk en afhankelijk van de bodemgesteldheid kan zo'n 20% tot 50% van het materiaal in de omliggende bodem verdwijnen.

Diameter [m]	Omtrek [m]	Volume [m3/m]	Prijs/m3 [f]	Totaal/m [f]	Tot. 5000m [f]
6	18.84	2.83	125	354	1.768.000
8	25.12	3.77	125	471	2.356.000
10	31.40	4.71	125	589	2.943.000
13	40.82	6.12	125	765	3.825.000

6.3.8 Leidingen en Kabels

In de tunnel worden een aantal leidingen, kabels en andere voorzieningen aangebracht. Het betreft:

- aan- en afvoerleidingen
- elektriciteitsvoorziening
- verlichting
- bentoniet
- grout
- spoor
- voetpad
- luchtverversing
- overig

De kosten voor deze 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. Bij een tunneldoorsnede van 11 tot 12 m is de diameter van de leiding 30 cm. De grondsoort is mede bepalend voor de slijtage van de aan- en afvoerleiding van de tunnel. De leidingen worden voor beide richtingen gebruikt, waardoor de lengte 2500 m is in plaats van 5000 m.

Diameter [m]	Prijs/m [f]	Prijs voor 2500 m [f]
6	1.200	3.000.000
8	1.500	3.750.000
10	1.900	4.750.000
13	2.500	6.250.000

6.3.9 Bentoniet

Het mengsel bentoniet/grond, dat uit de tunnel wordt gepompt bevat 10 % grond. De hoeveelheid bentoniet in de vloeistof varieert afhankelijk van de grondsoort tussen 3 en 5 %. Uitgaande van 3 % bentoniet is per m³ water 30 kg bentoniet aanwezig. Het verlies van bentoniet ter plaatse van het boorfront is beperkt tot de buitenrand en is praktisch te verwaarlozen.

Het bentoniet mengsel kan tot 10 keer circuleren, voordat het verbruikt is. Dit is sterk afhankelijk van het bestanddeel fijne delen in de grond. Voor de relatief zanderige bodems houden we 10 keer aan. De omloopsnelheid is afhankelijk van de stroomsnelheid in de leiding, de diameter van de leiding, de doorsnede van de tunnel en de scheidingsinstallatie.

Op basis van het bovenstaande gaan we voor de Nederlandse omstandigheden uit van een verbruik aan bentoniet van f 11,- er m³ ontgraven grond.

Diameter [m]	Opp. drsnd. [m ²]	Prijs per m ³ [f]	Prijs/m [f]	Prijs 5000 m [f]
6	28.26	11	311	1.555.000
8	50.24	11	553	2.765.000
10	78.50	11	864	4.317.500
13	132.66	11	1.459	7.295.000

6.3.10 Energie

Het verbruik van energie kan worden gesplitst in energie ten behoeve van de bouwplaats, de boorinstallatie en de scheidingsinstallatie.

Een boorinstallatie met een diameter van 8 m heeft een geïnstalleerd vermogen van 3.000 kW. Het energie verbruik over de tijd komt neer op een vol verbruik gedurende 30 % van de bedrijfstijd.

In dat geval komt dit neer op 21.600 kWh/etmaal.

De scheidingsinstallatie bij een tunnel van 8 m diameter heeft een geïnstalleerd vermogen van 600 kW. Hiervan wordt gemiddeld 25% benut, wat neer komt op 3.600 kWh/etmaal. Bij de gedetailleerde berekening zijn de boor- en scheidingsinstallatie bij elkaar opgeteld.

Diam. [m]	Vermogen kWh	Bouwplaats [f]		Loonk. [f]	Boor+Scheid. Inst. [f]		Totaal [f]
		eenmalig	verbruik		eenmalig	verbruik	
6	2.725	145.000	50.000	385.000	675.000	2.240.000	3.495.000
8	3.600	145.000	55.000	385.000	725.000	2.920.000	4.230.000
11	4.800	145.000	60.000	390.000	790.000	3.840.000	5.225.000
13	6.000	145.000	70.000	400.000	860.000	4.720.000	6.195.000

6.3.11 Onderhoud en Vervanging

Het productieproces vereist een voortdurend onderhoud aan de gehele machine. Te denken valt hierbij aan slijtage van de beitels, maar ook aan andere slijtage-gevoelige onderdelen van de machine. Op basis van de ervaring in dit soort omstandigheden wordt uitgegaan van een bedrag van f 25,- per m³ ontgraven grond.

Het kan voorkomen, dat ten gevolge van onvoorziene omstandigheden, een verkeerde inschatting van het boorproces en de productie ervan, tegenvallende bodemomstandigheden en/of obstakels in de grond, de machine moet worden aangepast. Er is dan sprake van een duidelijk afwijkende situatie, waar in de kosten op voorhand niet in (te) voorzien is.

Voor een dergelijke situatie wordt in de begroting geen bedrag opgenomen. Dit zal dan ten koste van de post winst en risico gaan.

Diameter [m]	Opp. drsnd [m ²]	Prijs/m ³ [f]	Prijs/m [f]	Prijs 5000 m [f]
6	28.26	25	707	3.532.000
8	50.24	25	1.256	6.280.000
10	79.50	25	1.988	9.937.000
13	132.66	25	3.317	16.582.000

6.3.12 Loonkosten

Het boorproces is een continu proces. Vaak worden alleen in de weekeinden de werkzaamheden onderbroken. Dit houdt in, dat er van een drie ploegen dienst sprake is. De omvang van de ploegen houdt verband met de te boren diameter. Er is echter wel sprake van een minimum ploegsamenstelling omdat er toch een aantal werkzaamheden tegelijk dienen te worden uitgevoerd op verschillende locaties.

Het minimum aantal personen in een ploeg bedraagt 14. Bij een diameter van 8 m is de ploeggrootte 16 man en bij 10 m loopt dit op tot 19 man en bij 13 m, 23 man.

In de periode buiten het boorproces is er voor de op- en afbouw gedurende totaal 5 maanden (3+2) een ploeg nodig van minimaal 10 man. Het omzetten van een machine neemt totaal circa 2 maanden in beslag. Feitelijk zou daar niet de voltallige ploegen van 3 maal 14 tot 23 man bij nodig zijn. We nemen echter wel de voltallige kosten van deze ploegen in de opstelling mee.

Gezien de ploegenarbeid rekenen we op gemiddelde loonkosten van f 70,- per uur. Voor de kosten van projectmanagement, verzekering, voorfinanciering, het meet-systeem, etc. dient over het totaal van de loonsom nog 60 % te worden gerekend. In dat geval bedragen de kosten per manuur f 115,-.

Diam. [m]	Gem.Prod. [m/dag]	Manuren		Tot. 5000 m [f]
		Boren	Mobil.+ Demob.	
6	10	$3 \times 14 \times (500+50) \times 8 = 184.800$	8.000	22.172.000
8	10	$3 \times 16 \times (500+50) \times 8 = 211.200$	8.000	25.208.000
10	10	$3 \times 19 \times (500+50) \times 8 = 250.800$	10.000	29.992.000
13	10	$3 \times 23 \times (500+50) \times 8 = 303.600$	15.000	36.639.000

6.3.13

Totale kosten (bedragen x f 1000)

	Boordiameter [m]			
	6	8	10	13
Bouwplaats				
Vast	1.150	1.300	1.500	2.200
Variabel	9.006	12.892	18.933	27.402
Boorinstallatie				
Aankoop	12.000	17.500	26.000	40.000
Mobilisatie	1.250	1.650	2.100	3.000
Omzetten	900	1.100	1.300	1.700
Demobilisatie	400	500	650	950
Restwaarde	-1.500	-2.000	-2.500	-3.500
Afvoer grond	3.535	6.280	9.815	16.585
Scheidingsinstallatie				
Aankoop	1.200	2.000	3.100	5.000
Mobilisatie	750	1.000	1.500	2.500
Demobilisatie	350	450	600	1.000
Restwaarde	-600	-1.000	-1.550	-2.500
Lining	36.250	56.850	91.150	132.500
Groutinjectie	1.770	2.355	2.945	3.825
Leidingen en Kabels	3.000	3.750	4.750	6.250
Bentoniet	1.555	2.765	4.320	7.295
Energie	3.495	4.230	5.225	6.195
Onderh., repar., verv.	3.535	6.280	9.940	16.580
Loonkosten	22.175	25.210	29.990	36.640
Totaal	100.221	143.112	209.768	303.622
AK, winst en risico opslag	20 %	20 %	20 %	20 %
Kosten ruwbouw	120.265	171.734	251.721	364.346
Prijs per m. tunnelbuis	24.000	34.000	50.000	73.000

De bovenvermelde bedragen betreffen de kosten voor ruwbouw van de tunnel. Nog niet inbegrepen zijn de kosten voor onderzoek, ontwerp, procedurezaken en andere specifieke advieskosten voor rekening van de opdrachtgever.

Behalve de hierna te noemen risico's zijn er andere invloeden, welke de bouw-kosten nog zeer aanzienlijk zullen beïnvloeden. Belangrijk zijn onder meer de bestemming van de tunnelbuis, de elektromechanische uitvoering, stations (afstanden), etc. etc.

6.4 Kostenvergelijking

Door TEC/Mott MacDonald is in opdracht van de Bouwdienst RWS een studie verricht naar de kosten van geboorde tunnels in Nederland.

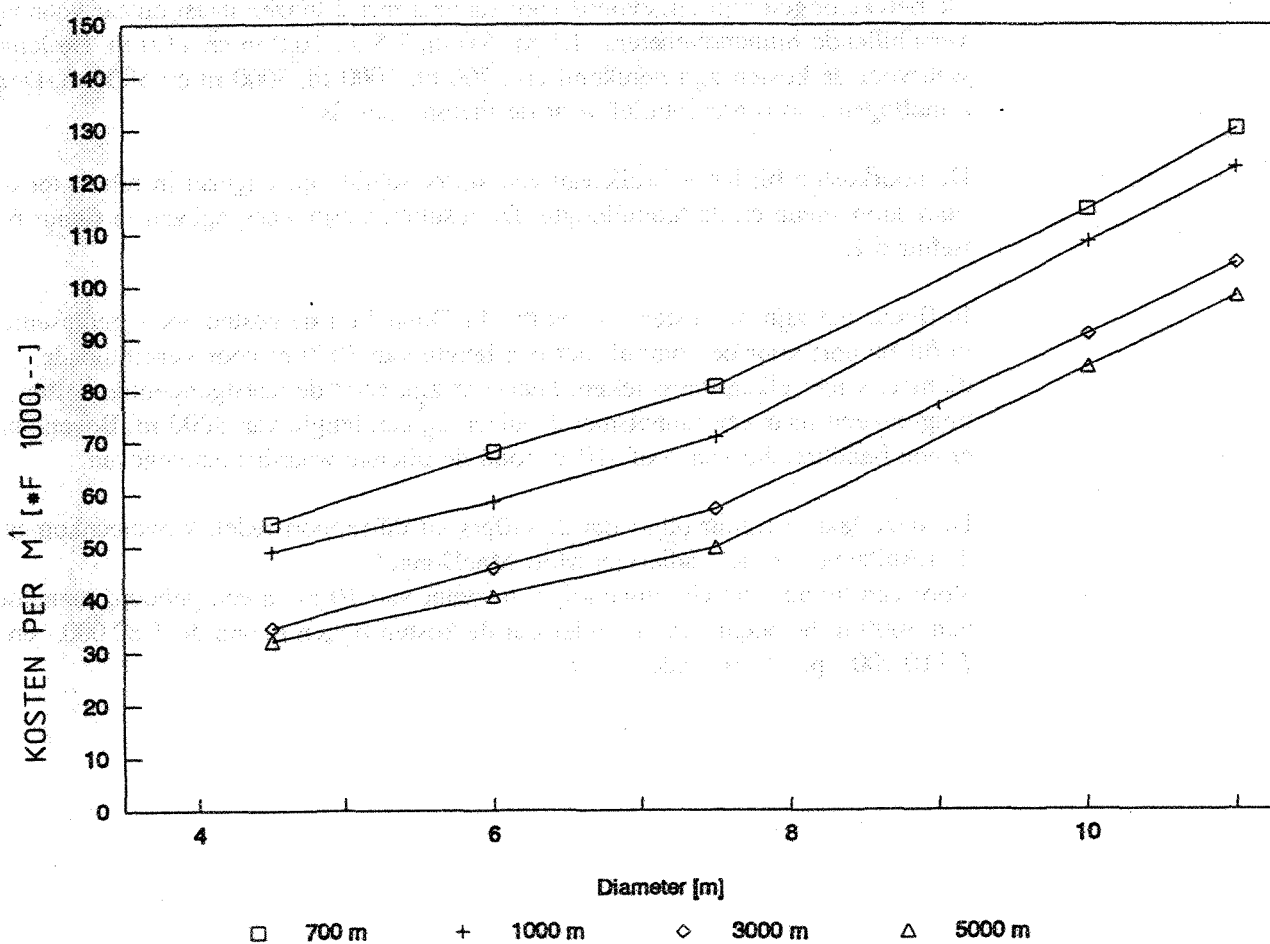
De berekeningen zijn uitgevoerd voor tunnels met 2 buizen naast elkaar voor vijf verschillende binnendiameters: 4.5 m, 6.0 m, 7.5 m, 10.0 m en 11.0 m. De lengtes waarvoor de kosten zijn berekend zijn 700 m, 1000 m, 3000 m en 5000 m. Deze afmetingen zijn representatief voor de meeste tunnels

De boorkosten bij het gebruik van een slurry-schild zijn uitgezet in relatie tot de tunneldoorsnede en de tunnellenge. De resultaten zijn weergegeven in figuur 6.1 en figuur 6.2.

In figuur 6.3 zijn de kosten van Mott MacDonald en de kosten zoals gepresenteerd in dit rapport voor een tunnel met een lengte van 3000 m voor verschillende diameters met elkaar vergeleken. Hiervoor zijn eerst de laatstgenoemde kosten omgerekend naar een tunnel met 2 buizen en een lengte van 3000 m. Bovendien is er een bandbreedte van + of -10 % rond de uiterste waarden aangegeven.

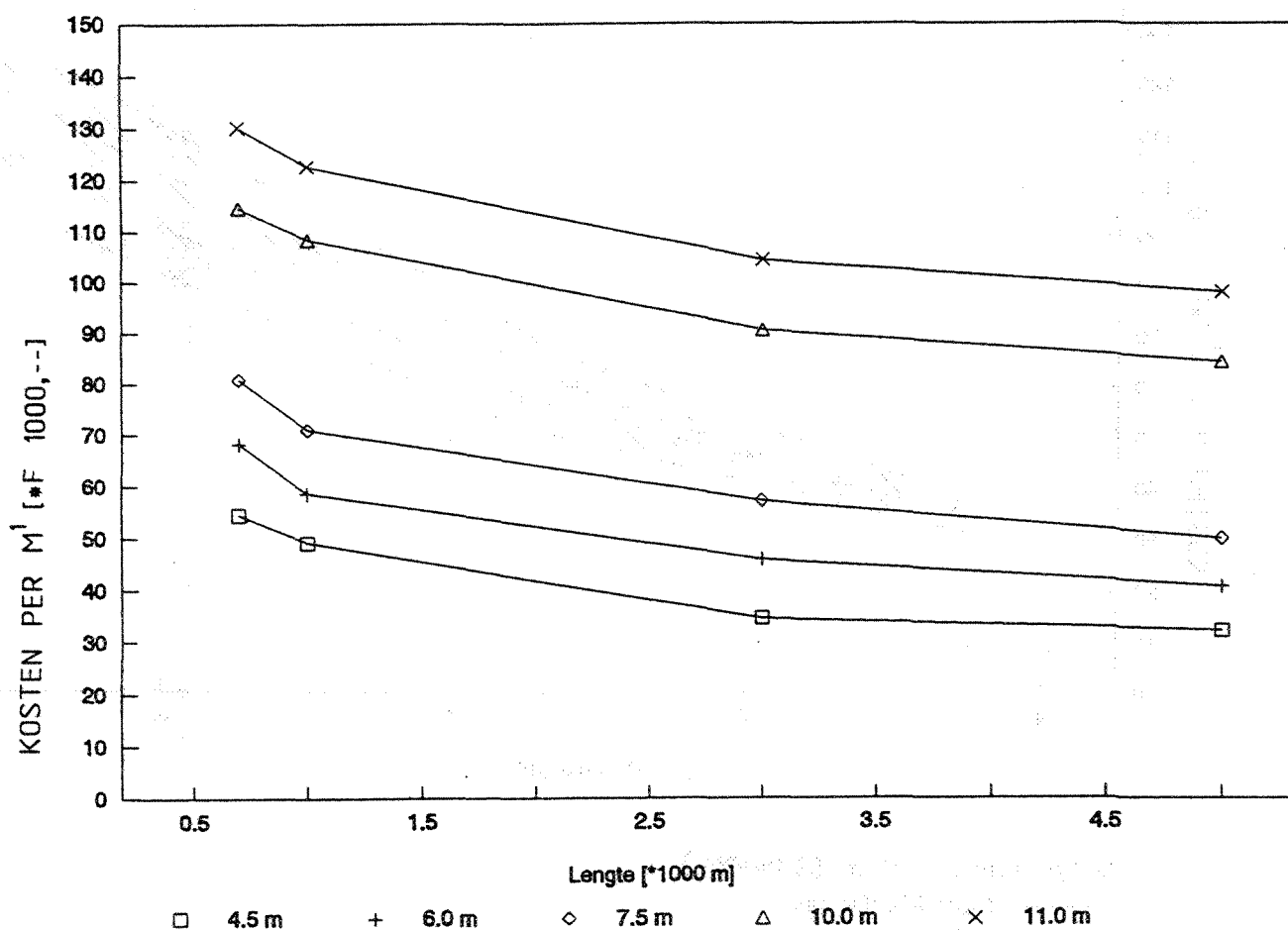
Uit deze laatste figuur blijkt dat de cijfers uit dit rapport redelijk overeenkomen met de resultaten van de studie van Mott MacDonald.

Voor een tunnel met een inwendige diameter van 10 m en een geboord tunneldeel van 3000 m betekent een en ander dat de kosten liggen tussen de f 80.000,- en f 110.000,- per strekkende meter.



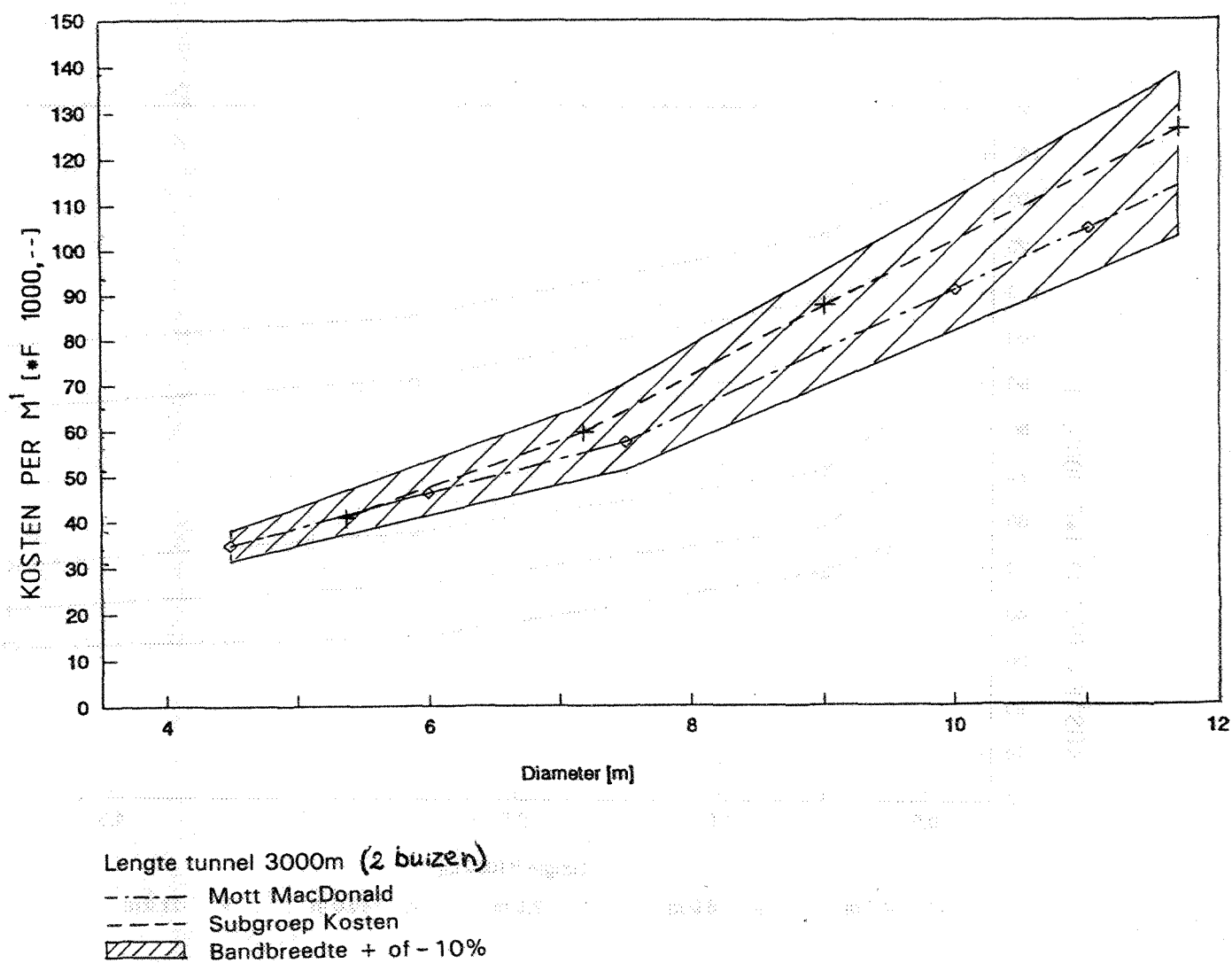
Bron: Mott MacDonald : Study of bored tunneling in the Netherlands Rev.2 February 1999

figuur 6.1 Kosten per m³ Slurry-schild in relatie tot de tunneldoorsnede



Bron: Mott MacDonald : Study of bored tunneling in the Netherlands Rev.2 February 1991

figuur 6.2 Kosten per m¹ Slurry-schild in relatie tot de tunnellenlengte



figuur 6.3 Kosten per m³ Slurry-schild op basis van Mott MacDonald en kostenschatting uit dit rapport

6.5 Kostenbesparingen

De technische vooruitgang door verdere mechanisering en automatisering (robots) kunnen op wat langere termijn leiden tot een reductie van de boorkosten en daarmee van de bouwkosten van schildtunnels. Over de effecten van standaardisatie van diameters op de kosten van tunnels wordt op dit moment nog zeer verschillend gedacht.

De volgende factoren zijn hierbij van invloed:

- de boormachines zijn nog altijd onderhevig aan vernieuwende invloeden. Daarmee zijn de machines economisch gezien relatief snel verouderd. Afschrijving op één project ligt daarbij voor de hand, waardoor het effect op besparingen nihil is.
- indien de standaarddoorsnede te veel afwijkt van de gewenste doorsnede kan dit leiden tot een vergroting van de bouwkosten, welke de besparingen overtreft. Ook de exploitatiekosten zouden daarmee verhoogd kunnen worden.
- de geotechnische en andere relevante (belastings)factoren mogen per project niet te veel verschillen.

Op het gebied van de tunnelboormachine en de bekisting van de segmenten zijn er mogelijkheden tot kostenbesparingen indien tot standaardisatie wordt overgegaan.

6.5.1 Tunnelboormachine

Een groot aantal onderdelen van de tunnelboormachine kunnen, na een groot onderhoud, bij een ander tunnelproject opnieuw gebruikt worden. Voorwaarde is wel dat deze onderdelen inmiddels niet door modernere technieken zijn vervangen of dat revisie duurder is dan nieuwkoop.

Opnieuw te gebruiken onderdelen (ook bij verandering van de diameter) zijn o.a.:

- aandrijving van het snijwiel
- erector voor het plaatsen van de segmenten
- stuurvijzels
- schuifvijzels
- volgreinen met installaties
- zandpompen
- scheidingsinrichting

Bij verandering van diameter zijn de volgende onderdelen niet her te gebruiken:

- schild: schildmantel met dwarsschot en andere stalen voorzieningen
- snijwiel met werktuigen

6.5.2 Bekisting van de segmenten

In verband met de noodzakelijke nauwkeurigheid van de afmetingen van de tunnelsegmenten, zijn voor de productie relatief dure stalen bekistingen noodzakelijk. Deze zijn zeer degelijk en kunnen voor meerdere projecten worden gebruikt.

Bij gebruik van een standaard bekisting zal ook de wanddikte van de lining gelijk blijven. Verschillen in belasting of grondgesteldheid moeten dan door verandering in de wapening worden opgenomen. Indien dit niet meer mogelijk is, zal de wanddikte moeten worden aangepast en zal van een andere bekisting gebruik moeten worden gemaakt.

Bij de planning van verschillende tunnelprojecten zal derhalve rekening moeten worden gehouden met de beschikbaarheid van standaardbekistingen.

6.5.3 Praktijkvoorbeeld

De Duitse Bundesbahn heeft uniform materieel voor de S-Bahnen (Stadsspoor) in de grote stedelijke agglomeraties zoals München, Frankfurt, Hamburg, Rhein-Ruhrgebied, Keulen en Stuttgart. Hierdoor is een standaardisatie voor de schildtunnels mogelijk.

6.5.4 Aanbeveling

De diameter van boortunnels van uitbreidingen of nieuwe ondergrondse vervoerssystemen wordt bepaald door het profiel van vrije ruimte. Bepalend voor het profiel van vrije ruimte is het aanwezige of toekomstige rijdend materieel. Indien de gemeentevervoersbedrijven en de Nederlandse Spoorwegen de mogelijkheden van standaardisatie willen benutten zullen zij moeten streven naar standaardisatie van hun materieel.

6.6 Bijkomende Kosten

Behalve de kosten van het geboorde deel van de tunnel zelf, moet worden gerekend met de directe bouwkosten van o.a.:

- start-, ontvangst-, vlucht- of ventilatieschachten
- dwarsverbindingstunnels
- ondergrondse stations
- splitsingen
- toeritten
- weg- of railvoorzieningen
- tunnelinstallaties
- ventilatie- / bedieningsgebouwen
- veiligheidsvoorzieningen
- afbouw tunnel
- geluidwerende voorzieningen
- daglichtroosters
- verkeerssignaleringsinstallaties

Daarnaast moet gerekend worden met de indirecte kosten van o.a.:

- onderzoek
- engineering
- diverse uitvoeringsposten
- prijsrisico's
- overhead
- BTW
- diversen en onvoorzien

Verder zijn er ook nog kosten die ten laste van de opdrachtgever vallen, zoals:

- bouwrente en indexering
- markteffect risico
- schadeclaims, klachtenafhandeling
- werkterreinen, grondaankoop
- vergunning, leges etc.
- aanpassing verkeersinfrastructuur, herinrichting
- voorlichting
- projectmanagement
- eigen directievoering
- niet overzienbare risico's (UAV-verantwoordelijkheid)
- depots

6.7

Risicofactoren

Het uitvoeren van boortunnels kent aanzienlijke risicofactoren. Deze risico's zijn doorgaans hoger, dan bij normale civiele werken. Deze paragraaf is bedoeld om een inzicht te geven in een aantal risico's en de wijze waarop daarmee moet worden omgegaan. Een gedetailleerde risico analyse dient voorafgaande aan ieder project te worden gemaakt.

In de praktijk zijn een aantal projecten bekend, waarbij zowel geboorde als afgezonken tunnels zijn ontworpen, begroot en aangeboden. Bij geboorde oplossingen lagen de verschillen in prijs tussen 100 en 135 %. Bij afgezonken tunnels lag de bandbreedte tussen 100 en 107 %. Vanzelfsprekend spelen ook andere factoren een rol bij de uiteindelijke beoordeling, maar deze bandbreedte is toch wel een indicatie.

De risicofactoren zijn grotendeels afhankelijk van de omstandigheden in de ondergrond en onvoorziene factoren, welke daarbij een rol spelen. Men moet daarbij bedenken, dat het boorproces door de aard ervan maar beperkt waarneembaar is en dat mede daardoor de ervaring en kennis van betrokkenen van het allergrootste belang is.

Er worden geen risicofactoren onderscheiden naar opdrachtgever, ingenieurs-bureau en/of aannemer. Toch is de wijze van ontwerp, aanbesteding, etc. mede bepalend voor het omgaan met en het verdelen van de risico's over de verschillende partijen.

Hieronder wordt een opsomming van risicofactoren gegeven. Het ligt voor de hand, dat deze factoren uiteindelijk een invloed zullen hebben op de eindprijs van het project, de tijdsduur van realisering en de exploitatiekosten.

Een belangrijke factor hierbij is, dat het proces afhankelijk is van één machine, die dag en nacht werkt. Als om welke reden dan ook de produktie tegenvalt, zal men moeilijk kunnen versnellen. Er kan geen extra machine worden toegevoegd, de werkinzet kan niet of nauwelijks worden verhoogd.

6.7.1 Bodemonderzoek

Het bodemonderzoek is gebaseerd op het ter plaatse van een aantal punten verkrijgen van informatie over de bodemsamenstelling en de eigenschappen van de grond. De omvang van het onderzoek wordt mede bepaald door het karakter van het terrein, de geologische geschiedenis en de bekendheid ermee.

Het onderzoek dient representatief te zijn voor de toe te passen technologie van de aannemer.

Risicofactoren hierbij zijn:

- worden de variaties in de bodemgesteldheid opgespoord?
- worden de gegevens juist geïnterpreteerd?
- komen er natuurlijke en/of onnatuurlijke obstakels in de ondergrond voor?

6.7.2 Het boorproces

Het boorproces wordt bepaald op basis van de verkregen bodemgegevens, de interpretatie van deze informatie en mogelijke persoonlijke voorkeuren en ervaringen. De boortechniek is een uitvoeringsmethode. In het algemeen zal de opdrachtgever er verstandig aan doen om de keuze van de boortechniek op basis van de bodemgegevens en eventueel andere eisen over te laten aan de ervaren aannemer. Deze aannemer zal de mogelijkheden van de techniek en de daarbij behorende machine beter kunnen beoordelen en kan dan later ook op eventuele verkeerde aanpak worden aangesproken. Alternatief kan de keuze in teamverband worden gemaakt. Een brede maar vooral deskundige samenstelling van het team is gewenst. Deze keuze van het boorproces kan bepalend zijn voor het succes of falen van het project.

Een aantal onderdelen van het proces, welke duidelijke risico's bevatten zijn:

- a. het snijden van de grond, het breken van stenen, e.d.,
- b. het transport van de losgesneden materialen door de drukwand en vervolgens naar de scheidingsinstallatie,
- c. de stuurbaarheid van het apparaat in slappe bodemsoort en mogelijke afwijkingen van het traject, aansluiting op de verkeerde plaats, opdrijven van de machine en de tunnel,
- d. instorten van het front, instromen van water, etc.

- e. de scheiding van de materialen,
- f. het verbruik van bentoniet,
- g. het verbruik van grout voor injectie achter de lining,
- h. de onderlinge afhankelijkheid van de elkaar opvolgende kwetsbare werkzaamheden.

Met name de onderdelen a. en b. zijn bepalend voor het tempo, waarmee wordt gewerkt, en de arbeidskosten.

6.7.3 De Boormachine

Een goede keuze van de boormachine ten aanzien van het proces, de grondgesteldheid, de tunneldimensies (lengte, diameter, etc.), is van groot belang. Daarbij komen onder meer aan de orde:

- de stuurbaarheid van de boormachine, met name de torsiewerking;
- de slijtage van de verschillende onderdelen;
- de mate waarin mens en machine op elkaar zijn afgestemd;
- in de machine bevinden zich zeer veel relatief kwetsbare elementen, waardoor het uitgangspunt moet zijn om de machine robuust en degelijk te bouwen. Brand, uitval van het elektrisch systeem, uitval van het hydraulisch systeem, en/of de ventilatie hebben vanzelfsprekend onmiddellijk invloed op de voortgang,
- de logistiek van de machine ten aanzien van aanvoer van materialen, prefab-wandelementen, e.d. en de afvoer van de ontgraven grond moet optimaal zijn.

Men dient zich te realiseren, dat het succes, dan wel het falen van de operatie mede bepaald wordt door de mate waarin de machine afgestemd wordt op de variërende omstandigheden, welke men tegenkomt.

6.7.4 Effecten op de omgeving

De effecten van het boorproces op de omgeving worden bepaald door de bodemgesteldheid, het boorproces, de hoogteligging van de buis in de bodem en de bebouwing met bijbehorende fundering. De acceptabele onderlinge beïnvloeding, respectievelijk de beperkingen dienen te worden geformuleerd. Veel van deze effecten dienen bewaakt te worden. Afwijkingen kunnen schadegevallen tot gevolg hebben:

- zettingen van het maaiveld kunnen schade aan de omgeving veroorzaken,
- het boorproces kan invloed hebben op de fundering van de bebouwing,
- wanneer de dekking boven de tunnel te klein is, kan bij het verwijderen van obstakels een "blow out" ontstaan.

6.7.5 Risico's ten aanzien van het eindprodukt

De geprefabriceerde onderdelen dienen met voegen waterdicht op elkaar aan te sluiten. Door een aantal factoren kan dit problemen geven en kunnen er toch lekkages optreden.

Door de interactie tussen het proces en de ondergrond zullen er afwijkingen optreden van het verloop van de tunnel ten opzichte van de ideale asligging. Deze afwijkingen mogen de tevoren bepaalde toleranties niet overschrijden anders kunnen er problemen ontstaan met het profiel van vrije ruimte.

6.7.6 Persoonlijke risico's

De veiligheid ten aanzien van personeel wordt in sterke mate beïnvloed door de specifieke omstandigheden, waaronder het boorproces plaatsvindt. Dit en de vele hierboven genoemde risicofactoren stellen hoge eisen aan de te treffen maatregelen om persoonlijke risico's zoveel als mogelijk in te perken.

Van deze specifieke omstandigheden, willen we noemen:

- de grote concentratie van activiteiten in een beperkte ruimte.
- de omvang en aard van het materieel, waarmee in de eerder genoemde ruimte wordt gewerkt.
- de noodzaak om weerstand te bieden tegen de omringende waterdruk.
- de problemen ten aanzien van de beperkte communicatie en transportmogelijkheden langs één lijn, vaak over grote afstand.
- het incidenteel (bij stagnaties) werken onder luchtdruk in de ontgravingskamer.

Voor een verantwoorde omgang met de persoonlijke risico's is het noodzakelijk bij het ontwerp van het materieel en de methodiek en procedures voor uitvoering van het werk rekening te houden met deze factoren. Bovendien zullen de medewerkers aan het boorproces ten behoeve van de voortgang van het werk en voor hun eigen veiligheid zeer goed geïnformeerd moeten worden over en getraind moeten worden in de veiligheidsprocedures en -voorzieningen.

6.7.7 Veiligheidsvoorschriften

Bij de uitvoering van boortunnels wordt nauwelijks gebruik gemaakt van algemene veiligheidsvoorschriften. Daarvoor zijn de werkzaamheden te uniek en zeker in Nederland te zeldzaam. Vanzelfsprekend zijn er de algemene voorwaarden waaraan moet worden voldaan met daarnaast nog een aantal specifieke voorschriften zoals het werken onder luchtdruk. (In Nederland het Caissonbesluit)

In de praktijk komt het er op neer, dat iedere aannemer voor ieder werk en iedere machine op basis van een gedegen risico-analyse zijn eigen veiligheidshandboek opstelt. Dit wordt vaak getoetst door een derde partij. Een goede bewaking van de procedures moet worden voorzien.

6.7.8 Overige risico's

Het productieproces is erg afhankelijk van de prestaties van één machine. Deze machine komt tot stand uit de samenwerking van een team van specialisten op het gebied van onder andere geotechniek, funderingstechniek, boortecnologie (werktuigbouwkunde), tunnelbouw (civiele techniek), milieutechnologie, etc.

Het resultaat van de inspanningen van deze mensen wordt bepaald door de deskundigheid en ervaringen met boortunnels en door de onderlinge verhoudingen en de daarmee samenhangende communicatie. Dit houdt mede in, dat de contractuele verhoudingen tussen betrokkenen zeer belangrijk kunnen zijn ten aanzien van de risicoverdeling. Tussen een "turn key" of een "design and construct" opdracht met praktisch 100 % risico voor de aannemer en een regie opdracht met 100 % risico voor de opdrachtgever zijn er talloze mogelijkheden. In dit kader zullen we daarop verder niet ingaan. Men dient zich echter wel van de verschillen in risicoverdeling van de diverse contractvormen bewust te zijn.

6.8 Globale planning van de bouwtijd

Voor een totale planning van een boortunnel project dient ook het voortraject te worden betrokken. Dit kan van project tot project variëren. De veronderstelling, dat een boortunnel in de voorbereiding sneller kan gaan dan bijvoorbeeld een "cut and cover" tunnel is nog niet bewezen. Ten aanzien van de risico's voor de "omwonenden" zou eenzelfde opzet dienen te worden gecreëerd als bij wateronttrekking.

De Nederlandse wetgeving voorziet nog niet geheel in de problematiek van het boren onder iemands eigendom.

De globale planning zal er als volgt uitzien:

Voortraject

1. Grondonderzoek en analyse: 6 maanden (valt gedeeltelijk samen met 2.)
2. Ontwerp plus opstellen contract: 12 maanden afhankelijk van het project
3. Prekwalificatie: 2 tot 4 maanden (gedeeltelijk samenvallend met 2.)
4. Aanbesteding: 4 maanden (inclusief eventueel aanvullend grondonderzoek)
5. Beoordeling en opdrachtverlening: 1 - 3 maanden

De voortraject activiteiten 1 t/m 5 zullen in totaal 23 tot 29 maanden vergen.

Bouwtijd

6. Ontwerp boormachine: 3 maanden
7. Bouw boormachine: 9 maanden
8. Bouw van de schacht: 6 - 9 maanden, samenvallend met 7
9. Installatie: 1 - 3 maanden
10. Aanloop periode: 2 maanden
11. Boren: afhankelijk van de lengte gemiddeld 50 tot 100 m per week
12. Omzetten van de machine: 1 maand
13. Aanloop periode: 1 maand
14. Boren: wederom gemiddeld 50 tot 100 m per week
15. Demontage: 1 maand
16. De afbouw van de tunnel wordt bepaald door de bestemming, het aantal stations, etc.

6.9**Literatuur**

- [1] Onzekerheden en onzekerheidsreductie. Theoretische beschouwing Hif 2/92/03, 1992. Werkgroep ramingsonzekerheden, NS/If (Basis is onderzoek van prof. drs. ir. J.K. Vrijling).
- [2] Report on Costs and associated Risks of Constructing Bored Tunnels in the Netherlands. Tunnel Engineering Consultants en Mott MacDonald, Rev. 2, February 1991.
- [3] Tunnelbaukosten und deren wichtigsten Abhängigkeiten. STUVA rapport nr. 22.
- [4] De Boortunnel Dichtbij. NS schildboortunnel; technische haalbaarheid, kostenraming en bouwplanning.
- [5] Cursus "Boortechnieken voor tunnels in Nederland" 1992. BT 3.1. Een inventarisatie van voor Nederland relevante boor- en bijbehorende specialistische technieken I en II.
Dipl. Ing. H.J. Sager/Dr. Ing. H. Meseck. Stichting Postacademisch Onderwijs Civiele Techniek en Bouwtechniek.
- [6] Cursus "Boortechniek voor tunnels in Nederland" 1992. The development of the Wayss & Freitag mixshield; a machine designed for various conditions, Dipl. Ing. C. Becker. Stichting Postacademisch Onderwijs Civiele Techniek en Bouwtechniek.

1 BIJKOMENDE TECHNIEKEN

1.1 Algemeen

Samenvatting

Als onderdeel van de totale eindrapportage is een onderzoek gedaan naar beschikbare bijkomende technieken die nodig zijn voor het kunnen realiseren van geboorde tunnels.

Onderscheid kan gemaakt worden tussen bouwkuiptechnieken die besproken worden in paragraaf 7.2 en ondergrondse uitbouwtechnieken zie paragraaf 7.4.2.

Hiertoe is een overzicht gegeven van de verschillende bouwmethodieken die hiervoor in aanmerking zouden kunnen komen en is van iedere bouwmethodiek een korte beschrijving gegeven.

Vervolgens is in de paragraaf 7.3 en 7.5 voor een aantal specifieke gevallen en bouwlocaties nagegaan welke bouwmethodieken technisch gezien geschikt zijn. De financiële aspecten zijn hierbij buiten beschouwing gelaten, omdat die afhankelijk van de lokale omstandigheden per project aanzienlijk kunnen verschillen.

Op grond van het uitgevoerde onderzoek kan worden geconcludeerd dat voor de Nederlandse bodemopbouw voldoende bijkomende technieken beschikbaar zijn voor het kunnen realiseren van geboorde tunnels. Welke bijkomende techniek in een specifiek geval de voorkeur heeft is niet in het algemeen aan te geven, maar wordt sterk bepaald door de lokale omstandigheden.

Voor de bouwlocatie zijn onderzocht de geschematiseerde omstandigheden in respectievelijk Amsterdam, Rotterdam en Utrecht. Tezamen geven deze locaties een goed beeld van de omstandigheden in Nederland.

	maaiveld	gwst
Amsterdam	N.A.P.	0.50 m - N.A.P.
Rotterdam	2.00 m + N.A.P.	2.00 m - N.A.P.
Utrecht	2.00 m + N.A.P.	N.A.P.

De grondgesteldheden van de locaties zijn opgenomen in bijlage II.

Onderzocht zijn de bouwkuiptechnieken die kunnen worden toegepast voor de bouw van:

- start- en ontvangtschachten;
- toegangsschachten ten behoeve van vluchtroutes, ventilatie en combinaties van materialenaanvoer en ventilatie;
- op- en afritten.

In tabel 7.1 zijn de afmetingen van de voorzieningen aangegeven als functie van de tunneldiameter en de diepteligging van de buis.

tabel 7.1 Overzicht toepassingsgebieden

	Inw. buis diam.	Start- en ontvangstschacht	Toegangsschachten			Op- en afritten
			Vlucht	Ventilatie	Mater.+ Vent.	
Aanlegdiepte ondiep [m]	5.50	15.6**	16.2	10.1	10.1	16.2**
	7.50	19.8**	20.6	12.3	12.3	20.6**
	11.00	27.0**	28.0	16.0	16.0	28.0**
Aanlegdiepte diep [m]	5.50	n.v.t.	35.0	28.9	28.9	n.v.t.
	7.50	n.v.t.	35.0	26.7	26.7	n.v.t.
	11.00	n.v.t.	35.0	23	23	n.v.t.
Schacht-afmetingen, enkele buis breedte x lengte [m]	5.50	12.1x60*	4.0 x 7.0	3.0 x 4.0	4.0 x 7.0	
	7.50	14.3x60*				
	11.00	18.0x60*				
Schacht-afmetingen, dubbele buis breedte x lengte [m]	5.50	18.2x60*	4.0 x 7.0	3.0 x 4.0	4.0 x 7.0	
	7.50	25.6x60*				
	11.00	33.0x60*				

* voor de ontvangstschachten is slechts een lengte van 20 m noodzakelijk.

** incl. 3.00 meter voor watergangen e.d. in de directe nabijheid.

Tevens zijn uitbouwtechnieken onderzocht voor:

- Vergroting van de buisdiameter voor b.v. stations, opstelsporen of overloopwissels;
- Splitsing van tunnelbuizen.

De benodigde gronddekking op de tunnel vloeit voort uit de eis dat het onderhoud van de boorkop onder verhoogde luchtdruk plaats moet kunnen vinden. De benodigde gronddruk volgt dan uit de grondwaterstand en het volume gewicht van de grond boven de tunnel.

Hoewel de minimale gronddekking dus voor iedere situatie berekend dient te worden is in deze paragraaf uitgegaan van de vuistregel van 1 maal de tunnel-diameter, terwijl voor in een tracé aanwezige watergangen e.d. 3 m in de beschouwing is meegenomen. Bij het ontbreken van watergangen e.d. dient voor de aanlegdiepte van schachten en de op- en afritten deze 3 meter in de matrices van deze paragraaf in mindering te worden gebracht.

In de directe omgeving van de startschacht zal in het algemeen nog geen onderhoud aan de boorkop gepleegd behoeven te worden, zodat daar met een geringere gronddekking volstaan kan worden. Het minimaliseren van de gronddekking leidt echter tot het smaller worden van de zettingstrog, waardoor bij een gelijk aangenomen grondverlies de zettingen boven de tunnel toe zullen nemen.



1.2 Bouwkuiptechnieken

Aan de hand van de beschikbare bouwmethoden is een inventarisatie gemaakt van de voor het betreffende doel mogelijk toe te passen bouwmethoden.

De bouwmethoden die in aanmerking komen zijn de volgende:

1. Stalen damwanden
2. Diepwanden
3. Palenwanden
4. Pneumatische caissons
5. Putringen
6. Onderwaterbeton
7. Bentoniet-cementwanden
8. Bemaling
9. Buizenmethode
10. Hulpbruggen
11. Wanden-dak methode
12. PVC-vliesconstructies
13. Chemische injectie
14. VHP-grouting
15. Vriezen

Per bouwmethode is navolgend beknopt weergegeven:

1. Een algemene omschrijving;
2. De algemene toepassingsgebieden;
3. De bijzonderheden.

1.2.1 Stalen Damwanden

Algemene omschrijving

Stalen damwanden zijn wanden die bestaan uit in de grond geheide, getrilde of gedrukte elementen. Voor deze elementen zijn de mogelijkheden:

- (standaard) stalen damwandprofielen;
- stalen buispalen gecombineerd met damwandprofielen;
- HE-profielen gecombineerd met damwandprofielen;
- aaneengesloten wand van HE-profielen.

De buispalen en de HE-profielen dienen te zijn voorzien van aangelaste slotprofielen.

Afhankelijk van de grondgesteldheid en de grondwaterdruk kunnen ingeval van combinatiewanden 1, 2 of 3 damwandprofielen als tussenplank worden toegepast. Om de waterdichtheid te vergroten kan worden overwogen de sloten dicht te lassen of te vullen.

Stalen damwanden worden, afhankelijk van de te keren hoogte, toegepast met of zonder stempeling/verankering.

Toepassingsgebieden

Grond en/of waterkerende wanden voor zowel bouwkuipen als ook definitieve wanden.



Bijzonderheden

- Bij toepassing als bouwkuipwand is geen of weinig bemaling noodzakelijk indien gecombineerd met onderwaterbeton of een afsluitende laag.
- Speciale aandacht is noodzakelijk bij toepassing in stedelijke gebieden in verband met obstakels.

1.2.2**Diepwanden***Algemene omschrijving*

De diepwanden-methode houdt in het graven van een sleuf onder een steun-vloeistof, die daarna opgevuld wordt met beton danwel geprefabriceerde beton-elementen.

Het graven van een sleuf kan geschieden volgens een continu proces, bijvoorbeeld frezen, of volgens een discontinu proces, bijvoorbeeld met grippers. De diepte van diepwanden is in principe onbeperkt, waarbij voor grotere diepten continue graafmethoden de voorkeur genieten.

Om de diepwandsleuf in stand te houden blijft deze tijdens het graven gevuld met een bentoniet suspensie waarvan het vloeistofpeil zich tenminste een meter boven het grondwater niveau moet bevinden. Het volume gewicht van de suspensie bedraagt ca. 10.5 kN/m³. Deze suspensie ontleent zijn stabiliserende werking aan het feit dat zich een cake vormt tegen de sleufwand. De bentoniet dringt, afhankelijk van de grondsoort, enige centimeters de grond in en vormt een waterafsluitende laag. De suspensie houdt loskomende deeltjes vast zodat deze afgevoerd kunnen worden. Na voltooiing van een sleufelement kan een wapeningskorf worden neergelaten en de sleuf vervolgens van onderaf worden gevuld met beton. Het is ook mogelijk geprefabriceerde beton-panelen in de sleuf te plaatsen, al dan niet in combinatie met ter plaatse gestorte gedeelten.

De kwaliteit van het diepwand-paneel kan gecontroleerd worden door de stijging van het betonoppervlak te vergelijken met het betonverbruik. Een onregelmatig verloop duidt op plaatselijk bezwijken van de sleufwand. In principe echter zijn voor diepwanden hoge betonsterkten goed bereikbaar.

Toepassingsgebieden

- Kan zowel als water- en als grondkering worden gebruikt.
- Diepwanden zijn geschikt om als blijvende wand voor tunnels, opritten en schachten te fungeren.
- De methode is in principe voor elke grondsoort en diepte toepasbaar.

Bijzonderheden

- De methode is trillingsvrij.
- Diepwandpanelen zijn bijzonder stijf en daarmee geschikt om grondverplaatsingen door ontgravingen beperkt te houden. Dit is met name van belang bij ontgravingen dicht naast bebouwing.
- Voegconstructies vragen in verband met waterdichtheid bijzondere aandacht.
- Op grond van milieutechnische eisen wordt het steeds moeilijker om met bentoniet spoeling vermengde grond vrijelijk te mogen storten. Hierdoor wordt steeds meer overgegaan op het regenereren van bentoniet.
- De benodigde installaties voor het bereiden van bentoniet spoeling en de regeneratie ervan nemen veel ruimte in beslag.



1.2.3 Palenwanden

Algemene omschrijving

Een palenwand is een grond- en waterkerende wandconstructie, die is samengesteld uit elkaar overlappende, in de grond gevormde palen.

De toegepaste palen zijn veelal:

- Boorpalen, een funderingspaal waarbij in de grond onder bentonietspoelen een gat wordt geboord, dat vervolgens met betonspecie wordt gevuld.
- Schroefpalen, een funderingspaal waarbij een doorlopende avegaar in de grond wordt geboord en bij het trekken ervan gelijktijdig via een holle as betonspecie met enige overdruk wordt ingebracht.
- Buisschroefpalen, een schroefpaal waarbij de holle as van de avegaar zodanige afmetingen heeft, dat daarin een wapeningsnet kan worden aangebracht.
- Verbuisde schroefpalen, een schroefpaal waarbij de avegaar tijdens het inboren en trekken wordt omhuld door een, in tegenovergestelde richting draaiende buis. Hierdoor wordt ontspanning van de omringende grond beperkt.

Tijdens het vervaardigen van de wand worden de palen om en om gemaakt. De tussenliggende palen worden vervolgens gemaakt nadat het beton van de reeds vervaardigde palen enigszins is opgestijfd. Of de palen overlappend worden uitgevoerd hangt af van de al dan niet waterkerende functie van de wand.

Toepassingsgebieden

Palenwanden worden toegepast voor het vervaardigen van grond- en waterkerende wanden ten behoeve van een te realiseren bouwkuip.

Het grote voordeel van dit type wand is dat de uitvoering ervan geluidsarm en trillingsvrij plaatsvindt, zodat toepassing ervan in de binnenstad en in de directe nabijheid van bestaande bebouwing mogelijk is.

In verband met benodigd vermogen van de boormotor is de lengte van de palen beperkt tot 30 à 35 m. Bij grotere diepten bestaat de mogelijkheid om de palenwand in meerdere voor elkaar geplaatste palenrijen uit te voeren, waarbij steeds vanuit een dieper niveau van ontgraven wordt uitgegaan.

Om verzekerd te zijn van een waterdichte aansluiting tussen beide palenrijen kan bijvoorbeeld groutinjectie worden toegepast.

Bijzonderheden

- Alleen bij een zorgvuldige uitvoering is een waterdichte wand te realiseren.
- Verder is de lengte van aan te brengen wapening bij schroefpalen beperkt.

1.2.4 Pneumatische Caissons

Algemene omschrijving

De pneumatische caisson wordt gevormd door een betonnen bak ter grootte van de toegangs-/ontvangtschacht, al dan niet versterkt met roosterbalkconstructies.

De constructie wordt op het maaiveld gebouwd, bij voorkeur in één keer, indien niet anders mogelijk is in fasen afgewisseld met het afzinken.

Onder de bakconstructie bevindt zich een werkkamer opgebouwd uit cellen gevormd door korte wanden.



Het geheel wordt afgezonken door in de werkkamer, onder meer dan atmosferische druk, de ondergrond beheerst te ontgraven. Ter verlaging van de wandwrijving kan aan de buitenzijde een bentonietspoeling worden toegepast. Nadat de pneumatische caisson op diepte is wordt de werkkamer gevuld met beton.

Een goede afstemming van gewicht van het caisson, de wrijfweerstand van de wanden en de afmetingen van de snijranden is vereist.

Toepassingsgebieden

Op alle lokaties en aanlegdiepten is de pneumatische caisson toepasbaar.

Bijzonderheden

- Zonder de omringende grondwaterstand te beïnvloeden kan een schacht gevormd worden.
- De bouw kan op maaiveldniveau plaatsvinden.
- De stabiliteit zal grotendeels ontleend moeten worden aan het grondvlak.
- In de werkkamer wordt onder meer dan atmosferische druk gewerkt.
- Rekening moet worden gehouden met het in depot, of met een scheidingsinstallatie, ontwateren van de uitkomende grond.
- In verband met de bestaande wettelijke bepalingen inzake het werk onder overdruk (3.5 ato), wordt de diepte tot waar kan worden afgezonken beperkt tot 35 m.

1.2.5 Putringen

Algemene omschrijving

Putringen kunnen als cirkelvormige of rechthoekige doosconstructies zonder bodem op het maaiveld gemaakt worden. Het toepassen van roosterbalk-constructies moet zoveel als mogelijk vermeden worden in verband met het ontgraven.

De putringen worden afgezonken door het in den natte ontgraven van de zich binnen en onder de snijranden bevindende grond vanaf het maaiveld.

Ter verlaging van de wandwrijving kan aan de buitenzijde een bentonietspoeling worden toegepast.

Nadat de putringen op diepte zijn wordt een bodemafluiting gerealiseerd door middel van het aanbrengen van een vloer van onderwaterbeton.

Afhankelijk van het aanlegniveau en de dikte van het onderwaterbeton kan deze vloer als een constructieve vloer worden uitgevoerd of eventueel na het droogzetten van de schacht versterkt met een constructieve vloer in den droge. Een en ander is mede afhankelijk van het al dan niet toepassen van trekpalen in het onderwaterbeton.

Toepassingsgebieden

Afhankelijk van het ontgravingsmaterieel en de aanlegdiepte kunnen putringen op alle lokaties worden toegepast.

In tegenstelling tot de pneumatisch caisson zullen er evenwel beperkingen zijn vanwege het graafmaterieel en het eigen gewicht benodigd voor het afzinken.

Bijzonderheden

- Zonder de omringende grondwaterstand te beïnvloeden kan een schacht gevormd worden.

- Aandachtspunt is het aanbrengen van de afsluitende laag van onderwaterbeton.
- De stabiliteit zal grotendeels ontleend moeten worden aan het grondvlak.

1.2.6 Onderwaterbeton

Algemene omschrijving

Onderwaterbeton is een specifieke toepassing van in het werk gestort beton, waarbij het aanbrengen en verharderen van de betonspecie onder de waterspiegel plaats vindt. In verband met deze toepassing worden speciale eisen gesteld aan de materiaaleigenschappen van de betonspecie en de uitvoeringsmethodiek.

Wat betreft de materiaaleigenschappen zijn vooral de verwerkbaarheid (zetmaat > 160 mm), de segregatiegevoeligheid (uitspoelgedrag $\leq 5\%$) en het luchtgehalte ($\leq 5\%$) van belang.

De methodiek voor het onder water storten van de betonspecie dient er vooral op gericht te zijn om ontmenging te voorkomen.

Gebruikelijke methoden zijn:

- De contractormethode en de pompmethode, waarbij de onderzijde van de stortpijp zich tenminste 1 m beneden de oppervlakte van de reeds gestorte betonspecie dient te bevinden;
- De hydroventielmethode, waarbij een stortpijp wordt toegepast in de vorm van een platgeperste broekspijp van een flexibel waterdicht materiaal. Op grotere diepte onder de waterspiegel drukt de toenemende waterdruk de stortpijp dicht, waardoor de valsnelheid van de betonspecie in de stortpijp wordt beperkt;
- Het Hopdobbersysteem, waarbij een "drijvende stortkoker" tijdens het storten met een stortfront "vloeiend" over de oppervlakte van de reeds gestorte specie kan worden verplaatst.

Afhankelijk van de functie ervan kan onderwaterbeton al dan niet in gewapende uitvoering worden toegepast.

Toepassingsgebieden

Onderwaterbeton heeft onder andere de volgende toepassingsgebieden:

- Het horizontaal afsteunen van de bouwkuipwanden na het droogzetten van de bouwput.
- Het verzorgen van een waterdichte bodemafsluiting van de bouwkuip.
- Het voorkomen van opbarsten van de bodem van de bouwkuip nadat deze is drooggezet, waarbij veelal tevens gebruik wordt gemaakt van trekelementen die de onderwaterbeton vloer aan het grondmassief verankeren.
- Definitieve constructievloeren.

Bijzonderheden

Om ongewenste scheurvorming in een vloer van onderwaterbeton te voorkomen verdient het aanbeveling het cementgehalte zoveel mogelijk te beperken, cement met een lage hydratatiwarmte te kiezen bij grotere oppervlakken en eventueel dilatatievoegen toe te passen.

Daarnaast dient de ondergrond voldoende draagkrachtig te zijn om het beton tijdens het verharderen te dragen.

Om verzekerd te zijn van een goede waterdichte aansluiting met de verticale wanden dienen de aansluitvlakken zorgvuldig te worden ontdaan van aanhangende grond.

1.2.7 Bentoniet-cementwanden

Algemene omschrijving

De bentoniet-cementwand is een in de grond gemaakte wand. Met speciaal ontwikkeld materieel (grijper) wordt hiertoe een sleuf gegraven die tijdens het ontgraven wordt gevuld met een bentoniet-cement mengsel. Aanvankelijk zorgt de bentoniet-cement voor het afsteunen van de sleuf.

Veelal geschiedt het ontgraven in secties van ca. 3 m waarbij om en om gewerkt wordt.

Door de aanwezigheid van de cement stijft de wand na verloop van tijd op. Op deze wijze wordt een waterremmende wand verkregen. Om de waterdichtheid te vergroten kan in de verse bentoniet-cementwand een foliescherm of een (relatief dunne) damwand aangebracht worden.

Grondkerende wanden ontstaan wanneer de wand over een bepaald gedeelte aan de bovenzijde wordt voorzien van (geprefabriceerde) beton- of damwanden.

Toepassingsgebieden

Waterkerende wanden voor zowel bouwkuipen alsook definitieve wanden.

Over het bovenste gedeelte kan ook een grondkerende functie vervuld worden.

Bijzonderheden

- Bij toepassing als bouwkuipwand geen of weinig bemaling noodzakelijk.
- Bij toepassing als bouwkuipwand is een afsluitende horizontale laag noodzakelijk.
- Doorlatendheid bentoniet-cementwand: 10^{-8} m/s
- Bij een bentoniet-cementwand is een steuntalud noodzakelijk.
- De vervormingscapaciteit van de wand is beperkt Omdat over een beperkte diepte relatief grote verplaatsingsverschillen verwacht kunnen worden, zijn aanvullende maatregelen noodzakelijk om de waterdichtheid te garanderen.
- De constructie vergt een groot ruimtebeslag.

1.2.8 Bemaling

Algemene omschrijving

Onder bemaling wordt verstaan het verlagen van de grondwaterstand of het verlagen van de stijghoogte van spanningswater.

In principe zijn twee typen bemalingen mogelijk, te weten:

- Open bemaling, via afvoersloten of drains wordt het toetredende water met behulp van vuilwaterpompen afgevoerd.
- Bronbemaling, hierin zijn te onderscheiden:
 - Vacuumbemaling, rondom de bouwput worden putten geplaatst die worden aangesloten op een zuigleiding die door onderdruk het water afvoert. Deze onderdruk kan geleverd worden door centrifugaal- of plunjerpompen.

- Bemaling met onderwaterpompen, bij dit systeem wordt in elke put een pomp gehangen die door overdruk het water naar boven pompt.

Toepassingsgebieden

- Bemaling kan worden toegepast om de grondwaterstand in de bouwput zodanig te verlagen dat in den droge gewerkt kan worden.
- Door spanningswater in diepgelegen zandlagen te bemalen kan opbarsten van de bouwputbodem worden voorkomen.
- Door de grondwaterstand te verlagen is het soms mogelijk het maken van onderdelen van een tunnel, b.v. ondergronds uitbouwen, zonder waterbezwaar uit te voeren.
- Vacuumbemaling is mogelijk tot een opvoerhoogte van ca. 7 m.

Bijzonderheden

- Door water te onttrekken aan samendrukbare lagen kunnen zettingen en zettingsverschillen ontstaan in de omgeving.
- Door bemaling kan toestroming ontstaan van verontreinigde stoffen. Om problemen te voorkomen dient het milieu-onderzoek uitgevoerd te worden tot ruim buiten de eigenlijke projectgrenzen.
- De bedrijfszekerheid van de bemaling verdient speciale aandacht.
- Retourbemaling kan problemen met betrekking tot grondwaterstands-verlaging buiten de bouwput verminderen.
- Voor het lozen van bemalingswater op het riool of het openbare water zijn vergunningen noodzakelijk, die tot aanvullende voorzieningen kunnen leiden met betrekking tot het reinigen van het onttrokken water.
- Door bemaling kan verdroging in de omgeving ontstaan met schade aan gewassen.
- Door bemaling kunnen waterwingebieden worden aangetast.

1.2.9 Buizenmethode

Algemene omschrijving

De buizenmethode is een bouwmethode die zijn toepassing vindt in de bouw van dakconstructies van metrostations en tunneldaken.

Vanuit een kleine bouwkuip naast het eigenlijke werk worden buisdelen in de grond geperst door middel van hydraulische vijzels, met uitschuifbare zuigers. De eerste buis is voorzien van een stalen snijrand om de grond te doorsnijden. De grond wordt machinaal of met de hand verwijderd en verder afgevoerd.

Door de buizen vlak naast elkaar te persen ontstaat, na injectie van de tussenruimte, een gesloten vlak. De buizen worden voorzien van zachtstaal- of voorspanwapening en vervolgens gevuld met beton, hetzij vanuit de uiteinden van de buis, danwel vanuit een naastliggende buis. Zo is een constructief dak gevormd, waaronder de bouw verder kan plaatsvinden.

De methode is op grote schaal toegepast bij de metrobouw in Antwerpen. Als buismateriaal werd zowel staal als asbestcement gebruikt, in diameters variërend van 1 tot 2 meter en lengtes van 1 tot 5 meter.

Toepassingsgebieden

- Bouwmethode om ondergronds werken te creëren, waarbij het maaiveld grotendeels in tact kan blijven.

Bijzonderheden

- Naast de te bouwen constructies is beperkte werkruimte nodig.
- In de Nederlandse omstandigheden zal vaak een beperkte bemaling nodig zijn om droog te kunnen werken.

1.2.10 Hulpbruggen*Algemene omschrijving*

Door ter plaatse van een weg of spoorweg in korte tijd een hulpbrug aan te brengen kan onder de hulpbrug worden ontgraven. Het verkeer kan zijn weg ongehinderd vervolgen. Onder de hulpbruggen kan dan een tunnel of station worden gerealiseerd. In Nederland vindt de toepassing van hulpbruggen vooral plaats bij de spoorwegen. Tijdens nachtwerk worden in de regel palen in de baan geschroefd, waarop direct een standaard hulpbrug kan worden bevestigd. Deze hulpbruggen zijn zeer eenvoudig van constructie en bestaan uit een viertal DIN-profielen met kruisverbanden. Tussen de palen door kan ontgraven worden.

In Nederland worden uiteraard ook hulpbruggen voor het de bouwkuip kruisend wegverkeer toegepast. In Japan wordt in grote steden het verkeer soms in langsricting over de bouwkuip gevoerd over een tijdelijk dek van stalen platen, dat de hele bouwkuip afdekt. Naast de weg worden damwanden ingebracht, die direct afgedekt worden door de afdekplaat. Onder deze plaat kan ontgraven en gebouwd worden zonder al te veel hinder voor het wegverkeer.

Toepassingsgebieden

- Bouwmethode om ondergronds te kunnen werken zonder het verkeer langdurig te hinderen.

Bijzonderheden

- Het aanbrengen van steunpunten moet bijzonder snel kunnen gebeuren, omdat anders het voordeel te niet wordt gedaan.

1.2.11 Wanden-Dak methode*Algemene omschrijving*

Bij de wanden-dak methode worden de wanden (stalen damwanden of diepwanden) en het dak eerst gemaakt, waarna de ontgraving en de afbouw onder het dak en het herstelde straatniveau afgemaakt kunnen worden.

Toepassingsgebieden

- Bouwmethode om het maaiveld in een vroeg stadium weer te herstellen (b.v. in stedelijke gebieden)

Bijzonderheden

- Om bemaling te voorkomen kunnen de ontgraving en de afbouw van de tunnel onder luchtdruk worden uitgevoerd of door de wanden door te zetten tot in een natuurlijke of kunstmatige ondoorlatende laag.

1.2.12 PVC-vliesconstructies

Algemene omschrijving

Een pvc-vliesconstructie is een horizontaal, in de grond aangebracht, pvc-vlies waarbij de boven het vlies gelegen laag grond en water zorgt voor een evenwicht met de onder het vlies heersende waterdruk.

De vliesconstructie kan worden aangebracht op de bodem van een bemalen bouwput met taluds. Indien bemaling een probleem vormt kan de vliesconstructie ook in een natte bouwput worden afgezonken.

De vliesconstructie wordt hierbij vanaf een ponton met een zeer geringe wateroverdruk neergelaten. Binnen de vliesconstructie dient een adequaat hemelwaterafvoer- en drainagesysteem te worden aangelegd. Aan de randen wordt de vliesconstructie afgewerkt met een over het talud lopend kielspit.

Aansluiting op verticale betonwanden of stalen damwanden geschiedt met behulp van een klemconstructie.

Toepassingsgebieden

PVC-vliesconstructies worden over het algemeen toegepast bij inritten van tunnels en verdiept aan te leggen wegen en spoorwegen. Met name de hoger gelegen gedeelten van de voornoemde toepassingen komen in aanmerking.

Dieper gelegen gedeelten vergen een te grote bemalingsopbrengst danwel een te groot ruimtebeslag.

Bijzonderheden

- Bemalingsvrije oplossing is mogelijk.
- Zeer economische oplossing.
- Goed beheersadvies is noodzakelijk in verband met het gevaar van "doorprikken" van de vliesconstructie.
- In studie is een oplossing waarbij een horizontaal vlies wordt toegepast in combinatie met damwanden.

1.2.13 Chemische Injectie

Algemene omschrijving

Onder het injecteren van grond verstaat men het persen van vloeistoffen in de poriën van de grond. Hiermee kan de doorlatendheid worden verkleind en de schuifweerstand worden vergroot.

De chemicaliën worden in de grond gebracht via injectielansen, injectie-elementen of manchetbuizen. De stramienmaat varieert hierbij globaal tussen 0.5 en 1 m.

De injectievloeistof wordt pas stijver enige tijd nadat het zijn uiteindelijke plaats heeft bereikt. Dit kan worden bereikt door een langzaam stijver wordende stof te gebruiken, danwel door na elkaar twee stoffen te injecteren, die samen reageren tot een vaste verbinding.



Om een gelijkmatig injectielichaam te verkrijgen moeten eerst de goed doorlatende lagen geïnjecteerd worden met een dikvloeibare vloeistof. Daarna kunnen de minder doorlatende lagen worden geïnjecteerd.

Indien het doel van de injectie slechts het creëren van een waterremmende laag is kan volstaan worden met het gebruik van een plastisch blijvende injectievloeistof.

Toepassingsgebieden

Chemische injectie kan gebruikt worden om een schacht mee te realiseren, door de grond rondom de schacht te injecteren. Bij toepassing van een rond injectie-lichaam ontstaat een in zichzelf stabiele constructie, waarbinnen een betonnen schacht kan worden opgetrokken.

Een andere toepassing is de uitbouw van een kleine schacht om voldoende ruimte te creëren voor de installatie van de boortrein. Met horizontale injectie kan een gewelf worden gevormd, waaronder de boortrein kan worden geïnstalleerd.

Chemische injectie kan worden gebruikt om bijvoorbeeld de bodem van een bouwput waterdicht af te sluiten of om een eerste aanzet of binnenkomst in de ontvangschacht van de boormachine mogelijk te maken.

Bijzonderheden

- De methode is trillingsvrij.
- Chemische injectie is slechts toepasbaar in grofkorrelig materiaal vanaf de fractie fijn zand.
- Verontreinigingen in de grond leiden tot zwakke plekken in het injectielichaam.
- Mogelijk milieutechnische problemen.

1.2.14 VHP-grouting

Algemene omschrijving

Very High Pressure (VHP)-grouting is een grondverbeteringstechniek waarbij de grond in situ vermengd wordt met cement door onder hoge druk grout in de grond te injecteren. Na verharding ontstaat een dragende groutkolom.

De werkwijze is als volgt:

- Een boorbuis ($d = \text{ca. } 90 \text{ mm}$) wordt tot op de gewenste diepte gebracht, bijvoorbeeld met de spoelboormethode.
- Na het op diepte komen wordt de onderkant van de boorbuis met een klep afgesloten. Via twee zeer kleine, tegenover elkaar gelegen openingen, wordt onder hoge druk (200 à 800 bar) een mengsel van water en cement in de grond geïnjecteerd. Door de hoge druk van het injectiemengsel wordt de grondstructuur verbroken en de gronddeeltjes vermengd met de grout.
- De roterende boorbuis wordt langzaam opgetrokken waardoor een homogene zuil ontstaat, met een diameter van 0.5 à 2 m, afhankelijk van het gekozen injectiesysteem en de grondslag.

Er bestaan verschillende VHP-systemen. Bij het mono-jet systeem wordt alleen een water-cement mengsel geïnjecteerd. Bij het bi-jet systeem wordt de water-cementstraal omhuld door een luchtmantel waardoor een grotere reikwijdte wordt bereikt. Bij het tri-jet systeem wordt de grond eerst losgewoeld met een water/ luchtstraal, waarna vervolgens de ontstane ruimte wordt geïnjecteerd met grout.



Toepassingsgebieden

- De methode is toepasbaar in alle grondsoorten.
- Het is mogelijk horizontale waterkerende lagen te creëren.
- Bruikbaar als grondkerende wand, bijvoorbeeld om een schacht mee op te trekken.
- De methode is geschikt voor funderingsversterking.

Bijzonderheden

- De methode is trillingsvrij.
- Doordat de grond niet ontspant is de methode toepasbaar dicht naast en onder bestaande bebouwing.

1.2.15 Vriezen*Algemene omschrijving*

Door het in de grond aanwezige water te bevriezen ontstaat een vast lichaam met een veel grotere sterkte en stijfheid dan de oorspronkelijke grond. De waterdichtheid is eveneens zeer groot. Dit maakt het mogelijk om onder meer verticale schachten uit te voeren met vriestechnieken.

Bij grote omvang van het vrieslichaam komt in eerste instantie het gebruik van pekkel (CaCl_2) in aanmerking. Voor kleinere werken en calamiteiten kan het gebruik van stikstof de voorkeur hebben. Om een schacht te maken worden verticale buizen in de grond geboord met een tussenafstand van 0.5 à 1.2 m.

Door de binnenbuis wordt de koelvloeistof met een temperatuur van -15 à -30°C naar beneden gepompt. Via een buitenbuis kan de vloeistof weer naar boven stromen, daarbij warmte opnemend van de omliggende grond. In de regel is na 20 à 40 dagen een voldoende groot vrieslichaam bereikt.

In de Nederlandse situatie is het wenselijk het vrieslichaam voort te zetten tot in een afsluitende laag. Na ontgraven kan direct tegen de bevroren grond een betonnen wand worden gestort.

Toepassingsgebieden

Vriestechnieken zijn in alle grondsoorten toepasbaar. Bij een te lage grondwaterstand kan eventueel water geïnjecteerd worden. De sterkte hangt af van de grondsoort.

Met name voor ronde schachten is deze methode geschikt, omdat het vrieslichaam dan in zichzelf stabiel is.

Deze methode is ook te gebruiken om een kleine toegangsschacht zodanig uit te breiden dat er een boortrein in geplaatst kan worden.

Bijzonderheden

- Geen verlaging van de grondwaterstand buiten de schacht.
- De methode is trillingsvrij.
- De kosten lopen op bij toenemende uitvoeringsduur vanwege de energietoevoer.
- Er treedt zwelling op van de grond in slecht doorlatende grondsoorten.
- De verplaatsingen nemen in de tijd toe door kruip.
- De constructie vergt een groot ruimtebeslag.

1.3

Toepasbaarheid Bouwkuipmethoden

De keuze voor een bouwmethode wordt in hoge mate bepaald door de lokale omstandigheden. In principe zal altijd een kostenvergelijking worden gemaakt tussen de verschillende mogelijkheden. Het is echter wel mogelijk een aantal globale ontwerpoverwegingen te geven.

Buiten kosten is er nog een aantal criteria te noemen:

- mogelijkheid tot bemalen
- ruimtebeslag
- stijfheid constructie
- trillingsoverlast

In principe is de open bouwput (met taluds) altijd de goedkoopste oplossing. Echter gezien het ruimtebeslag van bouwputten en de nadelige gevolgen van bemalingen, is deze oplossing in stedelijk gebied veelal niet toepasbaar. De toepassing van een bouwkuip met stalen damwanden is dan de aangewezen oplossing. Vooral als de damwanden hergebruikt kunnen worden is deze oplossing zeer concurrerend.

Afhankelijk van de lokale omstandigheden moeten de damwanden gecombineerd worden met bemaling of onderwaterbeton en eventueel trekpalen. De maximale diepte waarop damwanden zijn in te brengen is echter beperkt - tot ca 30 m - en daarmee ook het toepassingsgebied.

Indien naast bestaande funderingen moet worden gebouwd kunnen trillingen die ontstaan bij het inbrengen van de damwanden problematisch zijn. Uiteraard ook in verband met geluidsoverlast. Het is dan te overwegen de damwanden te drukken. Ook kan de toepassing van diepwanden of boorpaalwanden worden overwogen. Deze constructies zijn stijver dan standaard damwandprofielen, zodat nazakkingen achter de wand beperkt blijven. De stijfheid van combiwanden is overigens vergelijkbaar met die van diepwanden. De toepassing van diepwanden is vooral concurrerend indien verticaal draagvermogen vereist is en de wanden in de definitieve constructie worden opgenomen. De toepassing van boorpaalwanden blijft beperkt tot geringe dieptes en geniet de voorkeur als alleen licht materieel ter plaatse kan komen. De mobilisatiekosten zijn geringer dan bij diepwanden.

Methodes als caissons en putringen kunnen ook overwogen worden als niet bemaald kan worden. Voordeel is dat de werkzaamheden boven maaiveld plaats kunnen vinden en er geen bouwput nodig is.

Om de overlast op straatniveau te beperken kan de buizenmethode worden toegepast, of hulpbruggen worden gebruikt. Beide in combinatie met de overige methodieken. Met de wanden-dak methode kan de duur van de overlast op straatniveau worden beperkt.

De toepasbaarheid van de bouwmethoden, zoals deze omschreven zijn in paragraaf 7.2, wordt aangegeven in de navolgende matrices voor de situaties:

- Start- en ontvangtschacht
- Vluchtschacht
- Ventilatie-/materiaalschacht
- Open in- en uitritten
- Gesloten in- en uitritten



In de beschouwing wordt meegenomen dat de lokaties Amsterdam en Rotterdam, voor wat betreft de aanwezigheid van een natuurlijk afsluitende laag, gelijk zijn. De lokatie Utrecht is ten opzichte van het voorgaande afwijkend. Voor de grondopbouw zij verwezen naar bijlage II.

1.3.1 Start- en Ontvangstschacht

Tabel 7.2 Bouwkuipmethoden voor Start- en Ontvangstschacht

START- EN ONTVANGST SCHACHT l= 60.00/20.00 m		Enkele buis Ø			Dubbele buis Ø		
		5.50	7.50	11.00	5.50	7.50	11.00
Aanlegdiepte***		16.20	20.60	28.00	16.20	20.60	28.00
Breedte		12.10	14.30	18.00	18.20	25.60	33.00
Amsterdam	Ondiep	1 icm 6* 2 icm 6* 3 icm 6* 4		1+2** icm 6 1+3** icm 6 2 icm 6 3 icm 6 4		als enkele buis	
	diep 35m	als 11.00 ondiep			als enkele buis		
Rotterdam	ondiep	als Amsterdam			als Amsterdam		
	diep 35m						
Utrecht	ondiep	icm 1 6,13/14 2 6,13/14 3 6,13/14 4		icm 1+2** 6,13/14 1+3** 6,13/14 2 6,13/14 3 6,13/14 4		als enkele buis	
	diep 35m	als 11.00 ondiep					

Opmerkingen:

- icm : in combinatie met
- 13/14 : 13 of 14
- * In de situaties Amsterdam en Rotterdam kan het benutten van de natuurlijke afsluitende laag worden overwogen.
- ** Bovenste gedeelte te keren middels damwand in verband met gemak bij slopen omdat in stedelijke gebieden de bovenste laag obstakelvrij moet worden opgeleverd.
- *** Inclusief 3 m voor watergangen e.d. in de directe nabijheid.

Codering Bouwkuipmethoden

1. Stalen damwanden	6. Onderwaterbeton	11. Wanden-Dak methode
2. Diepwanden	7. Bentoniet-cementwanden	12. PVC-Vliesconstructie
3. Palenwanden	8. Bemaling	13. Chemische Injectie
4. Pneumatische caissons	9. Buizenmethode	14. VHP-Grouting
5. Putringen	10. Hulpbruggen	15. Vriezen

1.3.2

Vluchtschacht

Tabel 7.3 Bouwkuipmethoden voor Vluchtschacht

VLUCHTSCHACHT		Enkele buis Ø			Dubbele buis Ø		
7.00 x 4.00		5.50	7.50	11.00	5.50	7.50	11.00
Aanlegdiepte**		16.20	20.60	28.00	16.20	20.60	28.00
Breedte		12.10	14.30	18.00	18.20	25.60	33.00
Amsterdam	Ondiep	1 icm 6*	1		als enkele buis		
		2 icm 6*	2 icm 6				
		3 icm 6*	3 icm 6				
		4	4				
		5 icm 6*	5 icm 6				
	diep 35m	als 11.00 ondiep			als enkele buis		
Rotterdam	ondiep	als Amsterdam			als Amsterdam		
	diep 35m						
Utrecht	ondiep	1 icm 6,13/14	1		als enkele buis		
		2 icm 6,13/14	2 icm 6,13/14				
		3 icm 6,13/14	3 icm 6,13/14				
		4	4				
		5 icm 6,13/14	5 icm 6,13/14				
	diep 35m	als 11.00 ondiep					

Opmerkingen:

- icm : in combinatie met
- 13/14 : 13 of 14

* In de situaties Amsterdam en Rotterdam kan het benutten van de natuurlijke afsluitende laag worden overwogen.

** Inclusief 3 m voor watergangen e.d. in de directe nabijheid.

Codering Bouwkuipmethoden

1. Stalen damwanden	6. Onderwaterbeton	11. Wanden-Dak methode
2. Diepwanden	7. Bentoniet-cementwanden	12. PVC-Vliesconstructie
3. Palenwanden	8. Bemaling	13. Chemische Injectie
4. Pneumatische caissons	9. Buizenmethode	14. VHP-Grouting
5. Putringen	10. Hulpbruggen	15. Vriezen

1.3.3

Ventilatie-/materiaalschacht

Tabel 7.4 Bouwkuipmethoden voor Ventilatie-/materiaalschacht

VENT-/MAT.SCHACHT V+M 7.00 x 4.00 m Vent 4.00 x 3.00 m		Enkele buis Ø			Dubbele buis Ø		
		5.50	7.50	11.00	5.50	7.50	11.00
Aanleg ondiep		10.10	12.30	16.00	10.10	12.30	16.00
Aanleg diep		28.90	26.70	23.00	28.90	26.70	23.00
Amsterdam	Ondiep	1 icm 13 of 14 2 icm 13 of 14 3 icm 13 of 14 4 icm 13 of 14 5 icm 13 of 14 15			als enkele buis		
	diep 35m	als 11.00 ondiep			als enkele buis		
Rotterdam	ondiep	als Amsterdam			Als Amsterdam		
	diep 35m						
Utrecht	ondiep	als Amsterdam			als Amsterdam		
	diep 35m						

Opmerkingen:

- icm : in combinatie met

Codering Bouwkuipmethoden

1. Stalen damwanden	6. Onderwaterbeton	11. Wanden-Dak methode
2. Diepwanden	7. Bentoniet-cementwanden	12. PVC-Vliesconstructie
3. Palenwanden	8. Bemaling	13. Chemische Injectie
4. Pneumatische caissons	9. Buizenmethode	14. VHP-Grouting
5. Putringen	10. Hulpbruggen	15. Vriezen

1.3.4 Open In- en Uitritten

Tabel 7.5 Bouwkuipmethoden voor Open In- en Uitritten

OPEN IN- EN UITRITTEN		Aanlegdiepte tot 7.5 m
Amsterdam	Ondiep	1 icm 6, 13 of 14 2 icm 6, 13 of 14 3 icm 6, 13 of 14 7* 12**
Rotterdam	ondiep	als Amsterdam
Utrecht	ondiep	1 icm 6, 13 of 14 2 icm 6, 13 of 14 3 icm 6, 13 of 14 12**

Opmerkingen:

- icm : in combinatie met

* In combinatie met taluds en natuurlijke afsluitende laag.

** In combinatie met taluds.

Codering Bouwkuipmethoden

1. Stalen damwanden	6. Onderwaterbeton	11. Wanden-Dak methode
2. Diepwanden	7. Bentoniet-cementwanden	12. PVC-Vliesconstructie
3. Palenwanden	8. Bemaling	13. Chemische Injectie
4. Pneumatische caissons	9. Buizenmethode	14. VHP-Grouting
5. Putringen	10. Hulpbruggen	15. Vriezen

1.3.5

Gesloten In- en Uitritten

Tabel 7.6 Bouwkuipmethoden voor Gesloten In- en Uitritten

GESLOTEN IN- EN UITRITTEN		Enkele buis Ø			Dubbele buis Ø		
		5.50	7.50	11.00	5.50	7.50	11.00
Aanlegdiepte		16.20	20.60	28.00	16.20	20.60	28.00
Amsterdam	Ondiep	1 icm 6*		1+2** icm 6 1+3** icm 6	als enkele buis		
		2 icm 6*		2 icm 6			
		3 icm 6*		3 icm 6			
		4		4			
		9		9			
		11***		11***			
Rotterdam	ondiep	Als Amsterdam					
Utrecht	ondiep	icm		icm	als enkele buis		
		1 6,13/14		1+2** 6,13/14 1+3** 6,13/14			
		2 6,13/14		2 6,13/14			
		3 6,13/14		3 6,13/14			
		4		4			
		9		9			
		11		11			

Opmerkingen:

- icm : in combinatie met

* In de situaties Amsterdam en Rotterdam kan het benutten van de natuurlijke afsluitende laag worden overwogen.

** Bovenste gedeelte te keren middels damwand in verband met gemak bij slopen omdat in stedelijke gebieden de bovenste laag obstakelvrij moet worden opgeleverd.

Codering Bouwkuipmethoden

1. Stalen damwanden	6. Onderwaterbeton	11. Wanden-Dak methode
2. Diepwanden	7. Bentoniet-cementwanden	12. PVC-Vliesconstructie
3. Palenwanden	8. Bemaling	13. Chemische Injectie
4. Pneumatische caissons	9. Buizenmethode	14. VHP-Grouting
5. Putringen	10. Hulpbruggen	15. Vriezen



1.4 Uitbouwtechnieken

Voor het uitbouwen van de tunnelbuis t.b.v. stations kan gebruik gemaakt worden van ondergrondse uitbouwtechnieken. Alléén als een open bouwput geheel niet mogelijk/wenselijk is zal voor een ondergrondse uitbouwmethode gekozen worden.

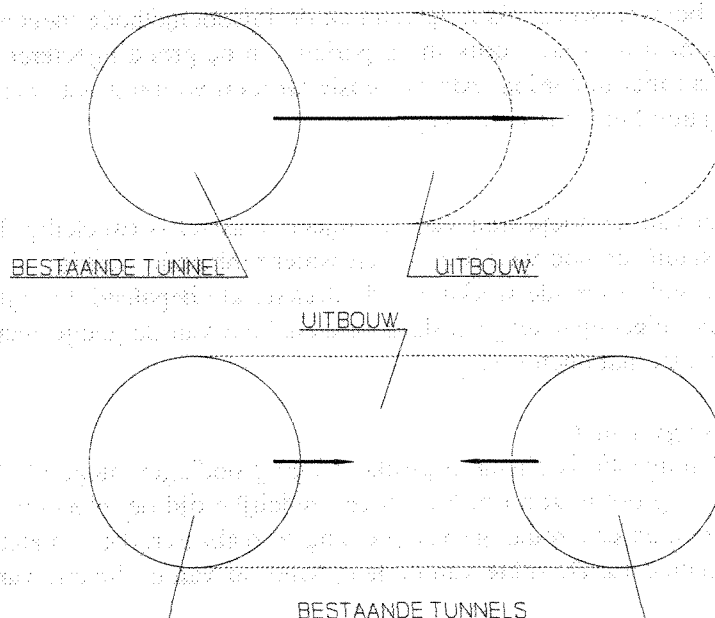
Bij ondergrondse uitbouwtechnieken zullen bestaande funderingen binnen de invloedszone van de uitbouw meestal een probleem vormen.

Door de uitbouwtechniek zullen, evenals bij het tunnelboorproces, de spanningen in de ondergrond aan verandering onderhevig zijn waardoor zettingen, in meer of mindere mate, zullen optreden.

Voor het bepalen van de omvang van de zettingen en spanningsveranderingen moeten eerst de uitbouwtechnieken nader bestudeerd worden.

Deze problematiek kan inzichtelijk gemaakt middels de schetsjes van figuur 7.1. Hierbij zijn 2 situaties reëel:

- vanuit een bestaande tunnel een éénzijdige uitbouw
- de koppeling van twee naast elkaar gelegen tunnelbuizen



figuur 7.1 Principe uitbouwtechnieken

Hierbij komt een aantal problemen aan de orde waarvoor een oplossingstechniek gevonden moet worden:

- stabiliteit van de ontgraving
- constructievorm en bouwwijze

De stabiliteit van de ontgraving is hierbij een belangrijke factor. Hiervoor staan een tweetal hulptechnieken ter beschikking:

- injectie van de bodem
- bevrozing van de bodem

Een tijdelijke bemaling van de grondwaterstand kan als hulpmiddel worden gebruikt bij injectie van de bodem.

Indien de uitbouwwijze en de optredende zettingen en spanningsveranderingen bekend zijn staan een aantal van de technieken ter beschikking welke in de vorige paragraaf genoemd zijn.

1.4.1 Bouwkuipen

Hiervoor zij verwezen naar paragraaf 7.2

1.4.2 Ondergrondse Uitbouwtechnieken

1.4.2.1 Injecteren

Inleiding

Bij het bouwen wordt als hulptechniek de injectiemethode toegepast. Hieronder verstaat men het onder druk in de poriën van de grond injecteren van vloeistoffen, die al dan niet uitharden. Als suspensie worden vooral grout, waterglas, en in de laatste jaren kunstharsen toegepast.

Doel

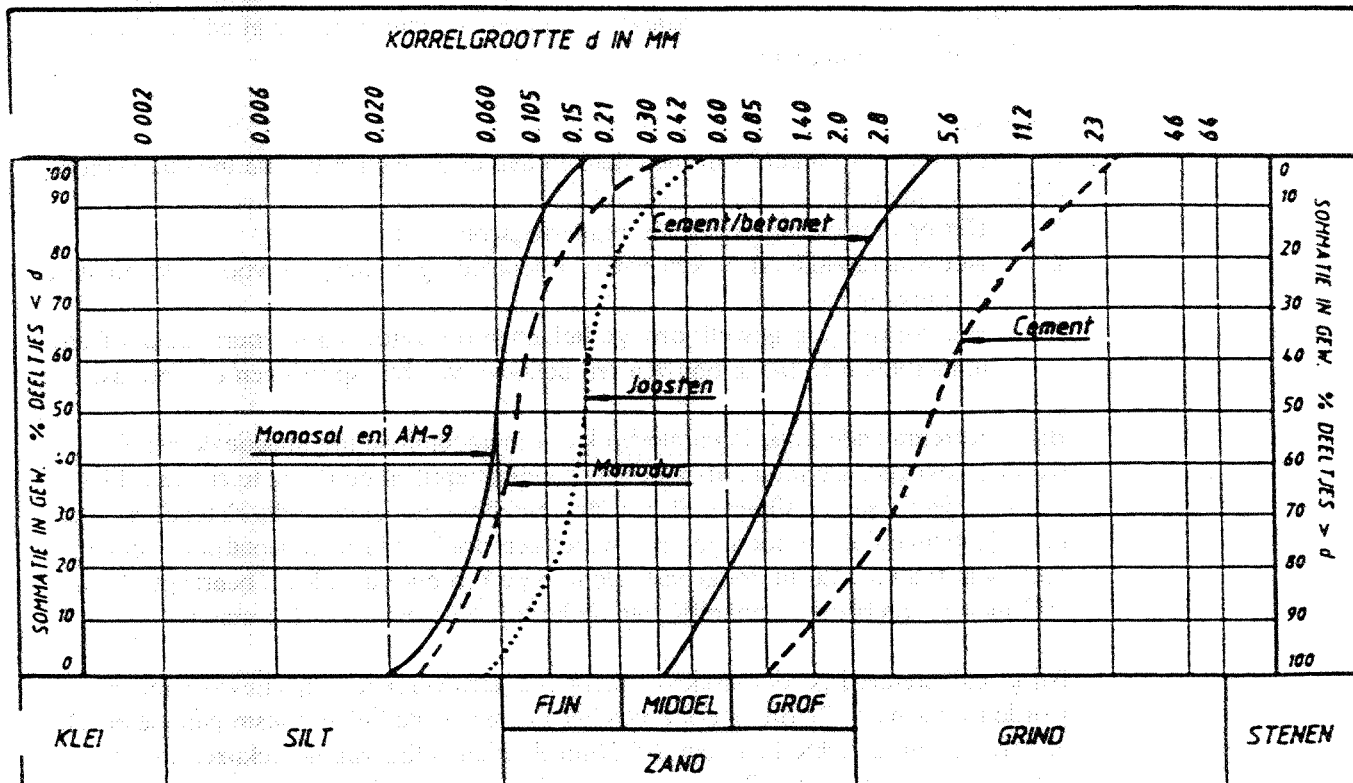
Het doel van het toepassen van een injectiemassief is tweeledig. Het massief heeft of een stabiliserende werking, of een waterremmende werking.

Voor de stabiliserende werking is de druksterkte bepalend, terwijl voor een waterremmend injectiepakket juist de doorlatendheid van de geïnjecteerde laag de belangrijkste parameter is.

Toepassingsgebied

De bodeminjectie is alleen in grofkorrelige grondlagen mogelijk. De poriën dienen voldoende groot te zijn om binnen een redelijke tijd de injectievloeistof te kunnen penetreren, en een zodanige verspreiding te realiseren dat een aaneengesloten laag wordt gecreëerd. De dikte van de laag hangt af van de functie van het injectiemassief.

De mate van injecteerbaarheid wordt in hoofdzaak bepaald door de doorlatendheid van de grond, in combinatie met de viscositeit van de toegepaste vloeistof. In het korrelverdelingsdiagram van figuur 7.2 worden de ondergrenzen van de grondsoort aangegeven, waaraan deze moet voldoen om met succes te kunnen worden geïnjecteerd met de verschillende injectiemiddelen.



figuur 7.2 Korrelverdelingsdiagram

De in het diagram genoemde Monosol, Monodur en AM-9 zijn kunstharsen, dit zijn enige van de mogelijke chemische recepturen. Bij het Joosten-procedé worden twee vloeistoffen, waterglas (silicaat) en een oplossing van calcium-chloride, na elkaar in de grond gebracht wat een onmiddellijke chemische reactie teweegbrengt. De overige genoemde mengsels spreken voor zich.

Werkwijze

Er zijn drie verschillende uitvoeringstechnieken mogelijk:

- Via injectielansen.
- Via speciale injectie elementen.
- Via manchetbuizen.

Bij de technieken b. en c. blijven buizen in de grond achter. Het injecteren geschiedt na het inbrengen van de buizen. Dit heeft als voordeel dat het injecteren onafhankelijk geschiedt van het inbrengen van de buizen.

Bij methode b. wordt eerst een speciaal boorgat, gesteund door een bentoniet-cement suspensie, aangebracht, waarin het injectie element wordt geplaatst.

Bij c. kan door manchetten, aangebracht op verschillende hoogten, per buis een grondcilinder worden geïnjecteerd, in tegenstelling tot de andere methoden waar per buis een injectie bol wordt gemaakt.

De te behalen diepte is afhankelijk van de injectiemethode, de te penetreren grondsoort en de druk waaronder de injectievloeistof geïnjecteerd dient te worden. De toe te passen injectietechniek is afhankelijk van de situatie waarin gewerkt moet worden (injecteren vanaf het maaiveld, injecteren vanuit een tunnel ed.) en het te realiseren injectiemassief.

Funcities

Bij het boren van tunnels kan men denken aan drie functies van de injectiemethode als hulptechniek:

1. Het opvangen van bestaande funderingsconstructies.
2. Het waterafsluitend maken van een bepaalde grondlaag, bijvoorbeeld bij start- en ontvangstopputten.
3. Het vormen van gewelfvormige lichamen om zettingen te voorkomen, of om tunnellichamen uit te bouwen ten behoeve van buissplitsingen of stations.

Bij waterremmende injectiemassieven kan een zachtblijvende injectievloeistof worden gekozen. De h.o.h. afstand van de injectiepijpen en de na te streven dikte van de injectielaag is afhankelijk van de benodigde te bereiken doorlatendheid van het injectiemassief. In het algemeen wordt een driehoekig injectiepatroon met een dikte van 0.80 à 1.20 m. toegepast. De te bereiken doorlatendheid bedraagt 10^{-7} à 10^{-8} m/sec., uiteraard afhankelijk van de bedrijfszekerheid van het massief.

Bij grondkerende injectiemassieven dient een hardwordende injectievloeistof te worden toegepast. De druksterkte van het massief is de belangrijkste parameter. De te bereiken druksterkte bedraagt 2-5 N/mm², afhankelijk van de gekozen injectievloeistof en de doorlatendheid van de te injecteren grondsoort.

Praktische toepassingen

Voor de tunneltechniek zijn de volgende toepassingen relevant:

- Het opvangen van bestaande funderingen binnen de invloedszone van de tunnelbuis. Hierbij kan zowel vanaf het maaiveld als vanuit een tunnel een grond-stabiliserende injectie worden toegepast. Deze injectie draagt zorg voor het voorkomen van zakkingen in de ondergrond ter plaatse van de bestaande funderingen. In dit kader kan ook de jetgroutmethode worden genoemd. Bij deze methode wordt door middel van een hogedruk snijstraal grout aan de grond toegevoegd.
- Het maken van een ondoorlatende laag ten behoeve van de bouw van stations en dergelijke bij het ontbreken van een natuurlijk afsluitende laag. Hierbij wordt vanaf het maaiveld een waterremmende injectielaag aangebracht binnen een bouwkuip.
- Het creëren van ondergrondse ruimtes ten behoeve van het uitbouwen van een tunnelbuis. Hierbij worden in de meeste gevallen vanuit de tunnel injectiepunten geplaatst. Na injecteren ontstaat een (uit te bouwen) massief dat zowel een stabiliserende als waterremmende functie heeft. Indien op deze wijze bijvoorbeeld alleen wanden en dak worden gevormd, zodat geen geheel gesloten massief aanwezig is, dan zal onder luchtoverdruk gewerkt moeten worden om het grondwater te verdringen.

Kosten

De kosten verbonden aan de injectiemethode zijn afhankelijk van de uitvoeringsmethode en zijn moeilijkheidsgraad en de te leveren kwaliteit. Als richtlijn kan voor grondversterking een bedrag van f 400,- à f 1000,- per m³ grond worden gehanteerd en voor waterafdichting een bedrag van f 500,- à f 1000,- per m².

7.4.2.2 Bevriezen

Hiervoor zij verwezen naar paragraaf 7.2.15.

7.4.2.3 Injecteren versus bevriezen

De injectietechniek is beperkt tot grofkorrelige grondlagen, terwijl de vries-methode deze beperking niet heeft. Daar staat weer tegenover dat het bevroren lichaam in stand gehouden moet worden. Het injectiemassief behoudt, eventueel na uitharden, zijn functie en kan ook na de bouwfase in de definitieve constructie worden opgenomen.

Een steeds belangrijker punt is het achterlaten van chemische verontreiniging in de ondergrond. De fabrikanten van de injectievloeistoffen spelen hier echter op in, door ontwikkeling van niet schadelijke middelen.

Beide methoden kunnen in combinatie met luchtoverdruk worden toegepast.

De risico's bij beide methodes zijn van dezelfde orde. Bij het niet voldoen aan de gestelde eisen zullen extra injectiepunten danwel vrieslansen moeten worden aangebracht. De controle van de functionaliteit zal door een van te voren opgesteld proefprogramma dienen te worden uitgevoerd.

Concluderend kan worden gesteld dat de keuze welke methode toegepast dient te worden afhankelijk is van zowel de grondgesteldheid, als de situatie waarin de techniek uitgevoerd dient te worden, als de functie van het te vormen massief tijdens en eventueel na de bouwfase en de kosten.

7.4.2.4 New Austrian Tunnel Method (NATM)

De Nieuwe Oostenrijkse Tunnelbouwmethode is ontwikkeld voor grondsoorten die voldoende sterkte bezitten om vrije ontgraving over een beperkte lengte mogelijk te maken maar waarbij het gewelf direct achter het ontgravingsfront ondersteund moet worden. Het is een stapsgewijs proces van achtereenvolgens ontgraven en ondersteunen.

Het ontgraven kan met velerlei machines (frezen, cutters en boren) plaatsvinden al naar gelang de grondsoort. Het materieel is minder specialistisch dan bijvoorbeeld schildtunnelmachines en vergt beduidend geringere investeringen.

Het ondersteunen kan in principe met elementaire mijnbouwtechnieken plaatsvinden. De laatste jaren wordt ter versterking van het grondgewelf veelal spuitbeton, al dan niet gewapend, toegepast.

In de aldus gevormde ruimte wordt de definitieve betonconstructie gestort waarbij de spuitbetonlaag als buitenkist dient. Vanwege de betrekkelijk grote vormvrijheid is de methode vooral geschikt voor bijzondere punten in een tunneltracé zoals kruisingen, splitsingen en stationsruimtes.

Toepassingsgebied qua grondsoort

Het novembernummer 1991 van "World Tunneling" maakt melding van succesvolle toepassing in samenhangende grond te weten in kalkformaties (chalk marl) bij de Shakespeare Clifftunnel en de Kanaaltunnel en naar aanleiding daarvan de geplande toepassing in London Clay voor de bouw van metrostations.

In Nederland doen zich dergelijke gunstige omstandigheden niet voor. Technisch hoeft dat geen belemmering te vormen aangezien ook in niet samenhangende grond de methode is toegepast. Daarbij kan de grond voorafgaand aan het ontgraven door injecteren de samenhang krijgen die nodig is om de vrije ontgraving over beperkte lengte mogelijk te maken.

Een interessant voorbeeld van toepassing in niet samenhangende grond is de aanleg van de "Stadtbahntunnel" in Duisburg. Hierbij is de methode in combinatie met andere technieken gebruikt om in een zand/grind laag twee boven elkaar liggende tunnelbuizen onder de bebouwing door te bouwen over een lengte van ca. 40 m.

Het grondwater reikt tot ongeveer halverwege de bovenste tunnelbuis. De bouwbeschrijving is in het kort als volgt:

- Vanuit verticale schachten aan weerskanten van dit tunneldeel wordt onder de bebouwing door een grondgewelf geïnjecteerd voor het deel dat boven het grondwater ligt.
De dikte van de injectielaag bedraagt ca 1.20 m, de vereiste druksterkte van de geïnjecteerde grond is 2 N/mm².
- Met behulp van de NATM wordt de bovenste tunnelhelft ontgraven waar het gewelf met spuitbeton wordt versterkt.
- Vanuit de aldus ontstane gang wordt de er onder gelegen grond met jet-grout technieken versterkt en waterdicht gemaakt waarna successievelijk de bovenste en onderste tunnelbuis afgebouwd kunnen worden.

Een dergelijke combinatie van technieken is natuurlijk ook denkbaar in de Nederlandse omstandigheden. Hierbij moet worden aangetekend dat in ons land de grondwaterstand veelal dichter aan het oppervlak ligt dan in het aangehaalde voorbeeld. In dergelijke gevallen zal een en ander gecombineerd moeten worden met grondwaterbemaling of werken onder luchtdruk.

Zakkingen

De zakkingen die bij het toepassen van dergelijke technieken verwacht kunnen worden zullen met behulp van een eindige elementen methode benaderd moeten worden. Empirische methoden zoals die voor boortunnels door Peck en anderen zijn ontwikkeld zijn door de veelal complexere vorm van de beoogde ondergrondse ruimte niet zondermeer toe te passen. Anderzijds geldt dat de berekeningen volgens Peck es gestoeld zijn op een schatting van wat genoemd wordt het "volume verlies", een maat die in hoofdzaak door uitvoeringsaspecten wordt bepaald. Zo blijkt bij boortunnels de mate van het krimpen van de groutlaag rond de tunnel, direct achter de tunnelboormachine bepalend te zijn voor het volume verlies. Bij technieken zoals de NATM lijken de zakkingen vooral bepaald te worden door de vervormingen die de ondergrond ondergaat om een gewelf te vormen, een proces dat goed in een rekenmodel te schematiseren is.

Voor het afschatten van de orde van grootte van de vervorming kan in analogie met de methode van Peck een schatting gemaakt worden van een equivalent "volume verlies" en wel als volgt:

Bij de gerealiseerde onderdoorgang te Duisburg is de opgegeven streefsterkte van de geïnjecteerde grond rond het de ondergrondse ruimte 2 N/mm^2 . Indien de gerealiseerde elasticiteitsmodulus van de geïnjecteerde grond geschat wordt op 5000 N/mm^2 bedraagt de bijbehorende lineaire vervorming 0.04% en dien ten gevolge de bijbehorende oppervlakte vervorming 0.08% . Vergeleken met de "volume-verliezen", die bij de berekening van zakkingen ten gevolge van het boren gehanteerd worden, een orde van grootte lager.

Uit het voorgaande kan opgemaakt worden dat het uitbouwen van een geboorde tunnel bij versterking van de ondergrond door middel van injecties weinig toe hoeft te voegen aan de zakkingen die het gevolg zijn van de aanleg van de geboorde tunnel zelf.

7.5 Toepassing Uitbouwtechnieken

7.5.1 Algemeen

7.5.2 Vergroting van de Buisdiameter

Om uiteenlopende redenen kan het noodzakelijk zijn om de geboorde tunnel-doorsnede te vergroten. Deze vergrotingen zullen doorgaans slechts aan de orde zijn bij tunnels van een aanzienlijke lengte en een opgelegde vervoersfrequentie, derhalve bij spoor c.q. metrotunnels. Bij twee tunnelbuizen zal in dit geval de ruimte tussen de twee tunnelbuizen kunnen worden uitgebouwd.

Men kan hierbij onderscheid maken tussen een uitbouw waarbij tussen de sporen c.q. tunnelbuizen geen obstakels (b.v. kolommen) aanwezig kunnen zijn en een situatie waarbij dit wel toegestaan is.

Een vergroting van de tunneldoorsnede bij een enkele buis met dubbel spoor kan nodig zijn voor de realisering van:

- perrons
- opstelsporen

Bij een vergroting van de tunneldoorsnede is het van belang of in de vergrote tunneldoorsnede wel of geen obstakels geaccepteerd worden. Voorbeelden zijn:

- obstakelvrij:
 - opstelspoor
 - overloopspoor
- met obstakels:
 - perrons

Bij de wijze van vergroting van de tunneldoorsnede kan verder onderscheid gemaakt worden tussen een symmetrische en asymmetrisch vergroting of een vergroting door middel van uitbouw tussen twee tunnelbuizen. Bij deze laatste is het onderscheid tussen een uitbouw waarbij tussen de sporen c.q. tunnelbuizen geen obstakels aanwezig kunnen zijn en een situatie waarbij dit wel toegestaan is van invloed op de wijze waarop de vergroting gerealiseerd kan worden.

Bij vergroting van de tunneldoorsnede zal op enigerlei wijze de reeds ontgraven oorspronkelijke tunneldoorsnede stabiel moeten worden gehouden. Hiervoor zijn doorgaans de natuurlijke grondeigenschappen onvoldoende en dient een grondverbetering te worden toegepast. Een verbeterd grondpakket kan doorgaans aanzienlijke drukspanningen opnemen, maar doorgaans geen of zeer beperkte trekkrachten. Een zodanige vergroting van de doorsnede waarbij in de grondverbetering de krachten in hoofdzaak via druk kunnen worden afgevoerd is hierbij duidelijk in het voordeel. Bij een symmetrische doorsnedevergroting, waarbij deze krachtsoverdracht gerealiseerd kan worden, is derhalve de grondverbetering beperkt.

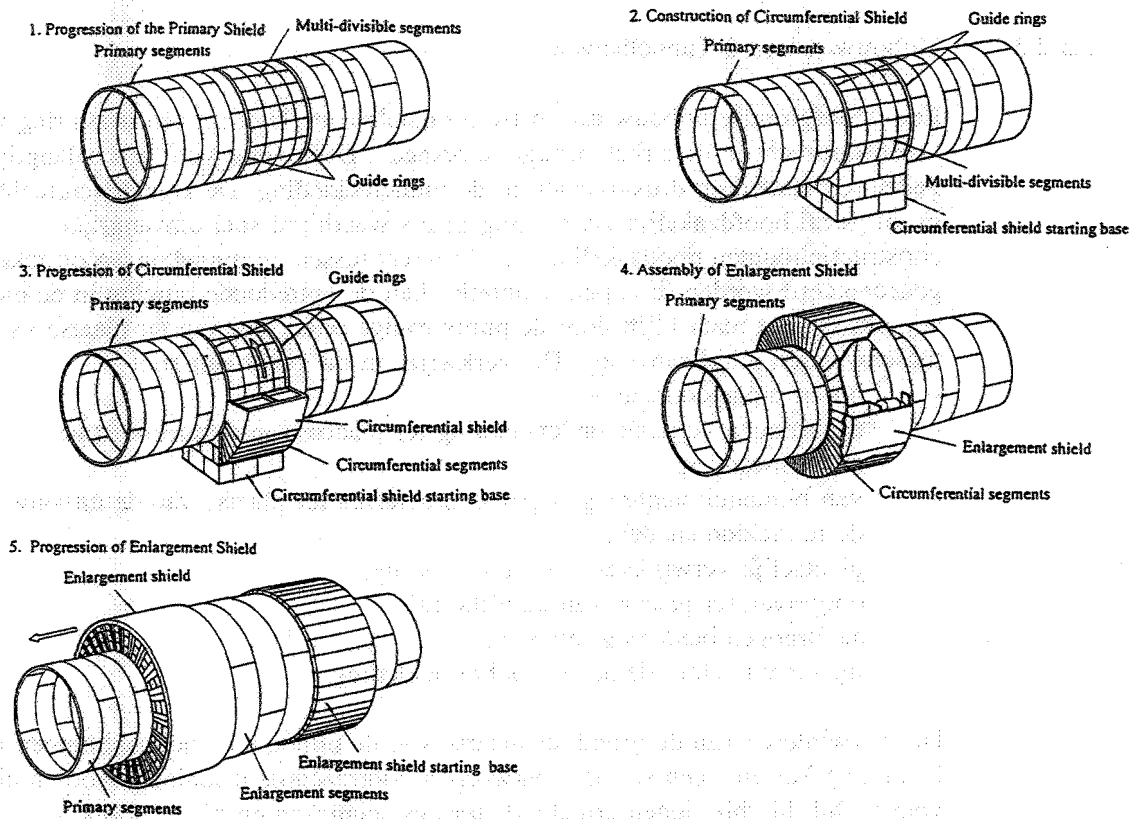
7.5.2.1 Symmetrische vergroting

Symmetrische vergroting van de tunneldoorsnede kan onder andere worden toegepast bij twee enkelsporige tunnelbuizen ter verkrijging van voldoende perronbreedte. Hierbij wordt de bereikbaarheid van deze perrons verzorgd door met andere bijkomende technieken gerealiseerde stations of door het uitbouwen van de twee tunnelbuizen. In dit laatste geval zal de vergrote tunneldoorsnede al snel zeer aanzienlijk zijn (16 m). De uitvoeringsmethode bij symmetrische uitbouw kan als volgt zijn:

- boren van het normale tunneltracé, waarbij ter plaatse van de toekomstige te vergroten doorsnede uitneembare elementen worden toegepast (b.v. gietijzer);
- van binnenuit verstevigen van het grondpakket rondom de tunneldoorsnede. Hierbij kan afhankelijk van de grondsoort gekozen worden voor zowel vriezen als injecteren. Bij een voldoende lange "stand up time" van de grond in gedraineerde toestand kan overwogen worden te werken met verhoogde luchtdruk in het gedeelte waarvan de doorsnede vergroot dient te worden. Combinaties van vries- c.q. injecteertechnieken met luchtdruk zijn uiteraard mogelijk;
- verwijderen van de oorspronkelijke bekleding;
- vergroting van de doorsnede door machinale en of handmatige ontgraving;
- plaatsen nieuwe tunnelbekleding;
- grouten ruimte tussen bekleding en ontgraving.



In Japan bestaan aangepaste tunnelmachines die het mogelijk maken om de bovenbeschreven uitbouwtechniek in lengte te beperken tot de plaats waar de tunnelmachine moet worden geplaatst. Na de plaatsing van de tunnelmachine kan het merendeel van de vergroting machinaal worden uitgevoerd (zie figuur 7.3). Het principe van de krachtsoverdracht van grond- en waterdruk blijft in principe bij een symmetrische vergroting van de tunneldoorsnede gehandhaafd en hiermee de specifieke voordelen hiervan.



figuur 7.3 Machinale vergroting van de diameter.

7.5.2.2 Asymmetrische Vergroting

Een asymmetrische vergroting is vanuit het oogpunt van krachtsoverdracht ongunstiger, omdat dit doorgaans geen cirkelvormige doorsnede oplevert. Voor uitbouw zijn grondverbeteringstechnieken onontbeerlijk. Na injecteren of vriezen kan de tunnel worden uitbroken. De stabilisering en uitbouw van de doorsnede kan op efficiënte wijze plaatsvinden met de NATM.

Door de gevolgen van eventuele onvolkomenheden in het geïnjecteerde grondmassief en om de mogelijke ongunstige invloed van het graafproces op de homogeniteit van de injectie te voorkomen is het bij werken beneden de grondwaterspiegel gewenst deze methode te combineren met luchtdruk.

De boven omschreven werkwijze is in principe mogelijk in alle grondsoorten waarin geboord kan worden en waarin grondverbeteringstechnieken kunnen worden toegepast. Een ligging in het pleistocene zand verdient in verband met de injectiemogelijkheden de voorkeur. Bij niet cirkelvormige uitbouw is de ligging van de tunnelonderzijde in het pleistocene zand in het voordeel. Via de wanden kan de bovenbelasting bij deze ligging direct afgedragen worden in het draag-krachtige pleistocene zand. Hierdoor wordt de in de vloer optredende buiging beperkt.

7.5.2.3 Uitbouw tussen 2 Tunnelbuizen

Een ondergrondse uitbouw tussen twee tunnelbuizen leidt tot een verstoring van de krachtsafdracht in de cirkelvormige doorsnede. Deze vindt voor een belangrijk gedeelte plaats door drukkrachten in de tunnelbekleding. De krachtoverdracht vindt in dit geval hoofdzakelijk via buiging plaats waarbij al snel omvangrijke constructiehoogten noodzakelijk zijn. In geval tussen de tunnelbuizen obstakels geaccepteerd worden (b.v. perronsituatie) kan de optredende buiging in de eindfase beperkt blijven maar blijft door de puntvormige ondersteuning ter plaatse van de tussenwanden altijd aanwezig. De werkwijze in dit geval kan zijn:

- boren tunneldoorsnede
- aanbrengen verticale ondersteuning ter plaatse van de toekomstige middenwanden;
- van binnenuit aanbrengen grondverbetering ter plaatse van de uitbouw tussen de tunneldoorsneden;
- plaatselijk verwijderen van de bekleding;
- ontgraven ter plaatse van de uitbouw;
- aanbrengen bekleding uitbouw;
- injecteren achter de aangebrachte bekleding.

Het verwijderen van de grond ter plaatse van de uitbouw en het aanbrengen van de bekleding kan met een speciaal ontworpen boormachine machinaal worden uitgevoerd. Ook hierbij dienen grondverbeteringstechnieken en of luchtdruk te worden toegepast.

Boven omschreven werkwijze is in principe mogelijk in alle grondsoorten waarin geboord kan worden en waarin grondverbeteringstechnieken kunnen worden toegepast. De ligging met de onderzijde in het pleistocene zand verdient in verband met een betere directe krachtsafdracht naar de ondergrond de voorkeur.

Indien geen ondersteuning tussen de tunnelbuizen geaccepteerd kan worden zal de totale bovenbelasting op het dak van de uitbouw en tunneldoorsneden door buiging moeten worden overgedragen of een extreem grote boog moeten worden gemaakt om via voornamelijk drukkrachten de belasting af te dragen. Dit maakt een monoliet dakconstructie noodzakelijk of leidt tot extreem grote constructies. Afmetingen en werkwijze zullen al snel zodanig groot en gecompliceerd zijn dat deze situatie in ondergrondse uitbouw als onrealistisch moet worden gezien. Men dient er in deze situaties naar te streven de in de kolomvrije uitbouw aan te brengen voorzieningen buiten het geboorde tunnelvlak of vanaf maaiveld (bijvoorbeeld in combinatie met stations) aan te brengen.

7.5.3 Splitsing van Tunnelbuizen

Een ondergrondse splitsing van tunnelbuizen is in principe te vergelijken met een geleidelijk verlopende uitbouw tussen twee tunnelbuizen waarbij per definitie geen tussenondersteuning kunnen worden geaccepteerd. Bovenstaande geldt dus in meer of mindere mate, afhankelijk van de kruisingshoek van de splitsing. Naarmate de splitsingshoek groter wordt en de tunneldiameter kleiner komt de optie van ondergrondse uitbouw meer in aanmerking.

7.6 Literatuur

- Moderne funderingstechnieken
Prof. ir. A.F. van Weele
- Bodembevriezing versus injectiemassief, Koninklijk Instituut van Ingenieurs / Koninklijke Vlaamse Ingenieursvereniging v.z.w., 1992
- Underground Shield tunnel enlargement work Masato Honda, Yosutaka Yuasa, Akihiko Suzuki. (tunnelling 1991)



8 CONFRONTATIE GEBRUIKERSWENSEN EN -EISEN VERSUS TECHNIEK

De gebruikerswensen en -eisen, zoals gepresenteerd in hoofdstuk 3, zijn een weerspiegeling van de momenteel in Nederland heersende wensen en eisen voor de verschillende vervoersvormen.

In landen zoals bijvoorbeeld Engeland is boren van oudsher de tunnelbouw-techniek geweest. De gebruikers hebben zich aan de technische mogelijkheden aangepast. Uiteraard levert dat zekere beperkingen. In Nederland heeft men zich tot dusverre beperkt tot tunnelbouwtechnieken, zoals afzinken en "cut and cover", die een rechthoekige doorsnede tot gevolg hebben. De gebruikers-wensen en -eisen zijn daarom veelal hierop afgestemd.

Uitgaande van dit rechthoekige profiel zijn eisen gesteld, bijvoorbeeld ten aanzien van veiligheid, die relatief weinig en tegen geringe kosten inpasbaar zijn. Ook het minimaliseren van de doorsnede heeft bij de traditionele tunnelbouwtechnieken een ondergeschikte rol.

8.1 Veiligheid

Bij tunnels in autosnelwegen en (stads)autosnelwegen moet een vluchtgang aanwezig zijn, die vanuit de rijkoker elke 100 m toegankelijk is. Deze eis, ontwikkeld uit traditionele tunnel technieken, zorgt voor een aanzienlijke vergroting van de diameter van de tunnel. Dit zal nader onderzocht moeten worden.

8.2 Stations

Stadsvervoersbedrijven hebben bij voorkeur middenperrons en dubbelsporige tunnels. Deze wensen zijn moeilijk combineerbaar met boren. Bij boren op grote schaal moet veeleer gedacht worden aan een combinatie van:

- a. Enkelsporige tunnels en stations met een middenperron of
- b. Dubbelsporige tunnels en stations met zijperrons.

Bij a. bij voorkeur het aantal overloopwissels beperkt houden of geheel vermijden.

Bij b. is de stationsexploitatie wat lastiger.

8.3 Tunneldiameter

8.3.1 Optimalisatie

De aangegeven diameters van de sneltram en de metro zijn groter dan de waarden die in het buitenland toegepast worden. Recente voorbeelden zijn Docklands Light rail met een uitwendige diameter van 5 m en de metro in Washington met een schilddiameter van 5.75 m. In Antwerpen en Berlijn is een inwendige diameter van 5.70 m toegepast (zie ook bijlage I).

Voor de Noord-Zuid lijn in Amsterdam ligt de uitwendige diameter momenteel op 6.50 m bij een minimale boogstraal van 150 m. Voor de wanddikte wordt 0.35 m aangehouden en voor toleranties 0.15 m. Dit betekent een netto inwendige diameter van 5.50 m. De bijbehorende materieelbreedte bedraagt 2.65 m. Voor een 3 m brede Amsterdamse metro zal de diameter in dezelfde orde van grootte liggen, omdat de boogstralen groter zijn en de verdeling van de draaistellen gunstiger is.

Ook bij niet-autosnelwegen lijkt optimalisatie van de tunneldoorsnede mogelijk. Bij de Piet Heintunnel, een niet-autosnelweg met gescheiden rijbanen zou de netto inwendige diameter ongeveer 9.50 m kunnen bedragen. Dit is 1 m minder dan de in paragraaf 3.1 aangegeven diameter van de niet-autosnelweg zonder gescheiden rijbanen. Hierbij hoort echter wel een andere veiligheidsfilosofie en een ander veiligheidsniveau.

Uit diverse studies voor geboorde tunnels onder binnensteden is gebleken dat het gunstiger kan zijn om 2 kleinere tunnels naast of boven elkaar te bouwen in plaats van één grote tunnel.

Overwegingen om twee kleinere tunnels toe te passen zijn:

- veiligheid, in geval van calamiteit kan één van de twee tunnels als vluchtweg dienen;
- door de kleinere diameter is minder gronddekking nodig waardoor kortere inritten en minder diepliggende stations toegepast kunnen worden;
- de zettingen zijn minder;
- grotere flexibiliteit in horizontaal en verticaal alignement (tunnels naast en/of boven elkaar, kleinere bochtstralen);
- gunstiger uitgangspunt voor de bouw van ondergrondse stations met midden-perrons.

Anderzijds moet opgemerkt worden dat bij railtunnels:

- ter plaatse van overloopwissels een afwijkende tunneldoorsnede noodzakelijk is;
- meer luchtdrukopbouw voor en zuiging achter de trein is;
- minder loopruimte aanwezig is bij calamiteiten naast de trein of metro.

In het algemeen kan gesteld worden dat het voor boortunnels van het grootste belang is om de diameter zo klein mogelijk te houden.

In stedelijke gebieden wordt de tunnel zo mogelijk onder het bestaande stratenpatroon gelegd om problemen met de fundatie van gebouwen te voorkomen. Bij grote diameters kan het zijn dat hierdoor realisatie van een geboorde tunnel in een bepaald tracé niet mogelijk is.

8.3.2 Standaardisatie

De diameters van tunnels voor rail- en wegverbindingen met grote afmetingen zijn tot nu nog niet gestandaardiseerd.

Slechts de vervoersbedrijven in de grote stedelijke gebieden en de nationale spoorwegmaatschappijen hebben in hun vervoersgebieden tunnels met gelijke afmetingen voor hun rijdend materieel. Echter, de diameter van de tunnels in de verschillende steden en landen blijken zelden gelijk te zijn.

Toch is het verschil tussen de afmetingen van uitgevoerde schildtunnels met enkelwandige segmenten voor gelijke toepassingen niet groot. Zoals blijkt uit het overzicht van uitgevoerde projecten in bijlage I liggen de inwendige diameters van metro tunnels in Duitsland en België tussen 5.60 m en 5.90 m.

De gelijke diameter in Berlijn en Antwerpen is tot stand gekomen uit economische overwegingen door levering van de segmenten van Antwerpen/ Lier naar Berlijn.

Voor gelijke vervoerssystemen is het aantrekkelijk om te streven naar standaardisatie. Redenen hiervoor zijn:

- basis voor voorontwerp, benodigd grondonderzoek en ontwerp van trajecten
- bouwkostenreductie door hergebruik tunnelboormachine, stalen bekisting segmenten, besparing ontwerpkosten segmenten
- standaardisatie van afmetingen van het rijdend materieel waardoor besparingen in ontwerp en productie mogelijk worden

8.3.3 Maximum Diameter

De maximale diameter van een geboorde tunnel in Nederlandse omstandigheden is niet op basis van theoretische beschouwingen te bepalen. In de afgelopen jaren is op basis van opgedane ervaringen een steeds verdere schaalvergroting mogelijk gebleken. De huidige stand van de techniek wordt weergegeven door de volgende geplande en in uitvoering zijnde projecten.

Tunnel	Land	Plaats	Uitw. Diam.	Jaar
Grauholztunnel	Zwitserland	Bern	11.4 m	88-94
Neuer Elbtunnel	Duitsland	Hamburg	12.5 m	
Trans Tokyo Highway	Japan	Tokyo	14.4 m	
Tokyo Underground River	Japan	Tokyo		

Technisch gezien is het mogelijk om voor toekomstige projecten tunnelboormachines met grotere diameters, dan tot nu toe toegepast, te ontwikkelen.

Voor Nederland is de huidige maximale diameter van 12 tot 14 m voldoende om rail- en wegverbindingen als geboorde tunnel in zachte grond te realiseren.

I

BIJLAGE I

Overzicht van uitgevoerde en in uitvoering zijnde Europese boortunnel projecten

BIJLAGE I. Overzicht van uitgevoerde en in uitvoering zijnde Europese boortunnel projecten met een schilddiameter groter dan 5 m.

Jaar	Project	Toepassing	Boor- lengte [m]	Schild type	Diameter [m]			Lining: Type, dikte [m]	Grondsoort
					Schild	Uitw.	Inw.		
91-95	D-Düsseldorf, Vak HSM	Hoofdrivooitunnel	1930	Mix	5.55	5.30	4.70 4.00	D-BS 0.30, SB 0.35	Grind, Zand
88-89	F-Kanaaltunnel, T4	Servicetunnel	3260	EPB	5.59	5.44	4.80	EBS, 0.32	Grauwe Krijt
88-90	F-Kanaaltunnel, T1	Servicetunnel	15600	EPB*	5.72	5.44	4.80	EBS, 0.32	Blauwe Krijt
85-87	D-Hamburg, HERA	Researchtunnel	6320	Mix	5.95	5.80	5.20	EBS, 0.30	Zand, Grind, Stenen
92-93	F-Lyon, Ligne D, verlenging	Metro, Enkel spoor	1760	Mix	6.20	6.00	5.30	EBS, 0.35	Grind, Zand, Stenen
88-90	SU-Moskow	Metro, Enkel spoor	1300	Mix	6.24	6.00	5.30	EBS, 0.35	Zand, Grind, Stenen
84-87	F-Lyon, Ligne D Vak 3	Metro, Enkel spoor	2500	Hydro	6.50	6.50	5.90 5.30	D-SV 0.30, SB 0.30	Grind, Zand, Stenen
87-88	D-Nürnberg, Vak BW 242/244	Metro, Enkel spoor	2000	Mix	6.28	6.20	5.60	EBS, 0.30	Zand, Zilt, Zandsteen
77-81	B-Antwerpen, PMA 113	Premetro, Enkel spoor	4100	Hydro	6.56	6.40	5.70	EBS, 0.35	Ziltig zand
80-81	D-Berlin, Vak H 110	Metro, Enkel spoor	1145	Hydro	6.56	6.40	5.70	EBS, 0.35	Zand, Grind, Stenen, Klei
81-85	B-Antwerpen, PMA 123 A	Premetro, Enkel spoor	3950	Hydro	6.56	6.40	5.70	EBS, 0.35	Ziltig zand
84-87	B-Antwerpen, PMA 128	Premetro, Enkel spoor	1450	Hydro	6.56	6.40	5.70	EBS, 0.35	Ziltig zand
85-87	D-Berlin, Vak D79	Metro, Enkel spoor	2155	Hydro	6.56	6.40	5.70	EBS, 0.35	Zand, Grind, Klei, Stenen
86-88	B-Antwerpen, PMA 126	Premetro, Enkel spoor	2100	Hydro	6.76	6.60	5.70	EBS, 0.40	Ziltig zand, Klei, Stenen
88-90	D-Duisburg, Vak TA 6	Metro, Enkel spoor	1240	Mix	6.52	6.32	5.72	EBS, 0.30	Zand, Grind, Stenen, Rots
91-95	D-Köln, Vak M1	Metro, Enkel spoor	2480	Mix	6.52	6.32	5.72	EBS, 0.3	Zand, Grind, Stenen
88-91	D-Essen Vak 32	Metro, Enkel spoor	3950	EPB	7.12	7.12	6.52 5.82	D-SV 0.30, EBS 0.35	Zilt, Mergel, Zand
89-91	D-Mühlheim, Ruhr Vak BA 8	Tram, Enkel spoor	2300	Mix	6.90	6.60	5.90	EBS, 0,35	Zandsteen, Zand, Grind
87-89	D-Gelsenkirchen Vak Trinenkamp	Metro, Enkel spoor	1240	V+RC	7.29	6.59	6.29	GSS	Zand, Zilt, Mergel
92-98	D-München, U-Bahn lijn 1W vak 5	Metro, Enkel spoor	2380	Mix	7.30	7.10	6.40	EBS, 0.30	Grind, Zand, Klei, Zilt

Jaar	Project	Toepassing	Boor- lengte [m]	Schild type	Diameter [m]			Lining: Type, dikte [m]	Grondsoort
					Schild	Uitw.	Inw.		
85-86	F-Lille, Ligne 1 bis, Vak N8	VAL, Dubbel spoor	785	V+GS	7.65	7.50	6.80	EBS, 0.35	Wit Krijt, Zand, Grind
85-88	F-Lille, Ligne 1 bis, Vak N3	VAL, Dubbel spoor	3540	Mix	7.70	7.50	6.80	EBS, 0.35	Zand, Zilt, Klei, Krijt
91-96	F-Strassburg, Ligne 1	VAL, Dubbel spoor	1200	Mix	8.30	8.07	7.27	EBS, 0.40	Zand, Grind, Stenen
92-94	F-Rouen	Metro, Enkel spoor	850	Mix	8.30	8.07	7.27	EBS, 0.40	Grind, Zand, Krijt
92-95	D-Essen Vak 34	Metro, Enkel spoor	3520	Mix	8.30	8.07	7.27	EBS, 0.40	Zand, Zilt, Klei, Mergel
89-90	F-Kanaaltunnel, T5-T6	Spoorweg, Enkel spoor	6530	EPB	8.62	8.40	7.60	EBS, 0.40	Grauwe Krijt
89-91	F-Kanaaltunnel, T2	Spoorweg, Enkel spoor	20210	EPB*	8.72	8.40	7.60	EBS, 0.40	Blauwe Krijt
89-91	F-Kanaaltunnel, T3	Spoorweg, Enkel spoor	18700	EPB*	8.72	8.40	7.60	EPB, 0.40	Blauwe Krijt
90-94	DK-Great Belt Link	Spoorweg, Enkel spoor	14825	EPB	8.50	8.50	7.70	EBS, 0.40	Zand, Zilt, Bolders, Mergel
86-88	F-Villejust, Paris TGV	Spoorweg, Enkel spoor	9560	Hydro	9.25	9.04	8.24	EBS, 0.40	Zand
81-83	I-Rom Aurelia, Tunnel 1	Spoorweg, Dubbel spoor	1200	Hydro	10.64	10.44	9.44	EBS, 0.50	Klei, Zand, Leem
84-85	I-Rom Aurelia, Tunnel 2	Spoorweg, Dubbel spoor	450	Hydro	10.64	10.44	9.44	EBS, 0.50	Zand, Grind
88-94	CH-Bern - Grauholtztunnel	Spoorweg, Dubbel spoor	5500	Mix**	11.60	11.40	10.6	EBS, 0.40	Zand, Grind, Klei, Stenen

EPB : Gronddruk balansschild

V+RC : Vloeistofschild met Roterende Cutter

V+GS : Vloeistofschild met Graafschijf

EBS : Enkelwandige waterdichte gewapende Beton Segmenten

D-SV/SB : Dubbelwandig Staalvezel Beton (buiten), In Situ Beton (binnen)

D-BS/SB : Dubbelwandig-waterdichte gewapende Beton Segmenten (buiten), In-Situ Beton (binnen)

GSS : Gelaste Staal Segmenten

VAL : Vehicule Automatique Léger (materieel smaller dan metro)

* : open EPB-schild, in blauwe krijt, geen grondwater.

** : gedeeltelijk (ca 2000 m) open schild, in zachte rots, geen grondwater.



Afdeling voor Tunneltechniek
en Ondergrondse Wateren

Boren van tunnels voor
rail- en wegvervoerdiensten

II BIJLAGE II Voorbeeld locaties: Amsterdam, Rotterdam en Utrecht

II.1 Amsterdam

Het onderwerp 'boren van tunnels' t.b.v. railvervoer is de laatste jaren opnieuw aktueel in Amsterdam. In deze periode zijn studies verricht naar mogelijke bouwtechnieken voor een ondergrondse Noord-Zuid railverbinding door de binnenstad van Amsterdam [lit. 1 en 2]. Aanvankelijk heeft het accent zich voornamelijk geconcentreerd rond de haalbaarheid van een zogenaamde geboorde-variant door de binnenstad van Amsterdam. Tevens is deze geboorde-variant vergeleken met een open bouwmethode op basis van stedenbouwkundige inpassing, consequenties van de tunnelaanleg voor bebouwing, bouw hinder tijdens de aanleg en bouwkosten. Hierbij is uiteindelijk gekozen om de geboorde-variant nader te onderzoeken met als belangrijk argument dat uitgaande van een regiomodel voor de railverbinding de geboorde variant een beperkte maaiveldhinder veroorzaakt. Een belangrijk onderzoeksaspect is hoe de verschillende grondlagen zich gedragen als gevolg van het boorproces.

Op de grondmechanische aspecten van het boorproces zal in de volgende paragrafen worden ingegaan.

II.1.1 Bodemopbouw

Op basis van bestaande grondboringen in de Amsterdamse binnenstad is een karakteristiek boorprofiel voorhanden.

Het karakteristieke boorprofiel is weergegeven op diagram 1 en geeft de volgende grondlagen aan:

De maaiveldligging varieert tussen NAP + 0.5 m en NAP +2 m. De ondergrens van het ophoogmateriaal ligt op ongeveer NAP -3 m en bestaat uit zand, klei, turf en puin. Het daaronder gelegen Hollandveen is een slappe veenlaag. De laagdikte varieert tussen de 0.5 m en de 3.5 m.

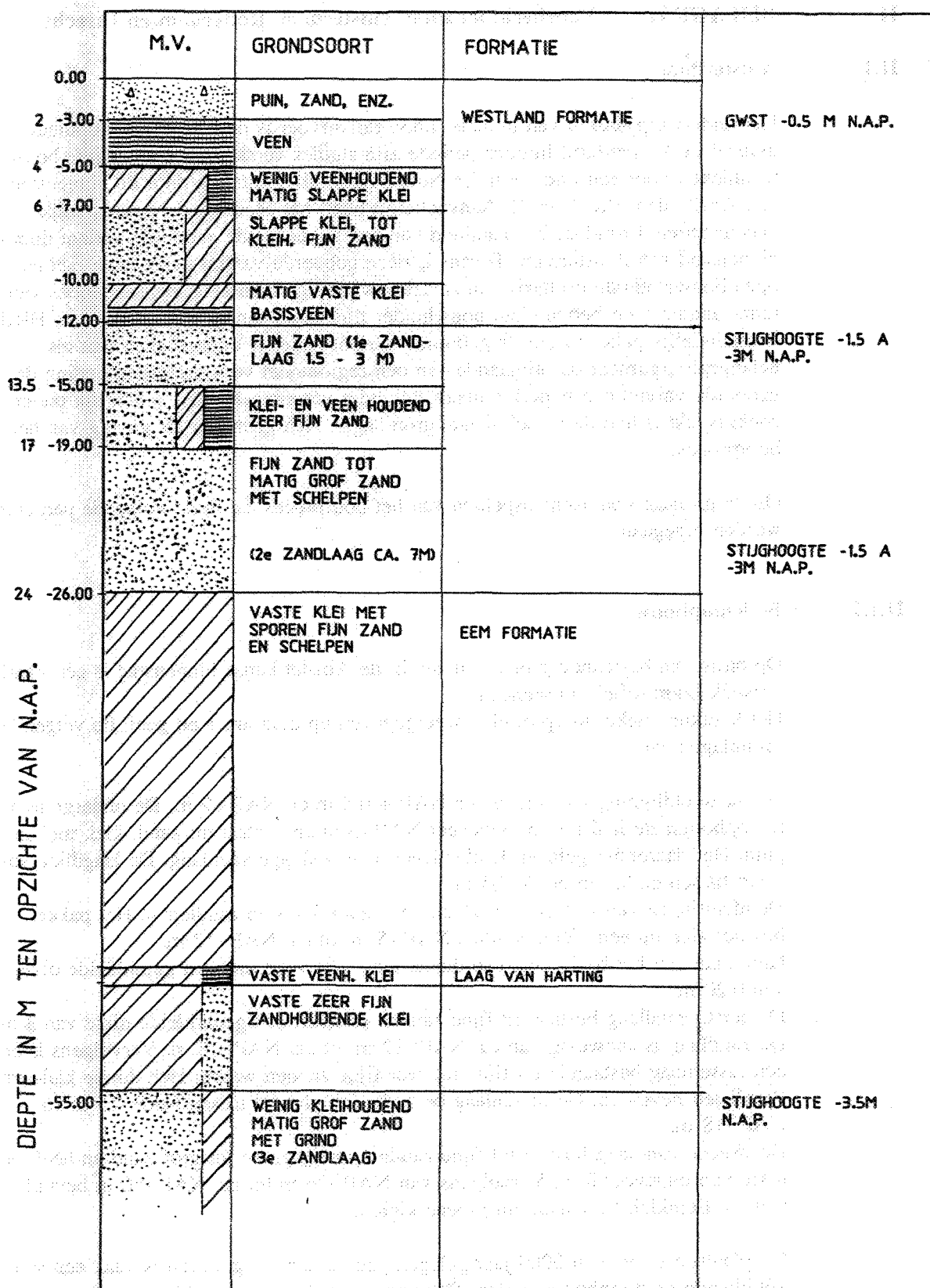
De afzettingen van Calais bestaan uit een aantal klei- en zandlagen. Het pakket bevindt zich op een diepte van ca. NAP -5 m tot ca. NAP -12 m.

Hieronder ligt het basisveen, een dunne laag vast veen met een gemiddelde dikte van 0.20 m.

De eerste zandlaag bestaat uit fijne zanden en heeft een gemiddelde dikte van 3 m. De zandlaag is aanwezig van ca. NAP -12 m tot ca. NAP -15 m. Vervolgens is er een tussenlaag bestaande uit fijne tot zeer fijne zanden waarin zich dunne klei- en veenlagen bevinden. De tussenlaag bevindt zich globaal tussen NAP -15 m en NAP -18 m.

De tweede zandlaag bestaat uit fijne zanden, matig grove tot grof zand en heeft een dikte van ongeveer 8 m. Vervolgens van NAP -26 m tot ca. NAP -50 m bevindt zich de Eemklei, bestaande uit groene kleien.

Op plaatsen waar zo'n 5000 jaar geleden geulen aanwezig waren is vaak een sterk afwijkende grondopbouw te zien. Deze geulen reiken veelal tot een diepte van ongeveer NAP -20 m en zijn opgevuld met klei- en zandlagen.



AMSTERDAM CENTRUM

BRON: FUGRO

De grondwaterstroming is als volgt in te delen:

- oppervlaktegrondwaterstroming.
- grondwaterstroming in slecht doorlatende deklaag, hollandveen en afz. van Calais (vertikale stroming).
- grondwaterstroming in eerste watervoerende pakket, dat wordt gevormd door de 1e en 2e zandlaag (horizontale stroming).

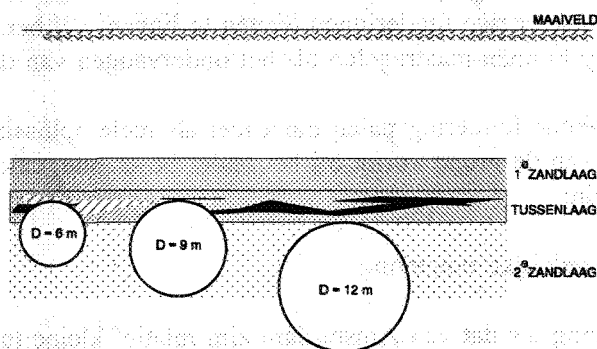
II.1.2 Diepteligging

Ter bepaling van de gronddekking wordt uitgegaan van twee uitersten waarden voor de schilddiameter, 6 m en 13 m. De dekking ($1.5 \cdot D$) is dan bij een geboorde tunnel respectievelijk ca. 9 m en 20 m t.o.v. het straatniveau (maaiveld). Dit betekent dat daarmee bovenkant spoor van een railtunnel of bovenkant wegdek bij een wegtunnel op resp. ca. 14 m en 30 m beneden maaiveld komt te liggen.

Voor de Amsterdamse omstandigheden is het gezien de talrijke funderings-restanten van oude paalfunderingen in de grond aan te raden om zoveel mogelijk deze restanten in het boortracé te vermijden. De funderingsrestanten, die veelal uitsluitend tot 1 m onder het maaiveld zijn gesloopt, reiken in veel gevallen tot op de eerste zandlaag.

Voor de diepteligging van het boortracé betekent dit, dat er een sterke voorkeur bestaat om onder de oude funderingsrestanten door te boren, zodat de kans op problemen met het boorschild als gevolg van het aanboren van houten palen wordt voorkomen. Hiermee komt de bovenkant van de tunnel onder de eerste zandlaag te liggen. Deze diepteligging met bovenkant tunnel op ca. NAP -16 m kan worden aangehouden voor diameters tot ca. 10 meter. Voor grotere diameters is de dekking van 1.5 maal de diameter maatgevend (zie figuur 7.5).

Op voorhand zullen de funderingsrestanten zoveel mogelijk geïnventariseerd dienen te worden, bijvoorbeeld door historisch onderzoek en obstakeldetectie.



figuur 7.5 Schematische weergave diepteligging boortunnel

Tevens spelen de randvoorwaarden vanuit de omgeving een belangrijke rol bij het bepalen van de gewenste diepteligging van de tunnel. Als gevolg van het boorproces zullen gronddeformaties optreden. Deze zullen zettingen veroorzaken op bepaalde niveau's boven de tunnel. In een nauw stratenprofiel, zoals in Amsterdam veelvuldig voorkomt, kunnen nabij gelegen funderingen van gebouwen beïnvloed worden.

Door de boortunnel dieper te projekteren worden de zettingen op bijv. het paal-puntniveau gereduceerd.

Anderzijds kan gekozen worden om in een dergelijke situatie tunnels onder elkaar te projekteren, zodat de zettingen meer geconcentreerd worden t.p.v. het boortracé.

II.1.3 Invloed op de omgeving

Ten aanzien van de invloed op bestaande bebouwing kan onderscheid gemaakt worden tussen:

- boortracé volgens een stratenprofiel
- boortracé onder bebouwing

II.1.3.1 Tracé waarbij bebouwing wordt ontweken (stratenprofiel)

Indien het stratenprofiel in grote mate gevolgd kan worden is het van belang in te schatten welke invloed het boren heeft op de omringende panden. Met behulp van berekeningen, proeven en praktijkgegevens zal een ontwerp-afstand van bestaande fundering tot boortracé bepaald moeten worden.

De invloed op bestaande funderingen ten gevolge van het boorproces wordt verder bepaald door de beheersbaarheid van het boorproces. M.a.w. kunnen zettingen tijdens het boorproces tijdig beïnvloed worden, zodat deze aanvaardbaar zijn (en blijven).

Toch zal in bepaalde gevallen de as van de straat niet aangehouden kunnen worden vanwege de vereiste boogstralen in het tracé die vaak veel groter zijn dan die van een bochtig stratenprofiel.

Men kan funderingsversterkende maatregelen nemen of kwetsbare panden geheel ondervangen alvorens met het boorproces ter plaatse wordt aangevangen, zodat op zeer dichte afstand van de fundering het boortracé kan passeren.

Voorkomen moet worden dat door het ondergronds boren zettingsverschillen gaan of zullen optreden waardoor schade aan bebouwing kan ontstaan.

II.1.3.2 Tracé onder bebouwing

Indien gedacht wordt aan de mogelijkheid om onder bebouwing door te boren zal het tracé diep onder de aanwezige funderingen dienen te liggen. Bij het boren onder een lokale paalfundering kunnen maatregelen als het ondervangen van de fundering genomen worden.

Het doorboren van dragende funderingspalen moet niet als reële oplossing gezien worden. Het eigendom van de grond vormt bij het onder bestaande panden door boren een punt van studie.

II.1.3.3 Inpassing boortracé in stedelijke omgeving

In een stedelijke omgeving als dat van Amsterdam zijn relatief kleine tunnels (met diameter 6 à 7 m) beter inpasbaar dan grotere tunnelafmetingen.

Overwegingen hierbij zijn:

- De zettingen op het maaiveld als gevolg van het boorproces zijn bij relatief kleine geboorde tunnels gelijkmatiger verdeeld.
- De gradiënten van de zettingstrog zijn bij kleine naast elkaar gelegen tunnels kleiner dan bij één grote tunnel met gelijke capaciteit.
- Bij het toepassen van een relatief grote diameter zal de kans dat meerdere grondlagen worden aangesneden toenemen.

- Een relatief grote diameter kan consequenties hebben voor het eerste watervoerende pakket, omdat in dat geval de kans bestaat dat door de diepteligging de 2e zandlaag volledig doorsneden wordt.
- De toelaatbare boogstralen van het schild zijn evenredig met de diameter van het schild. Relatief kleine tunnels (ca. 6 m) zijn daarom beter inpasbaar in een stedelijke omgeving.
- Risico's ten aanzien van het boorproces zijn bij grotere diameters belangrijk groter dan bij kleinere schilden. Hierbij wordt bijvoorbeeld gedacht aan het werken onder luchtdruk waarbij relatief slappe kleilagen zoals die in Amsterdam voorkomen moeilijk met luchtdruk kunnen worden ondersteund. Met name voor grotere boordiameters zullen deze schaalvergrotingseffekten resulteren in verhoogde risico's. Het aangeboorde oppervlak is bij een schild van 13 m t.o.v. 6 m meer dan 4 keer zo groot.

II.1.3.4 Bouwhinder als gevolg van het boren

Een belangrijk voordeel van het boren is dat kabels en leidingen bij aanleg van een boortracé niet hoeven te worden omgelegd. Dit geldt eveneens voor wegomleggingen. Dit in tegenstelling tot een open bouwmethode.

De te verwachten zettingen op maaiveldniveau dienen dan beperkt te blijven tot aanvaardbare waarden voor de ondergronds gelegen kabels en leidingen. Bij een gangbare gronddekking blijven de zettingen op maaiveldniveau acceptabel.

Ten aanzien van de trillingshinder tijdens het boorproces kunnen eisen gesteld worden aan de werkduur van het boren, dat i.h.a. veelal een kontinu proces is in ploegendienst.

Naast de beperkte en te minimaliseren invloed van het ondergronds boren is er de bouwhinder van de bouw van schachten en/of stations e.d. Deze aspecten worden besproken in hoofdstuk 7

II.1.4 Dimensioneringsaspecten

De gronddrukken rond de tunnel zijn lokatieafhankelijk. Met name als de zijdelingse steundruk wordt gevormd door slappe kleilagen zullen consolidatie-effecten optreden. In dat geval dient onderzocht te worden of een lining die in radiale richting buigende momenten kan opnemen moet worden toegepast.

Een boortunnel gelegen in een zandpakket kan uitgevoerd worden met een (standaard) lining bestaande uit scharnierende tunnelsegmenten.



II.1.5 Konklusies en aanbevelingen

Zoals in de inleiding reeds is aangegeven wordt het boren van relatief kleine tunnels met een diameter van circa 6 à 7 m in Amsterdam haalbaar geacht. Voor een aantal onderzochte tracé's in de binnenstad is een dergelijke boortunnel inpasbaar. Verdere studie zal zich onder andere richten op het in kwantitatieve zin aangeven van de te verwachten zettingen.

Bij een specifieke tracéstudie zal uitgebreid grondonderzoek nodig zijn om een goede inschatting te maken van de grondgesteldheid en onbekende obstakels in de ondergrond.

Door het boorproces in een open gebied te laten aanvangen kunnen leerprocessen (zoals de beheersbaarheid van optredende zettingen) worden doorlopen, zonder dat in principe nadelige gevolgen voor bebouwing ontstaat. Indien de te verwachten zettingen mogelijk nadelige gevolgen heeft op bebouwing zal deze ondervangen dienen te worden, zodat alsnog het boorproces ter plaatse mogelijk gemaakt wordt.

II.1.6 Literatuur

- [1] Technische Studie, Ondergronds Openbaar Vervoer (Verkeers- en vervoersplan Amsterdam 1990), Amsterdam, december 1989
- [2] Studie Ondergronds Openbaar Vervoer, Deel 2, Uitwerking Binnenstad (Verkeers- en vervoersplan Amsterdam 1990), Amsterdam, februari 1991

II.2 Rotterdam

In een stedelijke omgeving komt met name de aanleg van nieuwe metrolijnen in aanmerking voor toepassing van de boorvariant.

In verband hiermee is door de afdeling Ingenieursbureau voor Geotechniek en Milieu (IGM) van Gemeentewerken Rotterdam in 1991 studie verricht naar de geotechnische aspecten van de boorvariant, waarbij zowel aandacht is besteed aan lijnen in de binnenstad als aan verbindingen tussen binnenstad en buitenwijken. Met name is de inpassing in de stedelijke omgeving bekeken. Specifieke aspecten die hierbij zijn onderzocht betreffen de wijze waarop aansluitingen en kruisingen met het uit 2 lijnen bestaande huidige metronet zouden kunnen worden uitgevoerd.

II.2.1 Bodemopbouw

De maaiveldhoogte bevindt zich in de Rotterdamse binnenstad op een niveau van rond NAP. In buiten het centrum gelegen gebieden ligt het maaiveld in de meeste gevallen lager; met als diepste een niveau van circa NAP - 6.5 m (Alexander-polder).

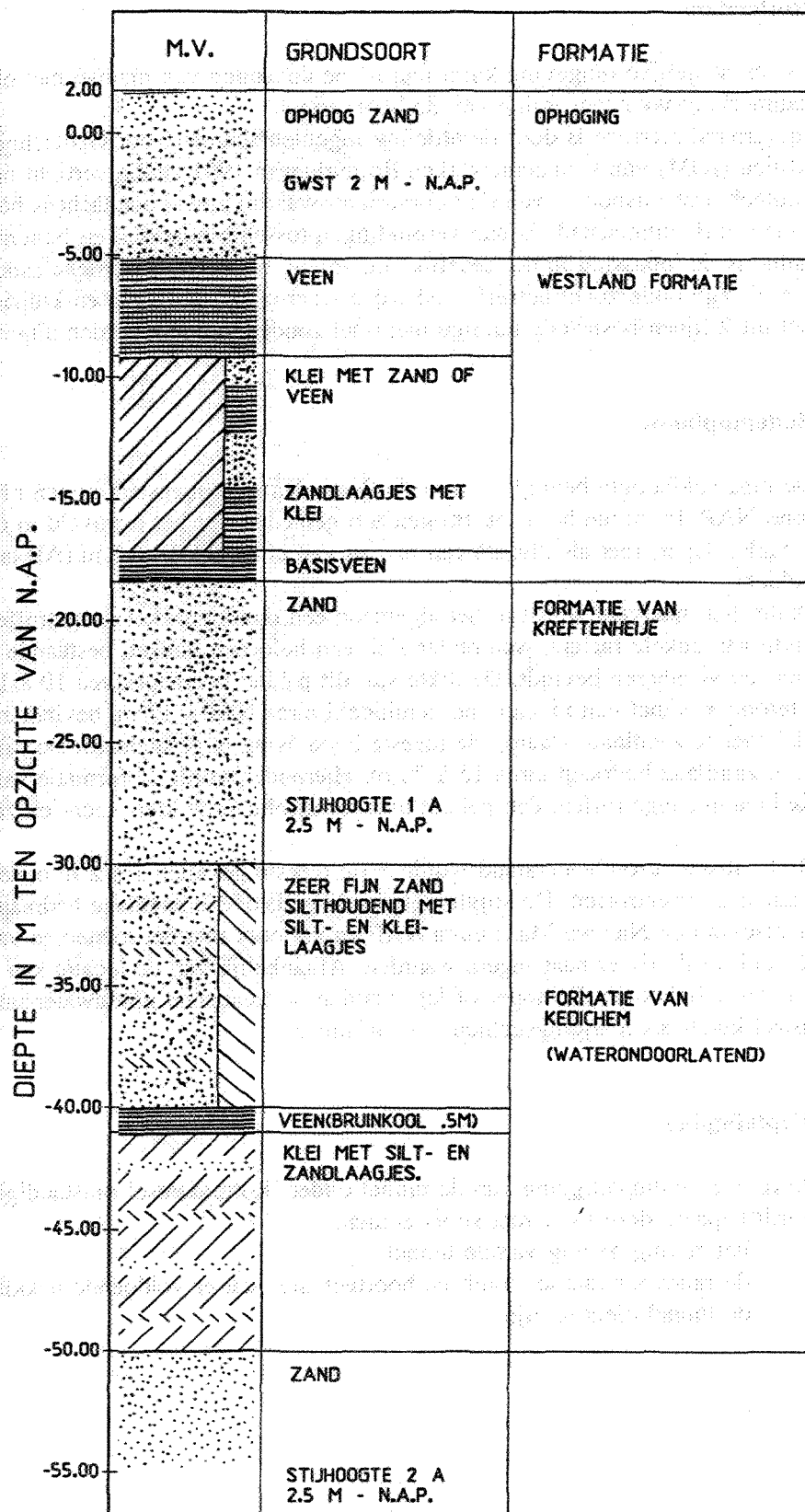
Onder het maaiveld wordt in het algemeen een ophoogpakket aangetroffen met een dikte van enkele meters, waaronder zich een holocene pakket, bestaande uit slappe klei- en veenlagen bevindt. De dikte van dit pakket bedraagt circa 10 à 15 m. Hieronder, vanaf een niveau van gemiddeld circa NAP - 17 m, bevindt zich de pleistocene zandlaag, waarop de meeste bebouwing is gefundeerd. De dikte van deze zandlaag bedraagt circa 15 à 20 m. Hieronder wordt de formatie van Kedichem aangetroffen, een pakket overgeconsolideerde klei- veen- en zandlagen.

De freatische grondwaterstand wordt in de meeste gevallen 1 à 2 m onder het maaiveld aangetroffen. De stijghoogte in de pleistocene zandlaag bedraagt ter plaatse van de Nieuwe Maas circa NAP en verloopt met het toenemen van de afstand tot de rivier naar lagere waarden. Afhankelijk van de locatie kan sprake zijn van een stijghoogte die hoger of lager is dan de freatische grondwaterstand, zodat zowel kwel- als inzijgingsgebieden voorkomen.

II.2.2 Diepteligging

De minimale diepteligging van de tunnel onder 'Rotterdamse' omstandigheden wordt bepaald door twee randvoorwaarden:

- het zettingsgedrag van de tunnel
- de randvoorwaarde vanuit de boortechniek, dat er voldoende dekking boven de tunnel dient te zijn



BRON: FUGRO

ROTTERDAM CENTRUM

Afdeling voor Tunneltechniek
en Ondergrondse WerkenBoren van tunnels voor
rail- en wegverbindingen

Op de meeste locaties in en nabij Rotterdam is sprake van een min of meer continue maaiveldzetting, door samendrukking van het holocene pakket, als gevolg van onderhoudsophogingen. In verband hiermee kan worden gesteld dat het tot onacceptabele risico's met betrekking tot zettingen en zettingsverschillen zou leiden een boortunnel hoog in het holocene pakket aan te leggen. Dit ervan uitgaande dat de tunnel moet aansluiten aan niet zakkende constructies zoals stations. Om deze reden kan ervan worden uitgegaan dat het hoogste nog bruikbare niveau in Rotterdam een niveau is waarbij de onderkant van de tunnel zich juist boven het aanvangsniveau van de pleistocene zandlaag bevindt. Dit wil zeggen dat een geboorde tunnel in Rotterdam zich met de onderzijde op een niveau van gemiddeld circa NAP -17 m of dieper zou moeten bevinden (dit is circa 17 m onder maaiveld). Uit de tweede randvoorwaarde wordt gevonden dat de gronddekking 9 m dient te bedragen voor een tunnel met een diameter van 6 m, en 20 m voor een tunnel met een diameter van 13 m.

Uit beide randvoorwaarden volgt voor de gemiddelde situatie, waarbij het maaiveldniveau NAP bedraagt en de Pleistocene zandlaag aanvangt op NAP -17 m, dat bij een diameter van 6 m het niveau onderkant buis op NAP -17 m of dieper ligt en bij een diameter van 13 m op NAP -33 m of dieper.

Voor buiten het centrum gelegen gebieden met een lager maaiveldniveau gelden diepere aanlegniveau's.

De maximale diepteligging van de tunnel wordt beperkt door de maximaal toelaatbare overdruk, waaronder volgens de Nederlandse wetgeving mag worden gewerkt. Deze bedraagt 3.5 atmosfeer (circa 35 m waterkolom). Ingeval van een calamiteit dient het (ook bij toepassing van een bentonietschild of een gronddrukbalansschild) mogelijk te zijn het graaffront met behulp van luchtdruk toegankelijk te maken. Uitgaande van een stijghoogte in het pleistocene zand van NAP -1 m, geldt voor de maximaal toelaatbare diepte ter plaatse van de onderzijde van de tunnelbuis een waarde van NAP -36 m. Overigens is in gebieden met een lager maaiveld, in de meeste gevallen de stijghoogte in het pleistocene zand ook lager dan genoemd.

Ervan uitgaande dat het vanuit het boorproces te prefereren is als de te boren tunnel zich zoveel mogelijk binnen één grondsoort bevindt, kan worden gesteld dat een tunnel met een diameter van circa 6 m naar keuze zou kunnen worden geboord juist boven de pleistocene zandlaag (niveau onderkant tunnel op circa NAP -17 m) of volledig in de pleistocene zandlaag (niveau onderkant tunnel maximaal circa NAP -36 m). Een tunnel met een diameter van circa 13 m dient volledig in de pleistocene zandlaag te worden geboord (niveau onderkant tunnel circa NAP -33 m à NAP -36 m). In totaal ontstaan diengevolge 3 varianten:

- 1 tunneldiameter 6 m; diepteligging onderkant tunnel circa NAP -17 m
- 2 tunneldiameter 6 m; diepteligging onderkant tunnel tussen NAP -25 à -36 m
- 3 tunneldiameter 13 m; diepteligging onderkant tunnel circa NAP -35 m

Opgemerkt wordt dat een hooggelegen tunnel (variant 1) in principe het stratenpatroon zal moeten volgen, terwijl diepgelegen tunnels naar verwachting een grotere vrijheid in de tracékeuze biedt. Tevens wordt opgemerkt dat voor metrotoeepassingen slechts variant 1 en 2 interessant zijn.

II.2.3 Invloed op de Omgeving

Buiten maaiveldzetting is de invloed op in de bodem aanwezige objecten van groot belang. Hierbij kan worden gedacht aan kabels en leidingen, funderingen etc. Voor de kabels en leidingen (die niet door middel van palen zijn gefundeerd) zal gelden dat deze, indien ze zich niet ver onder het maaiveld bevinden, een vervorming zullen ondergaan die vrijwel gelijk is aan de maaiveldzetting. Gelet op de in de Rotterdamse omgeving gebruikelijke maaiveldzetting van circa 0.02 à 0.03 m/jaar (waarde voor Rotterdam-centrum), kan gesteld worden dat de gevolgen van het boren voor de kabels en leidingen naar verwachting in de meeste gevallen beperkt zullen zijn.

II.2.3.1 Door middel van palen gefundeerde constructies

Het grootste deel van de bebouwing in de Rotterdamse omgeving is gefundeerd in de pleistocene zandlaag. Voor door middel van palen in de pleistocene zandlaag gefundeerde constructies geldt dat deze in principe slechts vervormingen zullen meemaken, indien de funderingspalen deze eveneens meemaken.

Bij toepassing van variant 1 dient bij de vaststelling van het tracé zoveel mogelijk te worden uitgegaan van het stratenpatroon. Dit in verband met het feit dat onder bebouwing doorboren in dit geval slechts mogelijk is na het nemen van ingrijpende maatregelen, zoals het ondervangen van bestaande paalfunderingen. Het draagvermogen van naburige funderingspalen zal bij toepassing van deze variant naar verwachting slechts marginaal veranderen, daar de pleistocene zandlaag niet of nauwelijks wordt verstoord. Wel is het mogelijk dat de optredende vervormingen in het geval van kwetsbare houten paalfunderingen, die niet op het optreden van negatieve kleeft zijn berekend, in sommige gevallen aanleiding zouden kunnen geven tot enige zakking van de gefundeerde constructie.

In het geval van de varianten 2 en 3 is de invloed die op paalfunderingen wordt uitgeoefend volledig afhankelijk van de afstand tussen paalpunt en tunnel. Indien vervorming van de funderingszandlaag, ter hoogte van het paalpuntniveau optreedt zal deze vervorming door de paal worden gevolgd, terwijl ook veranderingen in de spanningstoestand van het deel van de zandlaag waarin zich de paal bevindt, aanleiding kan geven tot het optreden van paalverplaatsingen.

Aangenomen wordt dat indien de afstand tussen paalpunt en tunnel voldoende groot is, de gevolgen beperkt zijn. Met behulp van een eindig elementenmodel uitgevoerde berekeningen kunnen hierover voor een specifiek geval nader uitkomst bieden. Ter verkrijging van het benodigde inzicht in de wijze waarop een elementenmodel in deze dient te worden toegepast, worden momenteel in een samenwerkingsverband tussen de aannemerij, ingenieursbureau's, grote gemeenten en Grondmechanica Delft centrifugeproeven gedaan betreffende de interactie tussen funderingspalen en tunnel.



Aan de hand van een dergelijk eindige elementenmodel zal tevens kunnen worden vastgesteld of, en zo ja onder welke voorwaarden het mogelijk zal zijn onder bestaande paalfunderingen door te boren. Opgemerkt kan worden dat dit in het geval van variant 2 (kleine diameter) aanmerkelijk waarschijnlijker is dan in het geval van variant 3. Dit in verband met de absolute grootte van de zettingen, die in het geval van een kleine tunnel naar mag worden aangenomen geringer zal zijn, alsmede in verband met de afstand tussen tunneldak en paalpunt, die in het geval van variant 3 aanmerkelijk kleiner is dan in het geval van variant 2.

II.2.4 Dimensioneringsaspecten

Gelet op de kruip- en consolidatie-eigenschappen van de slappe holocene grondlagen, dient er rekening mee te worden gehouden dat bij toepassing van variant 1, een lining dient te worden toegepast die in radiale richting buigende momenten kan opnemen, teneinde een doorgaande vervorming (ovalisering) van de tunnelbuis te voorkomen. Bij de diepgelegen varianten, waarbij de tunnelbuis zich volledig in een zandlaag bevindt, behoeft dit niet, daar de pleistocene zandlaag voldoende horizontale steundruk op de tunnelwand kan uitoefenen zonder dat een blijvende kruip optreedt.

II.2.5 Literatuur

- [1] ir. J.H. van Dalen, Geboorde metrotunnels in Rotterdam?, syllabus open sprekersdag KIVI, 30 januari 1992



II.3 Utrecht

In 1990 is door een combinatie van aannemers (Ballast Nedam, Beton en Waterbouw, Hollandse Beton- en Waterbouw, Strukton en Wayss Freytag) in opdracht van de Dienst Openbare Werken van de gemeente Utrecht een studie verricht naar de haalbaarheid van de aanleg van een ondergrondse trambaan in Utrecht. Deze trambaan zou deel gaan uitmaken van de railverbinding Utrecht CS - de Uithof - Zeist en kan als voortzetting van de sneltramverbinding met Nieuwegein worden gezien.

In de studie zijn verschillende bouwtechnieken (bouwkuip, boren en Bergmännisch) zowel technisch, kostentechnisch en tijdtechnisch in beschouwing genomen en vergeleken. Eveneens is de invloed op de omgeving voor de verschillende methoden van uitvoering in kaart gebracht.

Op enkele grondmechanische aspecten wordt in de volgende paragrafen ingegaan.

II.3.1 Bodemopbouw

De maaiveldhoogte in de binnenstad van Utrecht varieert tussen NAP +2.00 m en NAP +5.00 m. De grondwaterstand bedraagt gemiddeld NAP +0.50 m.

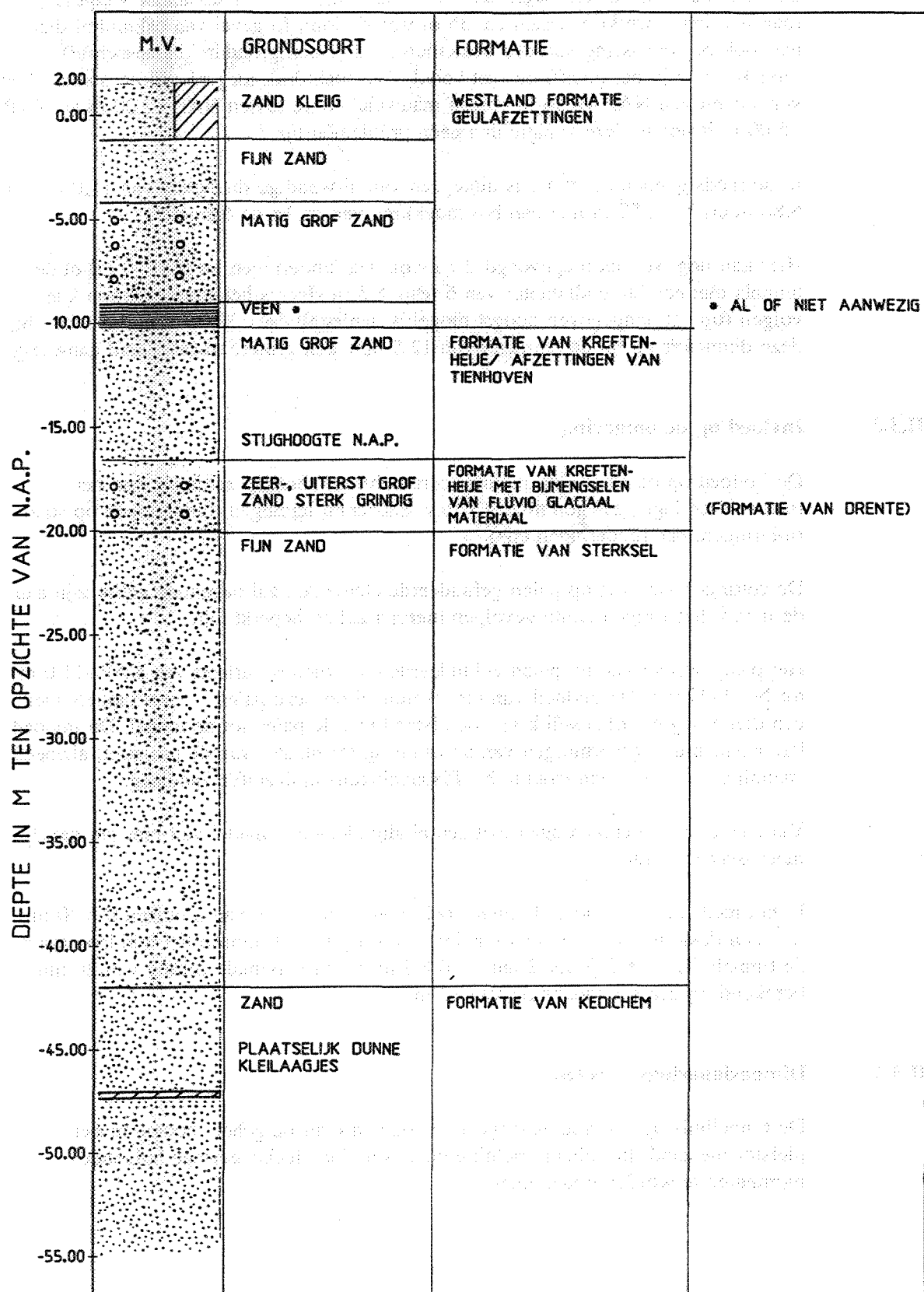
Vanaf het maaiveld tot een nivo van NAP +1.5 m à NAP -1.5 m komen in het algemeen antropogene geroerde gronden voor in de vorm van zand en puin, over het algemeen kleihoudend. Plaatselijk komen hierin klei- en veenlagen voor vanaf NAP +3.0 m à NAP -0.5 m tot NAP +1.5 m à NAP -1.5 m. Deze lagen hebben een dikte van 0.5 à 1.5 m, betreffende de kleilaag, en 0.5 m betreffende de veenlaag. Hieronder bevindt zich het pleistocene zandpakket, vanaf NAP +1.5 m à NAP -1.5 m tot zeer diep. Dit zand is fijn tot matig grof van aard en plaatselijk siltig.

De stijghoogte in het pleistocene pakket is, door het plaatselijk geheel ontbreken van een waterremmend klei of veenpakket, gelijk aan de grondwaterstand.

II.3.2 Varianten diepteligging

De minimale diepteligging van de tunnel wordt bepaald door de randvoorwaarde uit de boortechniek, dat voldoende dekking boven de tunnel dient te zijn. Mogelijkerwijs is deze maat nog afhankelijk te stellen van eigenschappen van de boven de tunnel liggende grond, zoals volumegewicht en sterkte eigenschappen.

Voor tunnelbuitendiameters van 6 m, resp. 8.5 m, resp. 12.5 m betekent dit een minimale dekking ($1.5 \cdot D$) van 9 m, resp. 12.75 m, resp. 18.75 m. De onderkant komt hiermee op een nivo van 15 m, resp. 19.25 m, resp. 31.25 m beneden maaiveld, dus over de gehele hoogte in het pleistocene zand.



UTRECHT CENTRUM

BRON: FUGRO

Afdeling voor Tunneltechniek
en Ondergrondse WerkenBoren van tunnels voor
rail- en wegverbindingen

De maximaal toelaatbare overdruk waaronder volgens de Nederlandse wetgeving mag worden gewerkt bedraagt ca. 35 m waterkolom. In geval van calamiteit dient het (ook bij toepassing van een bentonietschild of een gronddrukbalansschild) mogelijk te zijn het graaffront met behulp van luchtdruk toegankelijk te maken. Een waterstand van NAP +0.50 m en een maaiveldhoogte tussen NAP +2.00 m en NAP +5.00 m levert in deze situatie dan geen problemen op.

In de reeds genoemde studie is uitgegaan van uitwendige diameters van 11.0 m, 2 x 6.80 m en 2 x 8.50 m met een bovendekking van ca 1x de diameter.

Hier kan nog worden toegevoegd dat i.v.m. paalfunderingen tot NAP -17.0 m de tunnels met een buitendiameter van 6 resp. 8.5 m slechts het stratenpatroon kan volgen (op het aangegeven hoogst mogelijk aanlegniveau). Voor lagere niveau's bij deze diameters en bij de diameter van 12.5 m is een grotere tracé-vrijheid aanwezig.

II.3.3 Invloed op de omgeving

De invloed op de omgeving manifesteert zich met name in zettingen van het maaiveld en lager gelegen niveau's (b.v. kabels en leidingen, funderingen op staal, rioleringen, paalfunderingen enz).

De zettingen van niet op palen gefundeerde elementen zal nagenoeg gelijk zijn aan de maaiveldzettingen en de gevolgen hiervan zullen beperkt zijn.

Het paalpuntnivo van op palen gefundeerde constructies varieert van NAP -11.0 m tot NAP -17.0m. De invloed van de boortunnel op deze palen is voor tunnels met een diepe ligging afhankelijk van de afstand van de palen tot de tunnel. De invloed kan bestaan uit vervormingen van de zandlaag ter plaatse van de paalpunt, alsmede spanningsveranderingen (rotatie hoofdspansingen) in dezelfde zandlaag.

Via aanvullende berekeningen met een eindig elementenmodel valt hier per geval meer over te zeggen.

In het reeds eerder genoemde onderzoek is voor het geval van 2 buizen Ø 6.80 m met een dekking van 13 m een maximale zetting van 16 mm in het midden tussen de tunnels voorspeld. Voor 2 buizen Ø 8.5 m is een maximale zetting van 20 mm berekend bij een gronddekking van 12 m.

II.3.4 Dimensioneringsaspecten

De tunnelbuis ligt bij alle aangegeven varianten over de gehele hoogte in het pleistocene zand. In radicale richting behoeven dan slechts geringe buigende momenten te worden opgenomen.

III

BIJLAGE III Resultaten Plaxis-berekeningen

Een voorbeeld van afschermen van een paalfundatie, zodat dat grondverplaatsing of ontspanning zich niet doorzet tot aan de fundering, is het aanbrengen van een diepwand- of een damwandscherm tussen de fundatie en de (toekomstige) tunnel waardoor de beweging van de grond onderbroken wordt.

De effectiviteit van dergelijke maatregelen is in een eenvoudig rekenmodel, met behulp van het programma Plaxis onderzocht.

Het rekenkundig onderzoek bestaat uit een vergelijking van verplaatsingen op verschillende afstanden van een zakkingsbron (boortunnel of ondergronds station) wanneer er wel of geen vertikaal scherm geplaatst is.

Omwille van de eenvoud van interpretatie is een eenvoudig model aangehouden:

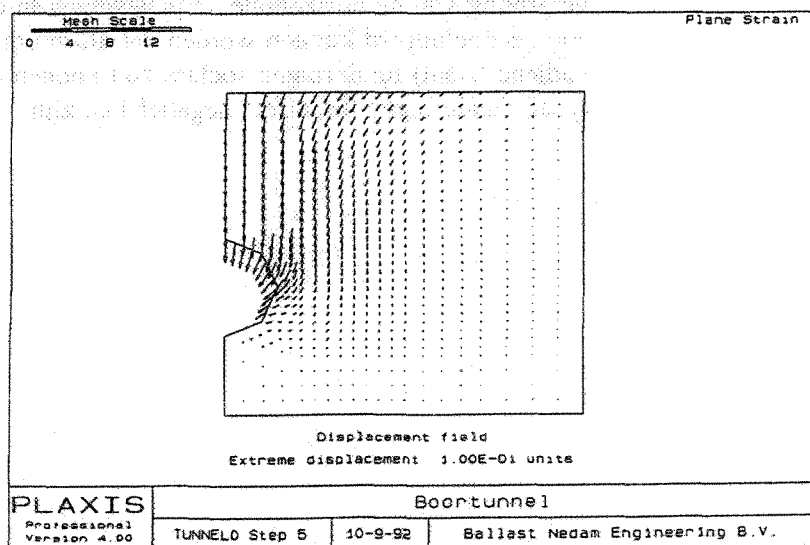
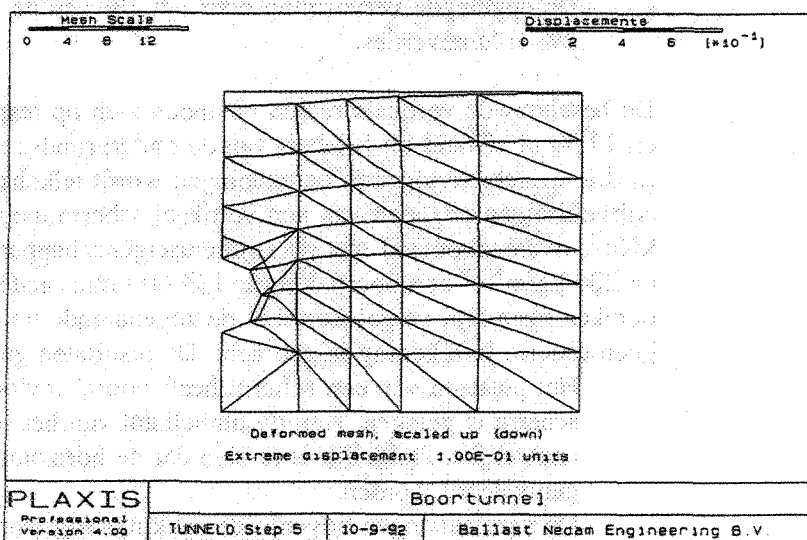
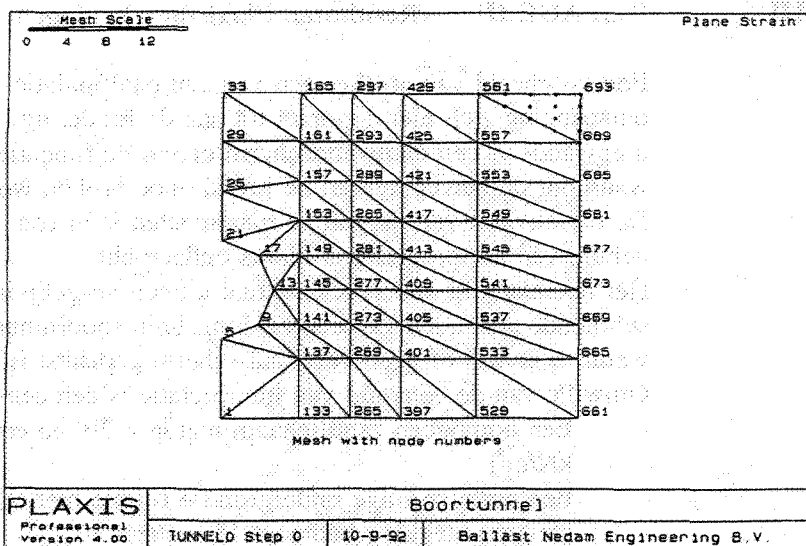
- Een homogeen zandlichaam met $\phi = 30^\circ$ en een volume gewicht van $\gamma_{\text{nat}} = 20 \text{ kN/m}^3$;
- Een cirkelvormige ondergrondse ruimte met een diameter van 10 m;
- De gronddekking bedraagt 15 meter;
- De opgelegde vervorming bedraagt 1% van de diameter, hetgeen neerkomt op 2% volumeverlies.

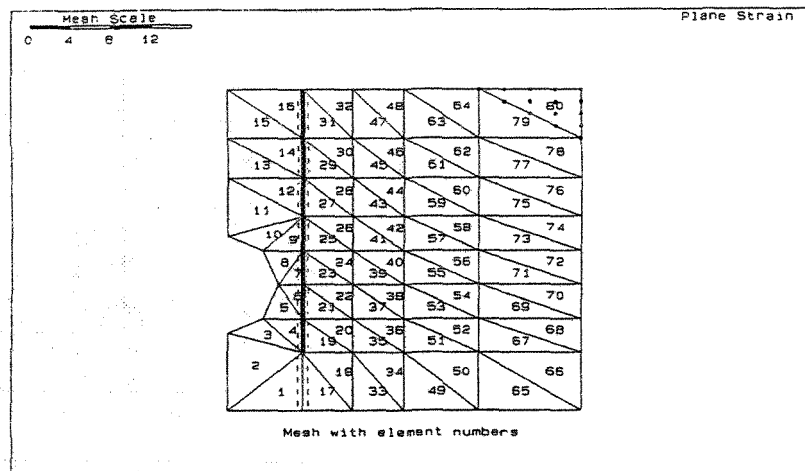
De beschouwde verticale raaien bevinden zich op respectievelijk 7.50 m, 12.50 m en 17.50 m afstand uit het hart van de ondergrondse ruimte.

In drie achtereenvolgende berekeningen wordt telkens aan een van deze raaien de stijfheidseigenschappen van een vertikaal scherm toegekend met $EI_{\text{scherm}} = 125000 \text{ kNm}^2$, overeenkomend met de stijfheidseigenschappen van een stalen damwand van ca 200 kg/m^2 of een boorpalenwand $\varnothing 600 \text{ mm}$, gedeeltelijk gescheurd. Deze drie berekeningen zijn vergeleken met de zogenaamde nul-situatie, de situatie waarbij geen scherm in rekening is gebracht. De resultaten geven het volgende beeld:

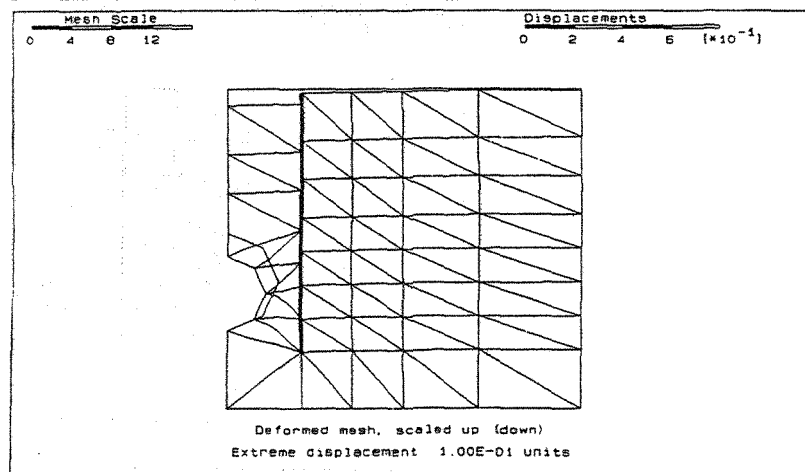
- Het plaatsen van een scherm heeft vooral invloed op het gebied dat achter het scherm is gelegen. Aan de tunnelkant van het scherm wijzigt het beeld nauwelijks. Duidelijk is te zien dat de horizontale verplaatsingen als het ware geniveleerd worden.
- De verplaatsingen bovenin de zakkingsrog worden minder ten koste van een vergroting van de horizontale verplaatsingen in ondergelegen lagen. Hieruit zou geconcludeerd kunnen worden dat afscherming op deze wijze voor ondiepe (staal) funderingen soelaas zou kunnen bieden, maar dat voor diepere (paal) funderingen het effect negatief kan zijn.



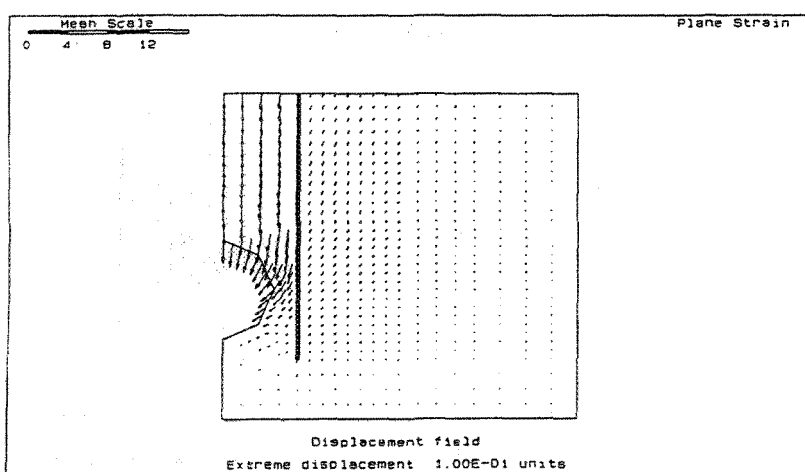




PLAXIS Professional Version 4.00	Boortunnel met damwand		
	TUNNEL1 Step 0	10-9-92	Ballast Nedam Engineering B.V.



PLAXIS Professional Version 4.00	Boortunnel met damwand		
	TUNNEL1 Step 8	10-9-92	Ballast Nedam Engineering B.V.



PLAXIS Professional Version 4.00	Boortunnel met damwand		
	TUNNEL1 Step 8	10-9-92	Ballast Nedam Engineering B.V.

