

Projectorganisatie HSE-Zuid infra

Datum ontvangst: 1-4-99

registratienr.: RPE/R/090935/3.10.10

beh. eenheid:

behandelaar:

evt gebruiks-
beperkingen:

kopie: RPE

Inventarisatie van boorfrontmodellen voor een DOT-tunnel

Datum : 1 april 1999

Ons kenmerk : BOT/RPE

Versie : Afstudeerrapport, deel I

Status : DEFINITIEF

Opsteller : Rob Peters

Controleur(s) : Afstudeercommissie

Goedkeurder :

Autorisator :

Bestand : inventarisatie.doc

Technische Universiteit Delft
Subfaculteit der Civiele Techniek
Sectie Geotechniek
 Tel.: 015 2781880
 Fax.: 015 2783328

Sectie Ondergronds Bouwen
 Tel.: 015 2781256
 Fax.: 015 2787828
 Stevinweg 1
 2628 CN DELFT

Projectorganisatie
 Hogesnelheidslijn-Zuid
 Projectbureau Boortunnel
 Postbus 20000
 3502 LA Utrecht

Bezoekadres:
 Gebouw "Westraven"
 Griffioenlaan 2
 Utrecht

Tel 030 - 285 84 22
 Fax 030 - 285 84 60

Voorwoord

Dit is het eerste rapport van mijn afstudeerproject in opdracht van de Projectorganisatie HSL-Zuid, Cluster Boortunnel te Utrecht.

Bij deze wil ik mijn afstudeercommissie, de "collega's" van de Projectorganisatie HSL-Zuid, ouders, vrienden en medestudenten bedanken voor de positieve invloed op de voortgang en het verdere afstudeerwerk.

Speciale dank gaat uit naar Wout Broere en Michel Oude Essink voor het snelle en grondige correctiewerk. Mark Veenma voor de vele nuttige en waardevolle adviezen.

Utrecht, 7 april 1998

Rob Peters

Inhoudsopgave

Voorwoord	i
Samenvatting	v
1 Inleiding	1
1.1 Algemeen	1
1.2 Probleemstelling	1
1.3 Doelstelling	1
1.4 Opdrachtgever	1
1.5 De afstudeercommissie	2
1.6 Plan van aanpak	2
1.7 Rapportindeling	2
2 Het project "Boortunnel Het Groene Hart" als onderdeel van de HSL-Zuid	4
2.1 De HSL-Zuid en boortunnel "Het Groene Hart"	4
2.2 Oorsprong van de HSL	4
2.2.1 De HSL-Zuid	5
2.2.2 Het ontwerp van het tracé	6
2.2.3 Tijdsplanning van de HSL-Zuid	6
2.3 Boortunnel "Het Groene Hart"	6
2.3.1 Referentie-ontwerp	7
3 Niet-cirkelvormige boorschilden	8
3.1 DOT-schild	8
3.2 Multi-Face-schild	9
3.3 DPLEX-methode	9
3.4 Conclusies	10
4 Ondersteuning van het boorfront	12
4.1 Principe van boorfrontondersteuning	12
4.2 Methoden van boorfrontondersteuning	13
4.2.1 Boorfrontondersteuning bij een vloeistofschild	13
4.2.2 Boorfrontondersteuning bij een gronddrukbalansschild	14
4.2.3 Boorfrontondersteuning bij een open schild	16
4.3 Conclusies	18

5	Bezwijkmechanismen aan het boorfront	19
5.1	Micro-instabiliteit	19
5.2	Macro-instabiliteit	19
5.2.1	Blow-out	20
5.2.2	Piping	21
5.2.3	Fracturing	21
5.2.4	Cavity expansion	22
5.2.5	Liquefactie	23
5.2.6	Lokaal bezwijken	23
5.3	Globaal bezwijken	24
5.4	De invloed van de bezwijkmechanismen op een DOT-tunnel	24
5.5	Conclusies	24
6	Boorfrontmodellen	26
6.1	Vuistregels	26
6.1.1	Vloeistofschilden	26
6.1.2	Gronddrukbalansschilden	27
6.2	Analytische 1D rekenmodellen	27
6.2.1	Bromms & Bennermark (1967)	28
6.3	Analytische 2D rekenmodellen	29
6.3.1	Atkinson & Potts (1977)	29
6.3.2	Krause (1987)	31
6.3.3	Davis et al (1980)	32
6.4	Analytische 3D-rekenmodellen	35
6.4.1	Jancsecz en Steiner (1994)	35
6.4.2	Anagnostou & Kovari (1994)	37
6.4.3	Van Baars (1998)	39
6.4.4	Leca & Dormieux (1990)	41
6.5	2D computermodellen	47
6.5.1	PLUTO EEM	48
6.5.2	Plaxis EEM	48
6.6	3D computermodellen	48
6.6.1	Plaxis3D EEM	48
6.6.2	DIANA EEM	48
6.6.3	ANSYS EEM	48
6.7	Conclusies	49
7	Overige onderwerpen	51
7.1	Waterdrukken	51
7.1.1	Waterdrukken als gevolg van het snijden van de grond	51
7.1.2	Waterdrukken als gevolg van de steundruk	51
7.1.3	Waterdrukken bij een DOT-schild	51
7.2	Silowerking voor het boorfront	52
7.3	Validatie van de modellen ten aanzien van een DOT-tunnel met een geocentrifuge	53
7.4	CATSBY	53
7.5	Conclusies	54

8 Eindconclusies en aanbevelingen	55
8.1 Eindconclusies	55
8.2 Aanbevelingen	56
Bronvermelding	57
Literatuur	57
Personen	58
Overige bronnen	59
Instanties en bedrijven	59
Afstudeercommissie	59
Internetsites	59
Bijlagen	60
Bijlage A Lengteprofiel van het referentie-ontwerp	61
Bijlage B Dwarsdoorsnede van het referentie-ontwerp	62
Bijlage C Dwarsdoorsnede DOT-tunnel	63
Bijlage D Brochure DOT Tunneling Association	64
Bijlage E Korrelverdelingskromme liquefactie	70
Bijlage F 3-Dimensionale gronddrukcoëfficiënt van Jancsecz	71
Bijlage G Tabellen van Leca & Dormieux	72

Samenvatting

De Nederlandse regering heeft besloten dat Nederland moet worden aangesloten op het Europese netwerk van hogesnelheidslijnen. Het Noord-Nederlandse tracé loopt door het Groene Hart en om de landschappelijke waarde hiervan niet aan te tasten is er gekozen voor de aanleg van een tunnel. De tunnel onder "Het Groene Hart" zal worden geboord tussen Westeinde en Leiderdorp met een totale lengte van circa 7 kilometer.

Omdat het principe design & construct wordt toegepast, kunnen er alternatieve ontwerpen op het referentie-ontwerp worden ingediend tijdens de aanbesteding. In het kader hiervan behoort een DOT-tunnel (Double-O-Tube) tot de mogelijkheden. Bij de Projectorganisatie HSL-Zuid is daarom een afstudeeronderzoek verricht getiteld "Inventarisatie van boorfrontmodellen van een DOT-tunnel".

Een DOT-tunnel is een tunnel die een vorm heeft die bestaat uit twee elkaar overlappende cirkels. Deze tunnel kan door één tunnelboormachine worden uitgevoerd. Het graaffront kan op dezelfde manier ondersteund worden als bij een cirkelvormig schild. Het belangrijkste kenmerk van een DOT-schild is de grote oppervlakte als gevolg van de breedte van het boorschild. Deze breedte is circa 1,75 maal groter dan bij een normaal cirkelvormig boorschild.

Het grote voordeel van deze DOT-tunnelbouwmethode is dat er geen dwarsverbindingen nodig zijn, die in het referentie-ontwerp zijn opgenomen. Een groot nadeel is dat er nog totaal geen ervaring met de bouw van dit soort tunnels in Europa is. Een tweede nadeel is de boorfrontstabiliteit van dit soort schilden, daar is weinig over bekend.

Voor de boorfrontstabiliteit van zowel een cirkelvormige- als een DOT-TBM is het van belang om te weten hoe het boorfront ondersteund moet worden. Dit kan door een vloeistof-, gronddrukbalansschild of een open schild. Gezien het geotechnisch profiel behoren een vloeistof- en een gronddrukbalansschild tot de mogelijkheden. Een open schild zal alleen tot de mogelijkheden behoren voor kortdurende situaties zoals reparatie of onderhoud

Er is een aantal bezwijkvormen en een aantal bezwijkmechanismen aan het boorfront van een TBM. Micro-instabiliteit is de instabiliteit van één of enkele korrels in het grondmassief. Macro-instabiliteit is hetzelfde als globaal bezwijken en dit betreft alle andere bezwijkmechanismen. Lokale instabiliteit is de instabiliteit van het boorfront, waarbij alleen grote verplaatsingen aan het boorfront op zullen treden en geen direct zichtbare verplaatsingen aan het maaiveld. Bij globale instabiliteit zullen er wel grote verplaatsingen aan het maaiveld zijn. Er zijn verschillende globale bezwijkmechanismen: blow-out, piping, fracturing, cavity expansion en liquefactie.

Blow-out treedt op bij onvoldoende dekking op de tunnel. De andere vier bezwijkmechanismen zijn enorm afhankelijk van het bodemprofiel en de eigenschappen van de grond. De bezwijkmechanismen zijn onafhankelijk van de geometrie van tunneldoorsnede.

Fracturing zal bepalend zijn voor de maximum steundruk van de DOT-TBM.

Van de analytische boorfrontmodellen voldoen de 3-dimensionale modellen voor aanpassing voor een DOT-schild. Dit omdat de boorfrontstabiliteit voor een DOT-tunnel een 3-dimensionaal probleem is en een DOT-schild een bijna twee keer zo grote breedte als diameter heeft.

Van de numerieke modellen is het aan te raden om de pas ontwikkelde Plaxis3D-tunnelmodule te gebruiken. Dit is een speciaal voor geotechnische toepassingen geschreven rekenprogramma. Het boorproces en de invloed van dit proces op de spanningen en verplaatsingen in de ondergrond zijn te modelleren in dit programma. Door dit nu toe te passen op een DOT-graaffront en een vergelijking te maken met een cirkelvormig graaffront kan de invloed van de breedte worden onderzocht.

Een viertal andere onderwerpen is ook van belang voor de boorfrontstabiliteit. Ten eerste zijn de waterdrukken van belang voor de boorfrontstabiliteit van een DOT-tunnel. Vooral de wateroverspanningen kunnen voor instabiliteit van het boorfront zorgen.

Ten tweede zal silowerking van de grond boven een uitgraving zorgen voor een spanningsreductie in de boven de uitgraving, bijvoorbeeld een tunnel, liggende grond. Dit heeft weer invloed op boorfrontstabiliteit. De effectieve spanningen aan het boorfront zullen dan lager zijn. De steundruk uitgeoefend op het front zal dan ook lager moeten zijn.

Het op schaal uitvoeren van proeven om de boorfrontstabiliteit van een DOT-TBM te simuleren kan door het maken van schaalmodellen en deze te plaatsen in een geocentrifuge. Deze kan grote krachten opwekken en de grond en het bezwijken ervan simuleren. Aan de hand van de schaalmodellen kan veel inzicht en informatie over de mogelijke bezwijkmechanismen bij een DOT-tunnel worden verkregen.

Als laatste en vierde onderwerp dat van belang kan zijn voor boorfrontstabiliteit is CATSBY. CATSBY is een in Frankrijk gemaakt systeem dat door micro-instabiliteiten te monitoren, het boorfront stabiel kan houden door het sturen van de steundruk. Belangrijke parameters voor dit systeem zijn de luchtdruk in het luchtkussen en de druk van de bentonietsuspensie bij een vloeistofschild. Een maat voor de stabiliteit van de grond voor het boorschild is de wrijvingskracht van de tunnelboormachine.

1 Inleiding

1.1 Algemeen

De Nederlandse regering heeft besloten dat Nederland moet worden aangesloten op het Europese net van hogesnelheidslijnen. De Hogesnelheidslijn-Zuid (HSL-Zuid) is het Nederlandse deel van de hogesnelheidslijnverbinding tussen Amsterdam, Rotterdam, Brussel en Parijs of Londen.

Een deel van HSL-Zuid gaat door "Het Groene Hart" en om dit natuurgebied niet te verstoren heeft het kabinet gekozen voor de aanleg van een boortunnel van Leiderdorp tot Leiderdorp met een lengte van circa 7km. Omdat het principe van design & construct wordt toegepast, kunnen alternatieve ontwerpen op het referentie-ontwerp worden ingediend.

In het huidige referentieontwerp van de HSL-Zuid is voor de boortunnel onder "Het Groene Hart" een ontwerp gemaakt die bestaat uit 2 tunnelbuizen met om de 300m dwarsverbindingen. Eén van de mogelijke alternatieven is een DOT-tunnel.

Een DOT-tunnelmethode is een boormethode waarmee een tunnel geboord wordt die bestaat uit twee elkaar overlappende cirkels, waarbij nu geen dwarsverbindingen gemaakt hoeven te worden.

Met deze DOT-methode is reeds enige ervaring opgedaan in Japan. In Europa is nog geen enkele ervaring. De gevolgen van zijn andere vorm en vooral de bijna 2 keer grotere breedte op de krachtswerking rondom de tunnel en in de tunnelling zijn nog onbekend.

1.2 Probleemstelling

In Nederland is tot nu de boortunnelervaring beperkt gebleven tot cirkelvormige doorsneden. Een cirkelvormige doorsnede is voor het ontsluiten van het Profiel van Vrije Ruimte (PVR) niet optimaal. Een alternatief voor de boortunnel "Het Groene Hart" is een DOT-tunnel.

Een DOT-tunnel wijkt enigszins af van een ronde tunnel. De breedte is circa 1,75 maal groter dan een normale cirkelvormige tunnel. Over de krachtswerking rondom, de boorfrontstabiliteit tijdens de bouwfase in relatie met de diepte en breedte van een DOT-tunnel is nog vrij weinig bekend.

In Japan zijn er al wel enkele DOT-tunnels gebouwd en met succes. In dit rapport zal worden ingegaan op de boorfrontstabiliteit van een DOT-tunnel.

1.3 Doelstelling

De doelstelling van dit afstudeerproject bestaat uit:

- Inventariseren van de beschikbare methodes en modellen om het boorfront van een DOT-tunnel te berekenen (1D, 2D en 3D-modellen);
- Het analytisch en numeriek bepalen van de boorfrontstabiliteit;
- Het analytisch bepalen van de diepteligging van een DOT-tunnel.

Het eerste punt, de inventarisatie van boorfrontmodellen voor een DOT-tunnel, wordt behandeld in dit afstudeerrapport, deel I. Deel II zal bestaan uit de uitwerking van de overige punten.

1.4 Opdrachtgever

De opdrachtgever van dit afstudeerproject is de Projectorganisatie HSL-Zuid, Projectbureau Boortunnel "Het Groene Hart". Dit afstudeerwerk is uitgevoerd bij de Projectorganisatie op de 21^e verdieping van het gebouw Westraven aan de Griffioenlaan 1, in Utrecht.

1.5 De afstudeercommissie

De afstudeercommissie bestaat uit de volgende personen:

- Prof. dr. ir. A. Verruijt, voorzitter afstudeercommissie, TU Delft Sectie Geotechniek;
- Ir. W. Broere, dagelijks begeleider, TU Delft Sectie Geotechniek;
- Ir. G. Arends, begeleider, TU Delft sectie Ondergronds Bouwen;
- Ir. W.L. Leendertse, Clustermanager Groene Hart Tunnel Projectorganisatie HSL-Zuid;
- Ir. M.P.Oude Essink, dagelijks begeleider Projectorganisatie HSL-Zuid, Cluster Boortunnel Groene Hart.

1.6 Plan van aanpak

In onderstaande tabel zal de aanpak in chronologische volgorde beschreven worden.

Fase	Duur (maanden)
Werkplan	½
Inventariseren	1 ½
Bepalen dekking van de DOT-tunnel	2
Invloed van breedte op de dekking	2
Lay-out, voorbereiding presentatie (totaal)	1

Figuur 1.1 Fasering afstuderen

Het afstudeerproject zal eind maart worden afgerond. Dit rapport hoort bij de fase Inventariseren.

1.7 Rapportindeling

Dit rapport begint met een algemene inleiding, probleem- en doelstelling, opdrachtgever, afstudeercommissie en een plan van aanpak. In het tweede hoofdstuk wordt het project "Boortunnel onder Het Groene Hart" beschreven, dit aan de hand van het referentie-ontwerp.

Het derde hoofdstuk zal dieper ingaan op de verschillende soorten niet-cirkelvormige schilden en de specifieke kenmerken ervan. Conclusies zullen dit hoofdstuk besluiten.

In het vierde hoofdstuk wordt eerst het principe van boorfrontondersteuning uitgelegd. Dan volgen de boorfrontondersteuning van een vloeistof-, gronddrukbalans- en open schild. Er wordt afgesloten met conclusies van de boorfrontondersteuning van een DOT-schild.

In het daaropvolgende vijfde hoofdstuk, worden bezwijkmechanismen beschreven. Er wordt ook beschreven wat het effect nu is op de DOT-tunnel van al deze bezwijkmechanismen, waarna de conclusies ook dit hoofdstuk zullen afsluiten.

Het zesde hoofdstuk zal bestaan uit de verschillende boorfrontmodellen. Er volgt, na de vuistregels voor een vloeistof- en gronddrukbalansschild, een aantal modellen ter bepaling van de minimale en maximale steundruk van het boorfront voor een cirkelvormige doorsnede van de tunnelboormachine. Dan volgen de 2- en 3-dimensionale computermodellen: de eindige elementen modellen (EEM).

Dan zal een korte beschouwing komen welke modellen geschikt zullen zijn om aan een DOT-tunnel aan te passen. De conclusies zullen dit zesde hoofdstuk afsluiten.

1.7 Rapportindeling

Dit rapport begint met een algemene inleiding, probleem- en doelstelling, opdrachtgever, afstudeercommissie en een plan van aanpak. In het tweede hoofdstuk wordt het project "Boortunnel onder Het Groene Hart" beschreven, dit aan de hand van het referentie-ontwerp.

Het derde hoofdstuk zal dieper ingaan op de verschillende soorten niet-cirkelvormige schilden en de specifieke kenmerken ervan. Conclusies zullen dit hoofdstuk besluiten.

In het vierde hoofdstuk wordt eerst het principe van boorfrontondersteuning uitgelegd. Dan volgen de boorfrontondersteuning van een vloeistof-, gronddrukbalans- en open schild. Er wordt afgesloten met conclusies van de boorfrontondersteuning van een DOT-schild.

In het daaropvolgende vijfde hoofdstuk, worden bezwijkmechanismen beschreven. Er wordt ook beschreven wat het effect nu is op de DOT-tunnel van al deze bezwijkmechanismen, waarna de conclusies ook dit hoofdstuk zullen afsluiten.

Het zesde hoofdstuk zal bestaan uit de verschillende boorfrontmodellen. Er volgt, na de vuistregels voor een vloeistof- en gronddrukbalansschild, een aantal modellen ter bepaling van de minimale en maximale steundruk van het boorfront voor een cirkelvormige doorsnede van de tunnelboormachine. Dan volgen de 2- en 3-dimensionale computermodellen: de eindige elementen modellen (EEM).

Dan zal een korte beschouwing komen welke modellen geschikt zullen zijn om aan een DOT-tunnel aan te passen. De conclusies zullen dit zesde hoofdstuk afsluiten.

In het zevende hoofdstuk "Overige onderwerpen", is een aantal onderwerpen ondergebracht die ook van belang kunnen zijn bij het bepalen en berekenen van de boorfrontstabiliteit van DOT-tunnels. In dit hoofdstuk komen achtereenvolgens de volgende aspecten aan bod: waterdrukken, silowerking, de geocentrifuge, CATSBY en de conclusies voor een DOT-boorfront.

Het laatste, achtste hoofdstuk bevat de eindconclusie en aanbevelingen voor afstudeerrapport deel II. De bronvermelding en bijlagen over het referentie-ontwerp, voorbeeld van een DOT-tunneldoorsnede en een tabel van de grenzen van liquefactie zullen dit rapport afsluiten.

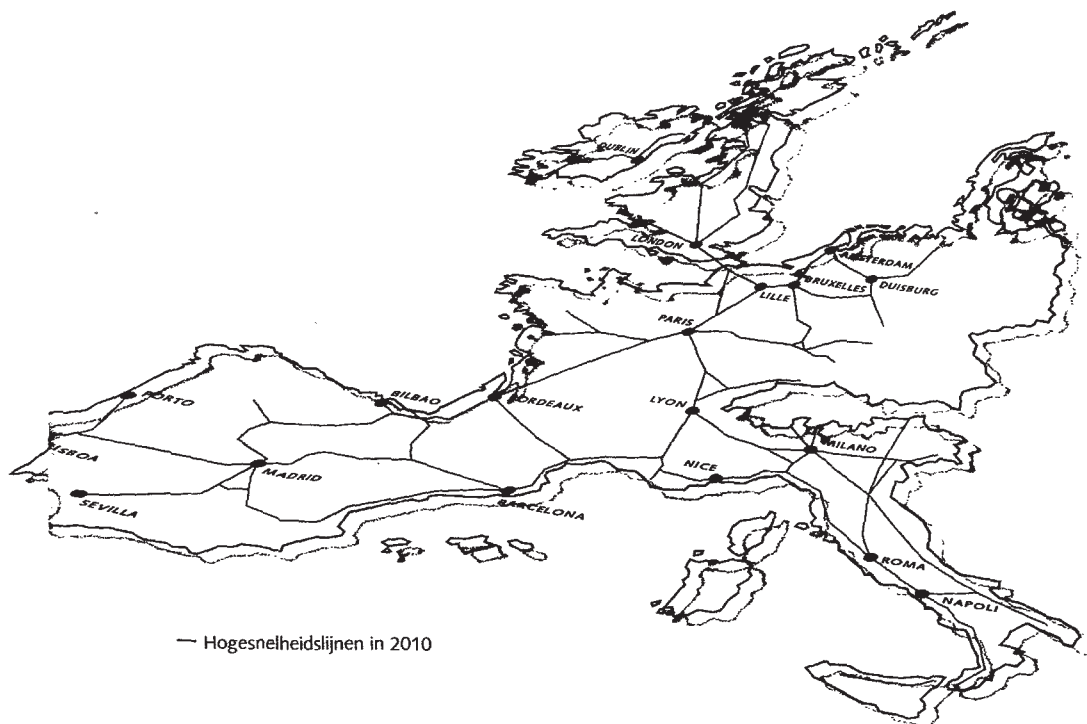
2 Het project "Boortunnel Het Groene Hart" als onderdeel van de HSL-Zuid

2.1 De HSL-Zuid en boortunnel "Het Groene Hart"

In het hele tracé van hogesnelheidslijn zullen een aantal tunnels worden gebouwd. Op één na, zijn alle tunnels afgezonken. De tunnel onder "Het Groene Hart" is een geboorde tunnel met een totale lengte in het referentie-ontwerp van circa 7km.

2.2 Oorsprong van de HSL

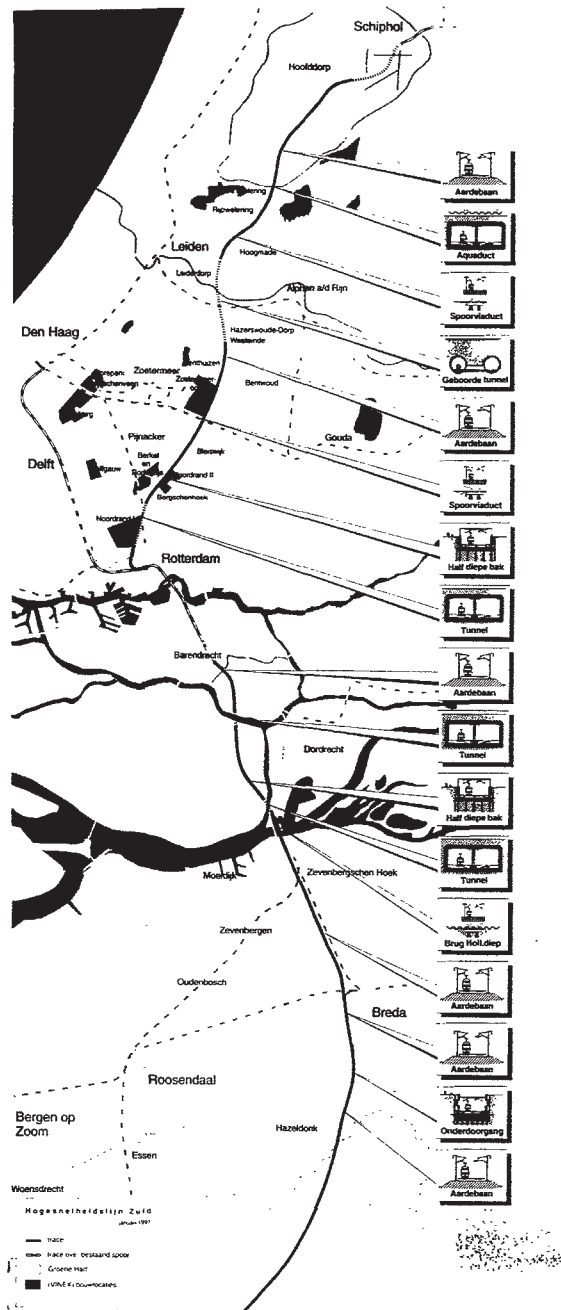
Frankrijk was het eerste land met een hogesnelheidslijn. Deze comfortabele, milieuvriendelijke, supersnelle en veilige trein diende met succes als alternatief voor het binnenlands vliegverkeer. In 1990 zijn de afzonderlijke plannen en initiatieven voor hogesnelheidslijnen gebundeld tot een voorstel voor een Europees netwerk. Volgens de huidige plannen omvat dat net 12500km nieuw en 14000km aangepast spoor en zal de belangrijkste plaatsen van Europa met elkaar verbinden.



Figuur 2.1 Het Europese net van hogesnelheidslijnen

2.2.1 De HSL-Zuid

Het Europese netwerk van de hogesnelheidslijnen zal veel voordelen bieden voor Nederland. Deze lijn zal een deel van de groeiende mobiliteit opvangen als alternatief voor vlieg- en wegverkeer. Bovendien verbindt dit netwerk ook veel economische knooppunten met elkaar. Om de Nederlandse concurrentiepositie te behouden, of zelfs te versterken werd het noodzakelijk geacht om een volwaardige aansluiting te krijgen op dit net. Deze aansluiting wordt de HSL-Zuid genoemd en het verbindt Amsterdam en Rotterdam, via Breda met Brussel. Van hieruit zijn er weer directe verbindingen naar Parijs, Londen en Zuid-Frankrijk. In figuur 2.2 wordt duidelijk hoe uiteindelijk het Nederlandse tracé eruit komt te zien. Dit tracé is een geheel nieuwe spoorlijn, omdat gezien de toekomstverwachtingen rond 2010 er zoveel treinen rijden dat een hogesnelheidslijnverbinding over het bestaande spoor niet meer mogelijk is.



Figuur 2.2 Het Noord-Nederlandse gedeelte van de HSL-Zuid

2.2.2 Het ontwerp van het tracé

De inpassing van een hogesnelheidslijn zal zorgvuldig moeten gebeuren. Het referentie-ontwerp van het gehele tracé is in handen van de Projectorganisatie HSL-Zuid, een samenwerkingsverband in opdracht van de Ministeries van Verkeer & Waterstaat en Volkshuisvesting, Ruimtelijke Ordening en Milieu. Dit samenwerkingsverband bestaat uit voorgenoemde ministeries en NS Railinfrabeheer, Holland Railconsult en DHV Milieu & Infrastructuur.

Vanwege het specifieke uiterlijk van de hogesnelheidslijn is er door de Projectorganisatie HSL-Zuid besloten om dit een herkenbaar punt in het landschap te maken. De architecten zien het als een uitdaging om op een bescheiden manier deze herkenning "uit te buiten" zonder een al te grote verstoring van het bestaande landschap. De sleutelwoorden van het ontwerp zijn innovatief, bescheiden, zorgvuldig en herkenbaar.

De ongelijkvloerse kruisingen, de bovenleiding, de geluidsschermen en alle andere bij de HSL-Zuid behorende visuele elementen op het Nederlandse traject zullen ook als zodanig herkenbaar zijn. De HSL-Zuid heeft in verband met de veiligheid geen enkele gelijkvloerse kruising. Dat betekent bijvoorbeeld dat de aanleg van circa 170 tunnels, viaducten, aquaducten, bruggen, pergola's en fly-overs een belangrijk onderdeel vormen van dit project. Innovatief zal ook de boortunnel onder "Het Groene Hart" zijn.

2.2.3 Tijdsplanning van de HSL-Zuid

Op dit moment (oktober 1998) bevindt de HSL-Zuid zich nog in de voorbereidingsfase. De grondslag van het besluit, de Planologische Kern Beslissing (PKB) was al genomen in 1994 en uiteindelijk vastgesteld en goedgekeurd door de Tweede Kamer in december 1996.

Het Tracébesluit vond plaats van maart 1997 tot en met begin 1998. In deze periode is er een concept Ontwerp Tracébesluit (OTB) ter inzage gelegd en was er gelegenheid tot inspraak, advies en overleg van bevolking en andere betrokken instanties. Begin 1998 is het tracébesluit vastgesteld door de ministers van Verkeer & Waterstaat en Volkshuisvesting, Ruimtelijke Ordening & Milieu. Een beroep op administratieve rechter over de PKB en het Tracébesluit kan tot begin 1999 worden ingediend, daarna worden de PKB en het Tracébesluit onherroepelijk.

Vanaf begin 1998 zal het Tracébesluit worden opgenomen in streek- en bestemmingsplannen. Er zal inspraak en overleg zijn tot januari 1999. Dan wordt het bestemmingsplan goedgekeurd door Gedeputeerde Staten. Vanaf april 1998 zullen de bouw- en andere vergunningen worden aangevraagd. De grondwerving is al gestart in mei 1997 en zal tot half 1999 in beslag genomen worden. Vanaf dat moment zal de uitvoering kunnen starten en medio 2005 zal de HSL-Zuid gereed zijn om dienst te doen als supersnelle en veilige verbinding tussen Amsterdam en Brussel.

2.3 Boortunnel "Het Groene Hart"

Een uitzondering op de visuele herkenning van de hogesnelheidslijn, vormt de tunnel "Het Groene Hart". Echter innovatief zal deze wel zijn. Dit zal de langste geboorde tunnel in Nederland van dat moment zijn. Het Groene Hart is vanwege zijn natuurlandschappelijke waarde zo belangrijk voor de Nederlandse maatschappij, dat de politiek heeft besloten hier een tunnel aan te leggen met een lengte van ongeveer 7 kilometer. De tunnel begint in Westeinde en eindigt bij Leiderdorp. Om overlast tijdens de bouw zoveel mogelijk te voorkomen, is gekozen voor een geboorde in plaats van een gegraven tunnel. Hierdoor blijven de aantasting van het landschap, geluidsoverlast en belasting van het milieu tot een minimum beperkt. Bovendien vindt geen onomkeerbare vernietiging plaats van natuur- en landschappelijke waarden.

2.3.1 Referentie-ontwerp

Het referentie-ontwerp is een basis voor het principe van design-and-construct. Bij dit principe kan een aanbieder zelf alternatieven aandragen. Dit referentie-ontwerp dient als backup en toetsing van het Programma van Eisen en eventuele alternatieven.

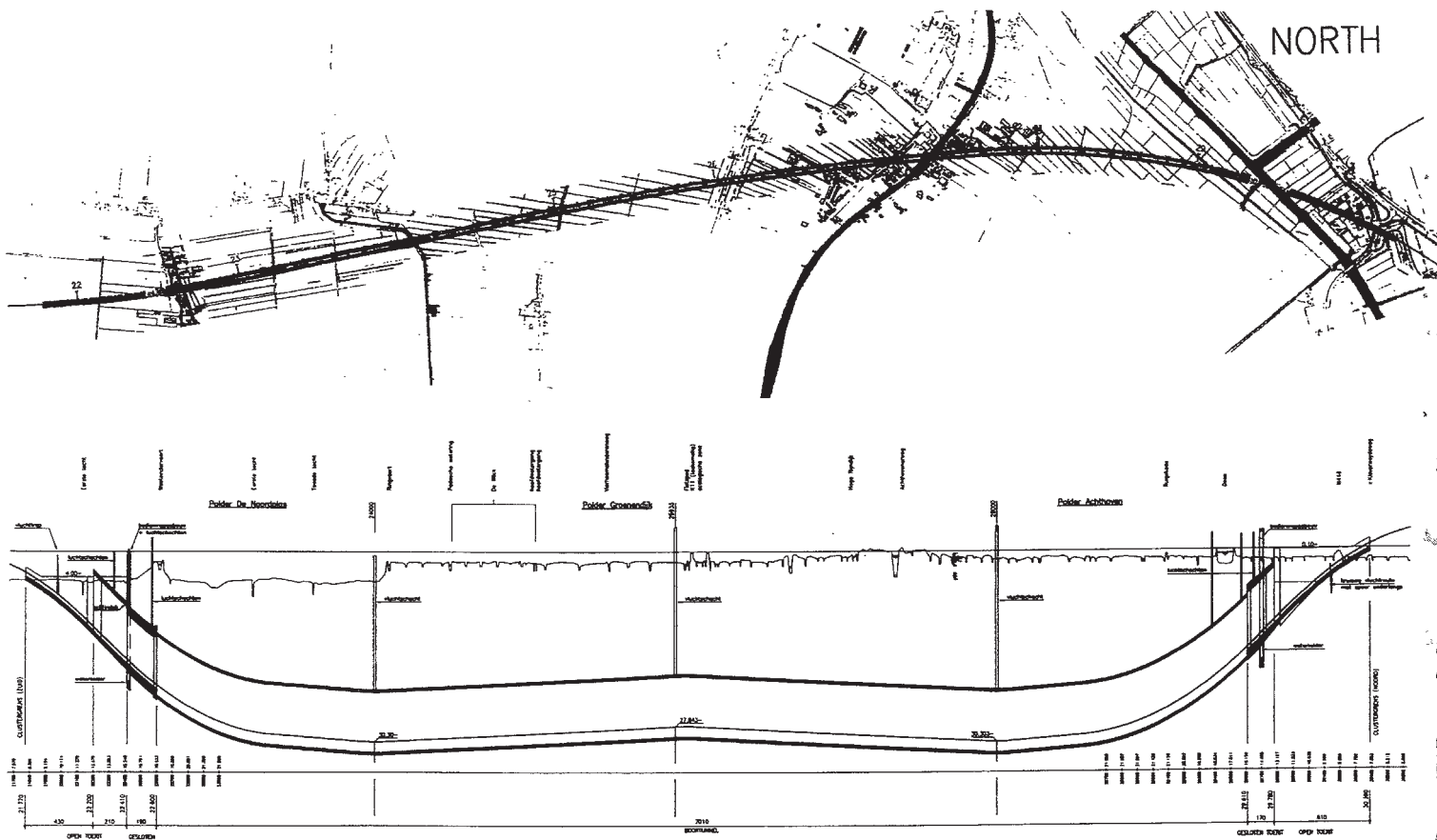
Uit het referentie-ontwerp komen de volgende afmetingen van de boortunnel "Het Groene Hart" met een 7010m geboorde lengte. In geval van calamiteiten moet de veiligheid van de tunnelgebruikers worden gewaarborgd door de aanwezigheid van dwarsverbindingen op een afstand van 300m uit elkaar en vluchtschachten op een afstand van maximaal 2km

De toeritten worden deels uitgevoerd als een open bak en deels als een cut-and-cover. De onderkant van de boortunnel ligt op een diepte van circa NAP-30m. Het geboorde gedeelte is als een "kamelenrug" uitgevoerd, dit om het water af te voeren en te verzamelen in waterkelders. Daarnaast komt door dit idee 1 vluchtschacht minder diep. Deze toeritten van de boortunnel worden gebouwd binnen bouwkuipen van dam- en combiwanden, trekpalen en onderwaterbeton.

De zuidelijke toerit bij Westeinde heeft een totale lengte van 830m en is onderverdeeld in een gesloten deel met een lengte van 190m, een deel met een schijndak van 210m en een open gedeelte van 430m. Dit schijndak heeft bovendien een stempelfunctie. De breedte van de toerit bedraagt ter plaatse van het diepste gedeelte 30m en bij het open einde ongeveer 13m.

De noordelijke toerit heeft een totale lengte van 710m, waarvan het diepste gedeelte over een lengte van 170m gesloten is en de breedte verloopt als bij de zuidelijke toerit.

De inwendige diameter afkomstig uit het referentie-ontwerp van de tunnel bedraagt 9,54m. Deze diameter wordt bepaald door het benodigde vrije oppervlak van 60m² vanwege de luchtdrukproblematiek. De dikte van de lining is 0,45m. Een dwarsdoorsnede van het referentie-ontwerp van de tunnel is opgenomen in bijlage A. Er is ook een lengteprofiel opgenomen in deze bijlage.



Figuur 2.3 Lengteprofiel boortunnel "Het Groene Hart"

3 Niet-cirkelvormige boorschilden

Naast cirkelvormige schilden zijn ook niet-cirkelvormige schilden in opkomst. Dit vanwege het gunstiger te benutten oppervlak in samenhang met het Profiel van Vrije Ruimte.

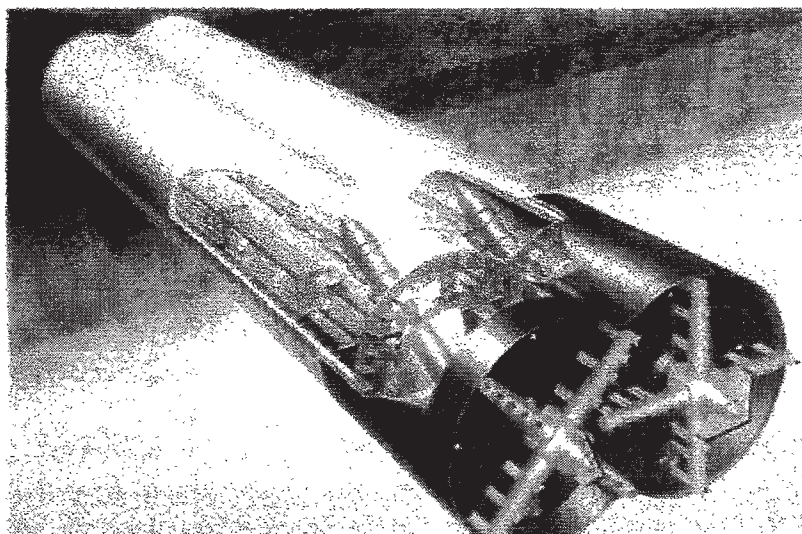
3.1 DOT-schild

Op dit moment zijn er alleen in Japan zogenaamde DOT-tunnelboormachines ingezet en al deze machines hadden een gronddrukbalansschild. Het gebruik van dit schild ligt enerzijds aan het geotechnische profiel, anderzijds aan de beschikbaarheid en ervaring van de uitvoerder van het project.

In Europa, is nog geen enkele DOT-tunnel gebouwd. Het grootste verschil met het graaffront van een cirkelvormig schild is wel het grotere oppervlakte en de in elkaar draaiende graafwielen, die afhankelijk van elkaar ontgraven. Door deze vorm, zorgt deze tunnelboormethode voor een efficiënter gebruik van de tunneloppervlakte zelf. Er wordt, gezien de oppervlakte, dus veel meer grond ontgraven dan bij één cirkelvormige tunnel. Of er een toepassing mogelijk is voor een vloeistofondersteund DOT-schild, zal onderzocht moeten worden. Ook het verbruik van de steunvloeistof bij een DOT-schild zal onderzocht en/of gemeten moeten worden.

De kennis of dit veel parallellen heeft met een cirkelvormige doorsnede ontbreekt, en ook de gevolgen van de vergroting van het ontgraven oppervlak zijn op dit moment nog niet bekend.

Waar de cirkelvormige tunnel nog een even grote hoogte als breedte heeft, daar heeft een DOT-tunnel duidelijk een invloed van de breedte. Hoe deze breedte weer invloed heeft op de omliggende omgeving is nog onbekend. Een voorbeeld van een mogelijk ontwerp voor de HSL-Zuid boortunnel "Het Groene Hart" is opgenomen in bijlage B [1,2,3,4].

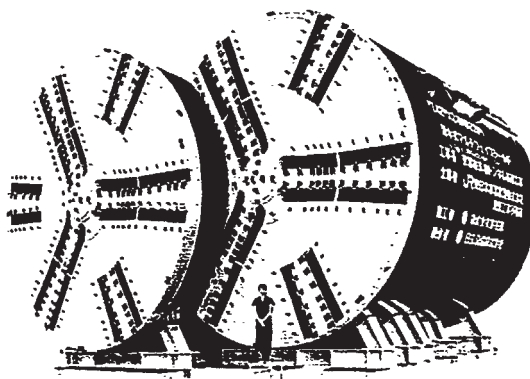


Figuur 3.1 DOT-schild

3.2 Multi-Face-schild

Zoals de naam al zegt, heeft deze tunnelboormethode meerdere koppen en apart aangedreven graafwielen. Het hoofdkenmerk van dit type schild in de definitie die in dit rapport gebruikt wordt, zijn de versprongen graafwielen.

In geval van twee graafwielen kan de één onafhankelijk ontgraven ten opzichte van de ander. Dit om een duidelijk onderscheid te maken met een DOT-schild, daar kan het ene graafwiel namelijk niet onafhankelijk van de ander draaien.



Figuur 3.2 Multi-Face schild

Daarnaast kan deze MF-tunnelboormethode ook méér dan 2 graafwielen hebben en kan de plaatsing van de graafwielen verschillen. Meerdere graafwielen naast, verschoven of zelfs boven elkaar. In Japan zijn alle uitgevoerde projecten in geval van een MF-schild uitgevoerd met als ondersteuning van het boorfront een steunvloeistof.

Door de verschoven stand van de graafwielen, zal in geval van een even aantal, de resulterende kracht van het graaffront excentrisch aangrijpen en daardoor een moment veroorzaken. Welke gevolgen dit heeft voor de stabiliteit en de spanningen aan het boorfront is onduidelijk, daarnaast zal dit ook uiterst lastig zijn bij de besturing van de machine. Voor de eenvoud wordt er vanuit gegaan dat een MF-schild één machine is, maar met gescheiden mengkamers.

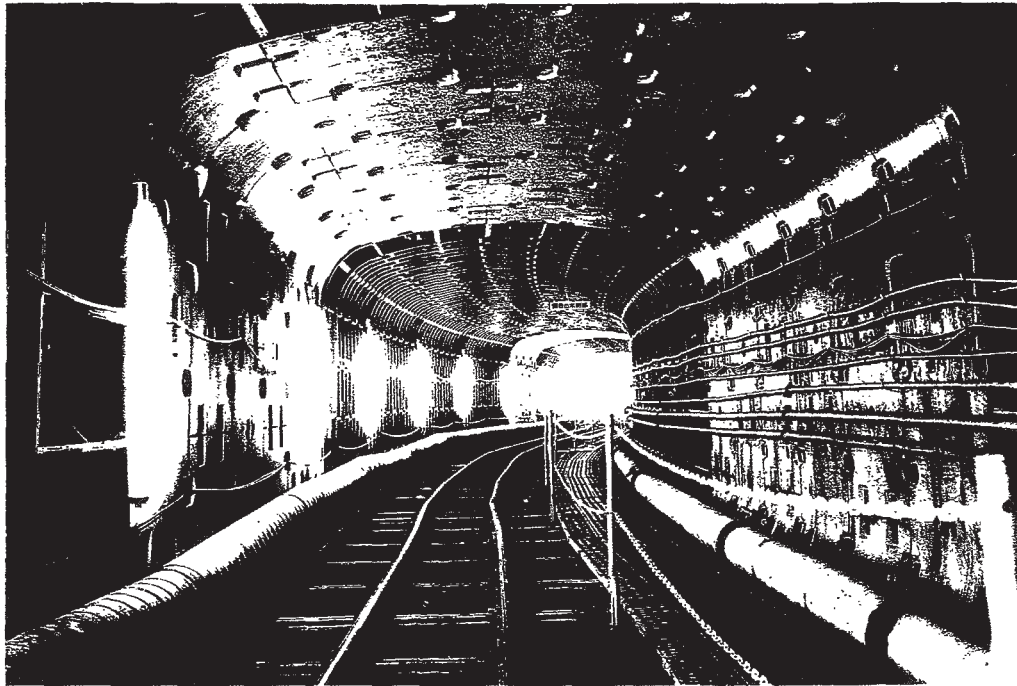
Ook met deze methode is, net als bij het DOT-tunnelboorproces, geen ervaring in Europa [2,5].

3.3 DPLEX-methode

Dit principe is een ontwikkeling van het Japanse Daiho-concern. DPLEX staat voor Developing Parallel Link-EXcavated shield method.

Bij deze methode is er niet één groot graafwiel, maar een aantal kleine graafwielen aanwezig. Deze worden centraal aangedreven en draaien in allemaal kleine vlakjes rond en zo wordt het gehele front ontgraven. Het schild hoeft in dit geval niet rond te zijn, maar kan nu een veel geschiktere vorm aannemen, dus bijvoorbeeld rechthoekig of ovaal. Het benodigde vermogen wordt ongeveer gereduceerd tot een derde in vergelijking met een cirkelvormig schild.

Verdere kennis en ervaring over bijvoorbeeld de ondersteuning van het boorfront en het afvoeren van de grond ontbreken tot nu toe over deze nieuwe ontgravingsmethode, die alleen nog maar in Japan is toegepast [2,6].



Figuur 3.3 DPLEX schild

3.4 Conclusies

Er zijn op dit moment drie systemen in omloop die een boorfront kunnen ontgraven met meerdere graafwielen waarbij het geheel gevormd wordt door één tunnelboormachine: DOT, Multi-Face en DPLEX. Deze methoden van ontgraven hebben een duidelijke breedteverking waarover dit moment in Europa nog weinig kennis over is. In Japan zijn van deze drie ontgraafmethoden al tunnels uitgevoerd.

De DOT-methode heeft de graafwielen in één vlak en er zal dus ook in één vlak ontgraven worden. Het front vormt één geheel en wordt ook volledig ondersteund en de graafwielen zijn afhankelijk van elkaar. Op dit moment zijn alle DOT-schilden altijd als grondrukbalansschild uitgevoerd.

Bij de Multi-Face methode staan de graafwielen in een verschoven vlak en worden onafhankelijk van elkaar aangedreven. Deze methode heeft dus twee "graafkoppen". De ondersteuning bij deze methode is tot nu toe alleen met een steunvloeistof uitgevoerd. Er zijn twee afvoersystemen van de ontgraven grond met de steunvloeistof en twee aanvoersystemen van de steunvloeistof.

De DPLEX-methode is gebaseerd op meerdere graafwieltes in hetzelfde vlak. De ondersteuning vindt plaats door een steunvloeistof. In dit geval is er ook maar één aanvoer- en afvoersysteem.

In het kader van de HSL-Zuid wordt er echter alleen maar aandacht besteed aan de DOT-methode in dit rapport.

Gezien de verschillen met een normaal cirkelvormig schild, is er een aantal factoren waarop gelet dient te worden. Ten eerste is er een vergroot oppervlak van ontgraven ten opzichte van één cirkelvormige buis. Hoe beïnvloedt dit het gehele graafproces en alle gevolgen daarvan, zoals de maaiveldzettingen en spanningen om de tunnel en aan het boorfront. Daar is vrijwel niets over bekend. Een parallel naar een cirkelvormige tunnel is echter wel te trekken, de oppervlakte van het boorfront van een DOT neemt lineair toe met de diameter.

Ten tweede zal bij een DOT-tunnel ook gekeken moeten worden naar de vorm die ontgraven wordt. De vorm van de grondwig tussen de twee kruinen is anders. Door het niet-ronde oppervlak en de vergrote breedte kan deze tunnel ook liggen onder een hoekverdraaiing. Daar is op dit moment nog niets over bekend.

Een derde punt is dat in Japan op dit moment alleen DOT-tunnels uitgevoerd zijn met op gronddrukbalans gebaseerde schilden. Is de methode van ondersteuning van het boorfront van belang voor de breedteverking zal onderzocht moeten worden.

4 Ondersteuning van het boorfront

4.1 Principe van boorfrontondersteuning

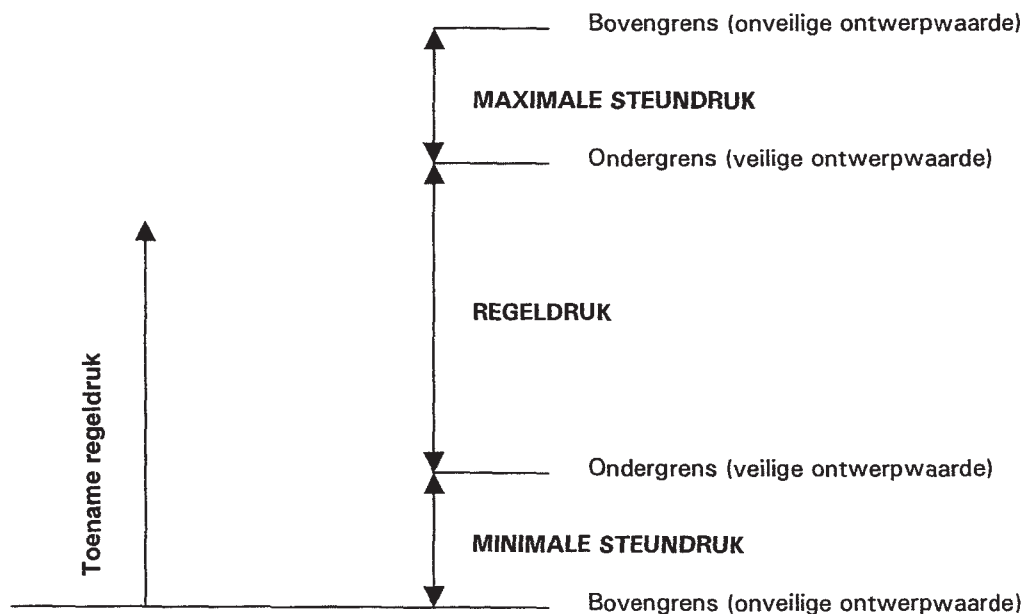
De beheersing van het boorfront is enorm belangrijk voor het boorproces. Een stabiel en beheersbaar boorfront leidt tot betere boorresultaten, een grotere voortgangssnelheid en beheersbare zettingen aan het maaiveld. De stabiliteit van het boorfront is naast een probleem van de ruimtelijke dimensies, ook een tijdsafhankelijk probleem. Daar wordt echter in dit rapport niet uitvoerig op ingegaan.

Het ontgraven van grond geschiedt door het snijden van grond door een graafwiel dat ronddraait en de grond wegschraapt. Nu zullen de spanningen in deze grond als gevolg van dit ontgravingsproces veranderen. Om geen zettingen aan het maaiveld te krijgen en om te streven naar behoud van de oorspronkelijke spanningen moet het boorfront ondersteund worden.

Er moet druk op het boorfront worden uitgeoefend om dit stabiel te houden en om geen grondwater te laten binnendringen. Dit wordt de minimum steundruk genoemd. De steundruk moet groter zijn dan spanning waarbij de grond actief bezwijkt. Ook de invloed van tijdsafhankelijke effecten zoals indringing van steunvloeistof, getijschommelingen met invloed op grondwaterstand en drukveranderingen als gevolg van de ontgraving kunnen worden betrokken in de berekening van de steundruk [11].

De steundruk uitoefenen kan door middel van lucht, steunvloeistof of door de ontgraven grond zelf. Deze steundruk kan worden ingesteld tussen een minimale en maximale waarde en deze waarden hebben weer een onder- en bovengrens, zoals te zien is in figuur 4.1.

Overschrijdt de steundruk de maximum steundruk, dan zal passief bezwijken plaatsvinden.



Figuur 4.1 Definities van minimale en maximale steundruk

Het berekenen van de steundruk kan op verschillende manieren zoals analytisch, numeriek of met vuistregels. Dit is echter alleen nog maar bekend voor cirkelvormige schilden. Voor DOT-schilden is hier nog geen ervaring mee. Hierna zal dan ook onderzoek moeten worden verricht.

Onder de minimale waarde kan het front voor het boorschild actief bezwijken. Water zal toestromen en er zullen zettingen aan het maaiveld optreden. Oorzaken van bezwijken bij minimale steundruk zijn lokale instabiliteiten, wegvloeien van steunvloeistof, te veel grond wegpompen en wateroverspanningen.

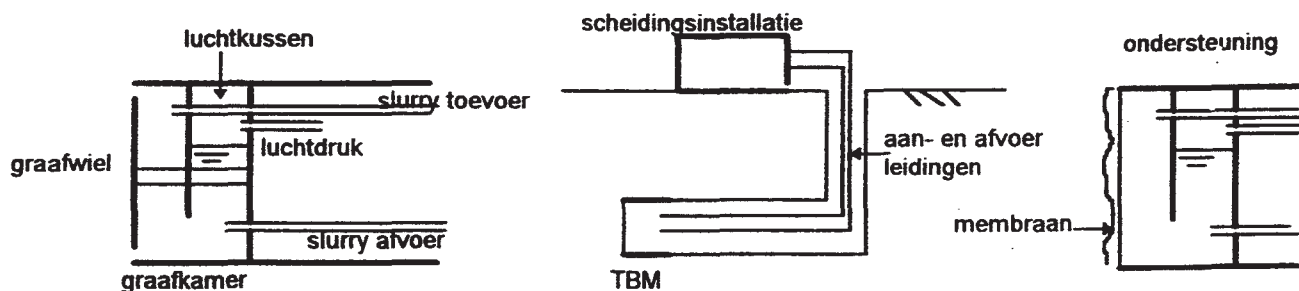
Boven de maximale waarde zal de grond aan het boorfront passief bezwijken. In dat geval wordt er een kolom grond voor het front opgelicht en bezwijkt. Gevolgen van het overschrijden van de maximale steundruk zijn lokale instabiliteiten, globaal bezwijken. Bij blow-out is ook de dekking boven de tunnel van belang voor bezwijken. Al deze situaties zijn ongewenst en een goede inschatting van de steundruk is dus een vereiste voor een goede ontgraving.

Het blijkt wel uit de beschrijving hierboven dat het boren van een tunnel in grond enorm afhankelijk is van de geologische condities ter plaatse van het boorfront [2,7,8,9,10,11].

4.2 Methoden van boorfrontondersteuning

4.2.1 Boorfrontondersteuning bij een vloeistofschild

Bij een vloeistofschild (slurry-shield/vloeistofschild) wordt de tegendruk geleverd door een steunvloeistof. De volumieke dichtheid en de viscositeit bepalen in hoofdzaak de eigenschappen van de steunvloeistof. Meestal bestaat deze steunvloeistof uit een bentoniet/watermengsel met een dichtheid van circa 1050kg/m^3 . Hogere waarden van deze dichtheid komen ook voor, in sommige gevallen wordt er dan gesproken van high-density slurry.



Figuur 4.2 Vloeistofschild

Enmaal opgepompt uit de ontgravingskamer wordt dit slurry genoemd en is dit een mengsel van bentoniet, water en ontgraven grond. Dit mengsel is door de ontgraven grond in dichtheid toegenomen en heeft een dichtheid van ongeveer 1200kg/m^3 . Deze suspensie heeft een hydrostatisch drukverloop over het ontgraven oppervlak.

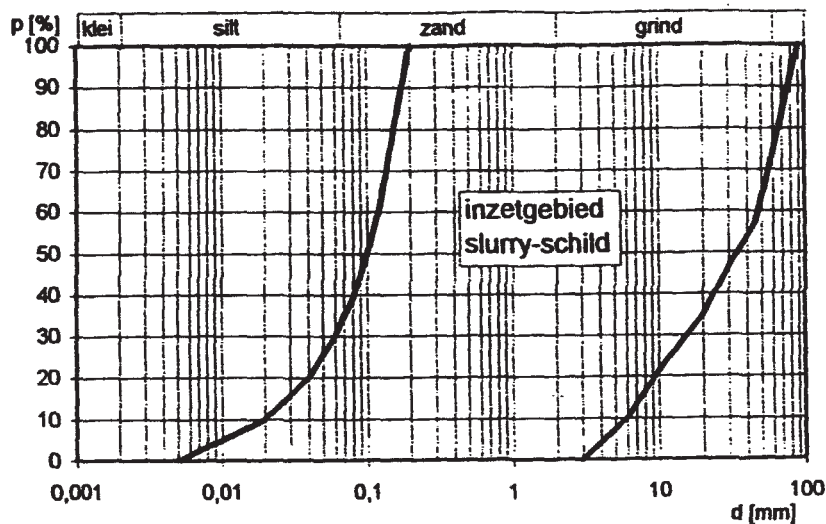
Deze steunvloeistof is nodig om de stabiliteit van het boorfront te waarborgen. Ten eerste houdt de vloeistofkolom de grond in stand, ten tweede zorgt dit voor een filter cake. Deze is nodig voor een waterafdichting over het graaffront, zodat het water niet kan binnentreden.

Factoren die van belang zijn voor een vloeistofschild zijn korrelgrootte, soort van ondersteuningsvloeistof, permeabiliteit en geologisch profiel.

De permeabiliteit hangt onder meer samen met korrelgrootte, opbouw en structuur, de porositeit, de verzadigingsgraad en de viscositeit van de doorstromende vloeistof. Door de viscositeit van de vloeistof toe te laten nemen en deze in te laten dringen in het boorfront neemt de permeabiliteit van het boorfront af.

Vervanging van het water door een bentonietsuspensie met een hogere viscositeit heeft dus een verlaging van de permeabiliteit van het boorfront tot gevolg. Is de bodem sterk doorlatend, dan hebben suspensies met een hoge viscositeit geen effect meer omdat deze als gevolg van de hoge steundruk simpelweg worden uitgerst.

Het inzetgebied van een vloeistofschild in relatie tot de korrelgrootte staat in figuur 4.3 afgebeeld.



Figuur 4.3 Inzetgebied vloeistofschild

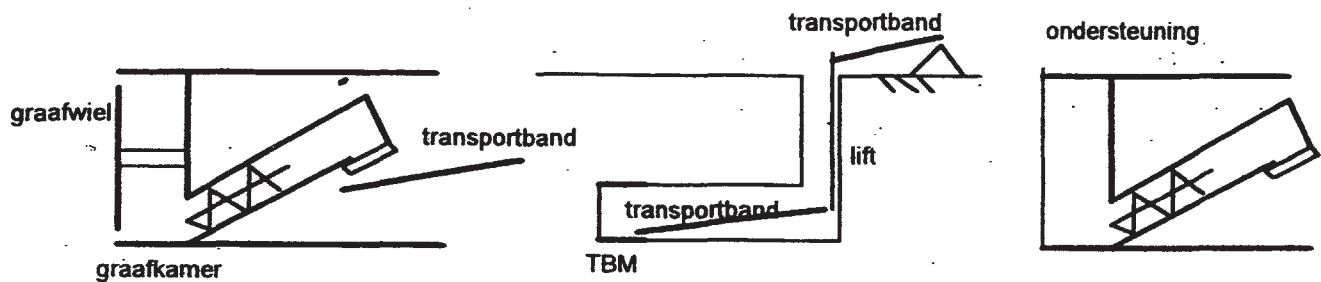
Voordeel van een vloeistofschild is dat de ontgravingsfunctie en transportfunctie wel aan elkaar gekoppeld zijn, maar onafhankelijk van elkaar kunnen worden geregeld. Ten tweede is er als gevolg van het lage volumegewicht en viscositeit van de bentonietsuspensie in de ontgravingskamer ook veel minder vijzelkracht nodig om het schild voort te bewegen en te besturen. Dit kost minder energie en er is minder slijtage. Ten derde kan de werkkamer ook makkelijk onder luchtdruk gezet worden, dit komt door de al aanwezige filtercake en is dan toegankelijk voor reparaties en dergelijke.

Een nadeel van het vloeistofschild is de afgegraven grond vermengd met de bentonietsuspensie. Om de bentonietsuspensie weer te kunnen hergebruiken en de grond te kunnen storten zullen deze gescheiden moeten worden in een scheidingsinstallatie. Dit is een erg kostbaar proces en circa 2% van dit mengsel kan niet worden gescheiden en vormt een afvalproduct.

In Europa is al enige ervaring met vloeistofschilden. In Japan wordt echter overwegend geboord met gronddrukbalansschilden [2,7,8,9,11,12,31].

4.2.2 Boorfrontondersteuning bij een gronddrukbalansschild

Het grootste kenmerk van dit schild is dat de ondersteuning van het boorfront plaatsvindt door de afgegraven en inmiddels plastisch geworden grond. Deze afgegraven grond wordt mud genoemd. Bij een gronddrukbalansschild zal het ontgraven mengsel in de mengkamer een dichtheid hebben van ongeveer 1500kg/m^3 . Dit hangt echter van een aantal factoren af zoals bijvoorbeeld of er additieven zijn toegevoegd.



Figuur 4.4 Gronddrukbalansschild

De druk in de mengkamer van een gronddrukbalansschild zal geregeld worden door een schroeftransporteur en door de vijzels. Deze voert zoveel grond af, als nodig is om de druk aan het front in stand te houden. Het ontgravingsproces is volumegestuurd.

Bij een gronddrukbalansschild (Earth Pressure Balance Shield/EPB-schild) zijn hierdoor de voortgang en steundruk rechtstreeks gekoppeld aan elkaar. Daarom is het van belang om te weten hoe druk en vervorming zijn gekoppeld in geval van dit soort schilden. De vervorming is gegeven en de grond zelf bepaalt de drukverdeling. Deze is vooralsnog onbekend, maar metingen aan het boorfront moeten dit uitwijzen. Het meten van deze drücken aan het boorfront van een gronddrukbalansschild is een probleem, het ronddraaien van de grondbrij tussen het graafwiel zal niet dezelfde waarde aangeven als de druk aan het boorfront zelf.

Om de grond voldoende plastisch te houden, zodat de verwerkbaarheid en transporteerbaarheid van de grond groter worden, worden additieven (water, bentoniet, klei, schuimen, polymeergel) toegevoegd. Daarnaast zorgen deze additieven ervoor dat de kracht op het front wordt gereduceerd.

Tevens zorgt de schroeftransporteur voor de afdichting van het boorfront door de plastische grond. De kracht die een gronddrukbalansschild op het front moet leveren via de vijzels is ongeveer een factor drie hoger dan bij een vloeistofschild.

Een aantal factoren zijn voor een gronddrukbalansschild van belang wat betreft de boorfrontstabiliteit: korrelgrootte, permeabiliteit, kleverigheid en consistentie.

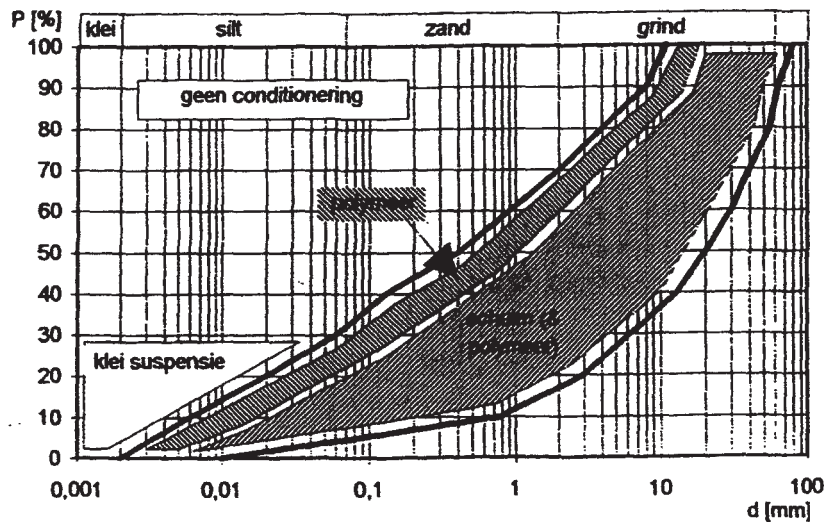
De consistentie van vloeistoffen wordt bepaald door de viscositeit en bezwijkspanning. Consistentie geeft een richtlijn over de vervormbaarheid van plastische materialen. Een ideale grondbrij gedraagt zich plastisch.

Kleverigheid moet worden voorkomen omdat deze het aandrijfmoment en de slijtage kan verhogen. Bovendien kan het graafwiel en de schroeftransporteur vastlopen als gevolg van de stijfheid van de grondbrij.

Gronddrukbalansschilden zijn namelijk oorspronkelijk ontwikkeld voor het gebruik in fijnkorrelig cohesief materiaal in homogene grond. De korrelgrootte hangt samen met de permeabiliteit.

Voordelen van een gronddrukbalansschild zijn dat de ondersteuning plaatsvindt door het afgegraven materiaal zelf en de grotere viscositeit van de grondbrij aan het front. Ook is er geen scheidingsinstallatie nodig. Hoe kleiner de deeltjes, des te moeilijker is het om deze te scheiden namelijk. De bentonietdeeltjes hebben dezelfde grootte als kleideeltjes bijvoorbeeld. Een ander voordeel van een gronddrukbalansschild is dat de grond droog is en makkelijk kan worden afgevoerd.

Gronddrukbalansschilden kunnen, als er additieven worden gebruikt, ook worden ingezet in grofkorrelige bodem, deze neigen dan richting vloeistofschilden en de toekomstige ontwikkelingen zullen ook zeker deze kant op gaan. In dit geval is een gronddrukbalansschild goed inzetbaar onder wisselende bodemomstandigheden, zoals te zien is in figuur 4.5.



Figuur 4.5 Inzetgebied gronddrukbalansschild

Nadelen van een gronddrukbalansschild zijn, dat de kwaliteit van de af te voeren grond soms niet voldoende is (mengsel van grond en water is te heterogeen) en de onregelmatige drukverdeling over het front.

Op dit moment is onduidelijk wat nu de juiste steundruk is voor een gronddrukbalansschild. Veel kennis wordt dan ook uit Duitsland en Japan gehaald. Een mogelijke opvatting is dat de boorfrontstabiliteit is gegarandeerd zolang de front-deformatie zich binnen het elastische bereik bevindt. In Japan uitgevoerde projecten wordt als uitgangspunt voor de steundruk de neutrale gronddruk aangehouden als steundruk. Voor vloeistofschilden ziet men een veel ruimere marge voor de aan te houden steundrukken. De neutrale gronddruk geldt als theoretisch optimum uit het oogpunt van minimale verstoring van de grond [2,7,8,9,10,11,14]

4.2.3 Boorfrontondersteuning bij een open schild

Er zijn twee situaties van boorfrontondersteuning bij open schild. De eerste situatie is het daadwerkelijk onder atmosferische druk ontgraven van het boorfront. Dit kan als de grond een hoge stand-up time heeft. De stabiliteit van het boorfront wordt nu door de cohesie van de grond aan dit front in stand en stabiel gehouden.

In de tweede situatie van ontgraving aan het boorfront bij een open schild zal dit plaatsvinden onder verhoogde luchtdruk. Deze situatie treedt op als er reparatie aan het schild moet plaatsvinden of er is een obstakel dat verwijderd moet worden. Nu zal de verhoogde luchtdruk de grond aan het boorfront in evenwicht moeten houden.

De stand-up time van een grondmassief is erg belangrijk bij het werken onder atmosferische druk. De tijd waarbij de veiligheidsfactor onder de grenswaarde komt is de stand-up time voor het boorfront. De permeabiliteit van de grond is in dit geval belangrijk. Cohesieve grond heeft een hoge, niet-cohesieve grond een lage stand-up time.

In Nederland zal ontgraving met een open schild bijna altijd plaatsvinden onder verhoogde luchtdruk. Dit komt omdat de slappe Nederlandse grond een lage stand-up time en een hoge grondwaterstand heeft. De mengkamer moet dan worden leeggepompt (in geval van vloeistofondersteuning) of worden leeggegraven (in geval van gronddrukbalansschild) door de schroeftransporteur.

De stabiliteit van boorfront hangt af van de grondsoort. De grondsoort zelf heeft een vrij hoge stijfheid van zichzelf nodig en de toestroom van grondwater moet minimaal zijn. Met andere woorden, de permeabiliteit van de grondsoort moet minimaal zijn. Afhankelijk ook van de consolidatiegraad van bijvoorbeeld klei neemt de stabiliteit dan wel toe dan wel af met de tijd. Bij een zwaar overgeconsolideerde klei zal een reductie optreden van de heersende grondspanning en die zal leiden tot een afname van de wateronderspanning welke zal dissiperen in de tijd. De klei rondom de opening zal in stijfheid afnemen en na verloop van tijd is bezwijken mogelijk. Of bezwijken zal optreden is afhankelijk van de geometrie van de tunnelopening, van de grootte van de wateronderspanning en de consolidatiekarakteristiek van de klei. Bij een tunnel in licht overgeconsolideerde klei neemt de stabiliteit toe met de tijd met als gevolg daarvan het toenemen van de wateroverspanning.

Uit proeven bleek geen relatie tussen de geometrie van de tunnel en de stabiliteit van het front. Wel is er een verband tussen de stabiliteit van de tunnelopening en de diepte-/diameterverhouding [11].

Bij een vloeistofondersteund schild veroorzaakt een hoge permeabiliteit ($k = 10^{-2}$ m/s tot 10^{-5} m/s) een snellere indringing en een lagere permeabiliteit ($k = 10^{-2}$ m/s tot 10^{-5} m/s) een lagere indringing van de steunvloeistof in de grond voor het boorfront.

In geval van een gronddrukbalansschild wordt er geen filtercake worden gevormd maar zal de stabiliteit afhangen van de grondsoort en de stand-up tijd.

Een formule voor de tijd die kan worden gewerkt onder luchtdruk [2,7,8]:

$$t = \frac{n}{k} \left[(C + D) \ln \left(1 + \frac{\gamma}{D} \right) - y \right] \quad (4.1a,b)$$

$$y = \frac{\left(\frac{\gamma}{\gamma_w} \right) C - D}{1 + \left(\frac{\gamma}{\gamma_w} \right)}$$

waarbij:

- t = tijd [s]
- n = porositeit [-]
- k = permeabiliteit [m/s]
- C = dekking [m]
- D = diameter [m]
- y = afstand tot waar oplichten kan optreden [m]
- γ = grondgewicht [kN/m³]
- γ_w = nat grondgewicht [kN/m³]

4.3 Conclusies

De boorfrontstabiliteit is enorm belangrijk voor het gehele tunnelboorproces in de bouwfase. Het boren zal de spanningen in de grond rondom het boorschild beïnvloeden. De stabiliteit van dit boorfront is naast een 3-dimensionaal ook een tijdsafhankelijk probleem. Andere belangrijke aspecten die een rol spelen bij de stabiliteit van het boorfront zijn: permeabiliteit, korrelgrootte, bodemopbouw en het ondersteuningsmedium. Al deze aspecten spelen ook bij DOT-schilden.

Als er met een DOT-schild geboord gaat worden, dan is het nog onbekend wat de gevolgen daarvan voor deze spanningen zijn. De componenten van de spanningen bestaan uit water- en korrelspanningen. De druk die het schild moet leveren wordt de steundruk genoemd en deze waarde ligt tussen een maximum en minimum waarde. De maximum en minimum waarde van de steundruk hebben een onder- en bovengrens. Het is erg moeilijk om deze steundruk te bepalen en in te stellen aan het boorfront. Of de breedte van een tunnel, zoals het geval is bij een DOT-tunnel, nog invloed heeft op de maximum en minimum waarde van de steundruk is nog onderwerp van nader onderzoek.

Het boorschild moet de druk leveren die zorgt dat het boorfront niet actief of passief bezwijkt. Dit kan door drie verschillende principes van boorfrontondersteuning: vloeistof, gronddruk of ondersteuning met een open schild.

Het principe van een vloeistofondersteund schild is dat de vloeistofkolom de steundruk levert en dat deze druk overgebracht wordt op de grond door middel van een filtercake, die gevormd wordt op het boorfront.

Bij een gronddrukbalansschild wordt de steundruk geleverd door de ontgraven grond tussen het graafwiel. In Japan zijn alle DOT-schilden als een gronddrukbalansschild uitgevoerd.

Een derde vorm van ondersteuning van het boorfront is de ondersteuning met lucht, atmosferisch of onder druk. Onder de Nederlandse omstandigheden zal er alleen maar onder luchtdruk gewerkt kunnen worden aan het boorschild.

Het toepassen van één van deze drie ondersteuningsmethoden is mogelijk bij DOT-schilden net zo als dit mogelijk is voor cirkelvormige schilden. Door het vergrootte oppervlak is er meer boorfront dat ondersteund moet worden. De ontgraven hoeveelheden grond zullen aanzienlijk meer zijn, ook omdat waarschijnlijk wel een gedeelte van de grondwig tussen de twee kruinen zal bezwijken. De voor- en nadelen van de verschillende ondersteuningsmechanismen zullen ook opgaan, bij een DOT-schild met welke vorm van ondersteuning dan ook. De problemen zullen hetzelfde zijn of in grotere mate aanwezig zijn bij een DOT-schild als wordt vergeleken met een cirkelvormige tunnel met dezelfde doorsnede over de hoogte.

De toepassing van een DOT-schild voor de boortunnel onder "Het Groene Hart" is zeer goed mogelijk. Gezien het geologisch profiel en de diepteligging behoort een vloeistofschild of een gronddrukbalansschild tot de mogelijkheden. Werken onder atmosferische druk met een open schild is niet mogelijk vanwege de hoge grondwaterstand en de hoge permeabiliteit van de grond waarin geboord gaat worden. De geringe cohesie van de grond, vooral de zandgronden, draagt hieraan ook bij.

5 Bezwijkmechanismen aan het boorfront

5.1 Micro-instabiliteit

Micro-instabiliteit is het instabiel worden van een korrel of enkele korrels in het grondmassief. Als een korrel uit het grondmassief kan komen kan dit lokaal en globaal bezwijken, instorting, veroorzaken. Een oorzaak van micro-instabiliteit is dat de vloeispanning van de vloeistof (slurry) of grondbrij (mud) niet aan de gestelde eisen heeft voldaan, daardoor minder goed zijn afsluitende en ondersteunde functie uitoefent en als gevolg daarvan weer de korrels uit het massief laat rollen.

In het geval van een vloeistofschild moet de schuifspanning in een bentonietsuspensie een minimum waarde hebben. Deze wordt volgens onderstaande formule beschreven [9,11], waarbij een korrel met een diameter d niet uit het grondmassief zou rollen als:

$$\tau_b \geq 0,45d(\rho_s - \rho_b)g \sin \varphi \quad (5.1)$$

waarbij:

τ_b = schuifspanning van bentonietsuspensie [kN/m²]

d = diameter korrel [m]

ρ_s = dichtheid slurry [kN/m³]

ρ_b = dichtheid bentonietsuspensie [kN/m³]

φ = hoek van inwendige wrijving [-]

Een andere oorzaak van micro-instabiliteit kan de losse pakking van zand zijn. De korrels kunnen dan vrij gemakkelijk gaan rollen uit het grondmassief als gevolg van bijvoorbeeld trillingen [8,9,10,11].

5.2 Macro-instabiliteit

Macro-instabiliteit zal grote gevolgen hebben voor het boorfront en de zettingen aan het maaiveld. Dit is hetzelfde als globaal bezwijken. In het geval van globaal bezwijken zal de totale moot grond die zich voor het boorfront bevindt afschuiven en in de ontgravingskamer terechtkomen. Als gevolg daarvan zal ook de bovenliggende grond bezwijken en de grond zal verder afschuiven over een trechtersvormige zone. Verplaatsingen aan het boorfront leiden vrijwel direct tot verplaatsingen aan het maaiveld.

Dit globale bezwijken is het gevolg van het overschrijden van de maximale of minimale steundruk. Door het ontbreken of wegvloeien van de steundruk, het niet geheel aanwezig zijn van de bentoniet-cake op het front, of als gevolg van micro-instabiliteit van korrels kan globaal bezwijken optreden. Als een tunnelboormachine te lang stilstaat kan ook instabiliteit optreden aan het boorfront. In het geval van een gronddrukbalansschild is de kans echter veel kleiner dan bij een vloeistofschild. Dit omdat de stijfheid van het mengsel veel groter is dan bij een vloeistofschild.

Globaal bezwijken in niet-cohesieve grond komt als gevolg van het overschrijden van de schuifspanning die volgens de Mohr-Coulomb-relatie beschreven wordt:

$$\tau \geq \sigma_n \tan \varphi + c \quad (5.2)$$

waarbij:

τ = schuifspanning [kN/m²]

σ_n = normaalspanning [kN/m²]

φ = hoek van inwendige wrijving [-]

c = cohesie [kN/m²]

In ongedraineerde cohesieve grond wordt globaal bezwijken beschreven volgens de volgende formule:

$$\tau \geq c_u \quad (5.3)$$

waarbij:

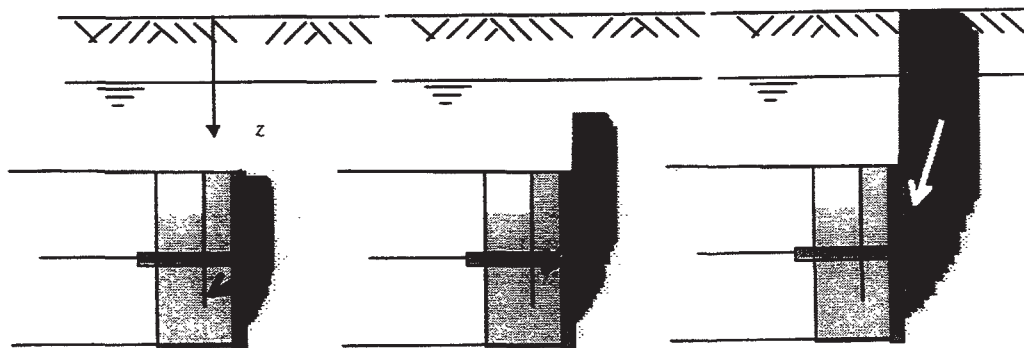
c_u = ongedraineerde schuifsterkte [kN/m²]

Globaal bezwijken kan voorkomen worden door voldoende sterkte van de grond. Ook de kennis van de ondergrond en bodemopbouw is uitermate belangrijk.

Daarnaast zijn er nog een aantal bezwijkmechanismen die apart beschreven worden in de volgende paragrafen: blow-out, piping, fracturing, liquefactie en cavity-expansion [8,9,10,11].

5.2.1 Blow-out

Dit mechanisme is het gevolg van een micro-instabiliteit, maar is een globaal bezwijkmechanisme. De lucht of vloeistof wil ontsnappen naar het maaiveld en daardoor wordt een grondwig of kolom door de druk ervan omhoog gedrukt richting maaiveld. Dit is een passief bezwijkmechanisme.



Figuur 5.1 Blow-out

Een blow-out kan veroorzaakt worden door overschrijding van de totale verticale korrelspanning in de kruin van de TBM. Bij een DOT-tunnel zijn er twee kruinen.

Ten tweede kan ook de druk voor het boorfront de kolom grond oplichten. De schuifspanningen en de hoek van inwendige wrijving tussen deze wig of kolom grond in het grondmassief zal dan worden overschreden en ook dan zal een kolom grond worden opgelicht en de vloeistof of lucht naar het oppervlak ontsnappen.

Het voorkomen van een blow-out kan door een voldoende grote gronddekking op de tunnel. Als de dekking onvoldoende is, kan ook een bovenbelasting worden aangebracht of grondverbetering worden toegepast. In deze gevallen namelijk wordt de verticale spanning en de schuifspanning groter [2,8,11,12,34].

5.2.2 Piping

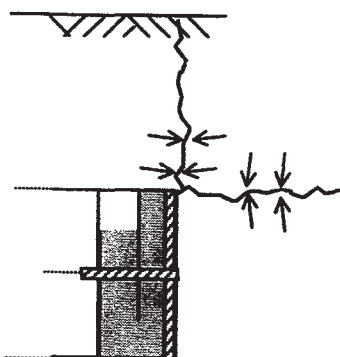
Dit mechanisme ontstaat door een verhang tussen 2 punten. Als gevolg van een grondwaterstroming die er gaat lopen tussen de punten van het verhang zal deze stroom eroderend werken en een "pipe" (buis) uitwassen die groter en groter wordt totdat het verhang nul is geworden. Voorwaarde voor piping is wel, dat het materiaal granulair is en een voldoende permeabiliteit heeft. In cohesief materiaal kan ook piping optreden, dit is echter zeer onwaarschijnlijk omdat dan het verhang zeer groot zal moeten zijn. Bij een vloeistofschild kan het voorkomen dat de drijvende kracht de onder druk gehouden vloeistof (meestal bentoniet) is. Piping kan dan zowel in horizontale of verticale richting optreden maar dat hangt af van de weg van de minste weerstand.

In het begin van deze eeuw zijn voor piping enkele simpele formules opgesteld. Deze formules geven een relatie tussen het verschil in verval en de lengte die de grondwaterstroom zou moeten ondergaan. Deze formules zijn destijds afgeleid voor piping in niet-cohesieve grond onder dammen. Daarnaast zijn deze formules gemaakt voor een lange kwelweg en lengte, terwijl deze bij een tunnel veel korter zijn.

Piping is te voorkomen door een voldoende lange kwelweg en door ervoor te zorgen dat er geen verhang ontstaat tussen twee punten. In cohesieve gronden is er weinig gevaar voor piping, in niet-cohesieve wel. De geologische condities moeten dus bekend zijn, zodat er op tijd gereageerd kan worden op dit verschijnsel [11].

5.2.3 Fracturing

Dit verschijnsel treedt op in grond waar drukken (vloeistof- of lucht-) te hoog worden en scheuren veroorzaken van de bovenliggende grond door opheffen. In dat geval wordt er een spleet of wig in de grond naar het maaiveld gevormd doordat de druk van de vloeistof groter is dan die van de omliggende grond. Deze vorm van bezwijken kan ook een mechanisme zoals blow-out veroorzaken.



Figuur 5.2 Fracturing

Voor een verticale breuk, moet de horizontale spanning kleiner zijn dan de vloeistofsteundruk. In dat geval kan de vloeistof infiltreren in de grond en de grond verder doen splijten. Te meer daar deze druk ten op zichte van de heersende horizontale spanning relatief steeds groter wordt.

Fracturing treedt eerder op in cohesieve gronden dan in niet-cohesieve. Dit omdat niet-cohesieve gronden poreuzer zijn dan cohesieve gronden.

$$\sigma_{fk} = K_{\theta} \sigma'_v + \sigma_w + q_u \quad (5.4)$$

waarbij:

- σ_{fk} = fracturingsspanning in kruin tunnel [kN/m²]
- K_0 = neutrale gronddrukcoëfficiënt [-]
- σ'_v = verticale effectieve korrelspanning [kN/m²]
- σ_w = waterdruk [kN/m²]
- q_u = éénassige druksterkte [kN/m²]

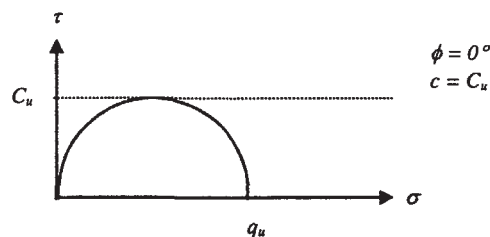
Daarnaast is dit verschijnsel ook onderzocht en is er eenzelfde soort relatie gevonden voor fracturingdrukken in cohesieve grond met een overconsolidatieratio (OCR) kleiner dan 3,5.

$$\sigma_{hf} = \sigma_3 + \lambda c_u = K_0 \sigma'_v + \sigma_w + \lambda c_u \quad (5.5)$$

waarbij:

- σ_{hf} = fracturingsspanning in kruin tunnel [kN/m²]
- σ_3 = minimum hoofdspansing [kN/m²]
- λ = constante die ligt tussen 1 en 2 [-]
- c_u = ongedraineerde schuifspanning [kN/m²]
- K_0 = neutrale gronddrukcoëfficiënt [-]
- σ'_v = verticale effectieve korrelspanning [kN/m²]
- σ_w = waterdruk [kN/m²]

Als de hoek van inwendige wrijving ϕ , nul is dan geldt $2c_u = q_u$ en zullen de twee formules aan elkaar gelijk zijn.

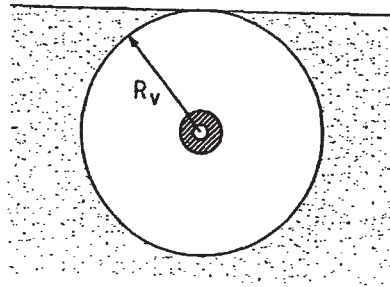


Figuur 5.3 Ongedraineerde schuifsterkte versus éénassige druksterkte

Fracturing is moeilijk te voorkomen, het is een gevolg van het geologische condities waar doorheen geboord gaat worden. In de kruin mogen de steundrukken niet hoger worden dan de verticale totale grondspanning, anders kan de steunvloeistof wegvloeien door een spleet [10,11,12].

5.2.4 Cavity expansion

Een bijzonder geval van bezwijken doet zich voor in overgeconsolideerde cohesieve grond met een OCR > 3,5. Als nu de sterkte van de cohesieve grond groter is dan de bezwijkdruk, treedt expansie van de poriën op als gevolg van de stijgende vloeistofdruk. Dit verschijnsel wordt cavity expansion genoemd. Tijdens cilindrische expansie, die kan voorkomen in cohesieve grond bij het boorfront, zal de cavity cilindrisch blijven en de diameter van de cilinder groter worden.



Figuur 5.4 Cavity expansion

Zo lang deformatie plaatsvindt zonder fracturing van de grond, is het verlies van de steunvloeistof gelimiteerd aan het volume van de holte. Als de druk een kritieke waarde overschrijdt, wordt verlies van de vloeistof te groot en de effectieve ondersteuning zal afnemen.

De kritische expansie druk wordt beschreven door de volgende relatie:

$$\sigma = \sigma_3 + 4c_u \quad (5.6)$$

waarbij:

σ = kritische expansiespanning [kN/m²]

σ_3 = minimum hoofdspansing [kN/m²]

c_u = ongedraineerde schuifspanning [kN/m²]

Cavity expansion is, net als piping en fracturing, afhankelijk van de geologische eigenschappen van de grond rondom de tunnel en het boorfront. Het voorkomen van cavity expansion is moeilijk. Daarnaast is het onafhankelijk van de diepte [10,11,12].

5.2.5 Liquefactie

Door een verhoging van de waterdrukken aan het boorfront als gevolg van het aanbrengen van een steundruk of het snijden van de grond, kunnen de waterdrukken in korte tijd stijgen. Het kan dan voorkomen dat de effectieve spanning zeer klein wordt en tot nul nadert. In dat geval spreken we van verweking van de grond en de brij voor het boorfront zal zich als een vloeistof gaan gedragen. Zeker in het geval van losgepakte zanden in het boortraject kan dit een probleem worden.

Liquefactie is in grote mate afhankelijk van de korreldiameter en de pakking van het zand. Dit kan worden voorkomen door het zand te verdichten. Een probleem hierbij is echter wel, dat dit voor het boorfront zou moeten gebeuren en daar zijn op dit moment nog geen oplossingen voor.

Liquefactie kan ook worden veroorzaakt door trillingen. In het boorproces zullen deze onvermijdelijk zijn [11,12]. In bijlage E is een diagram opgenomen die een relatie legt tussen korreldiameter en verwekingsgevoeligheid.

5.2.6 Lokaal bezwijken

Het bezwijken van de grond aan het boorfront wordt lokaal bezwijken genoemd. Ter plaatse van het boorfront treden grote verplaatsingen op. Aan het maaiveld treden nauwelijks verplaatsingen op. Lokaal bezwijken kan optreden door het front onvoldoende te ondersteunen. Dit kan worden voorkomen door een goede kennis van de ondergrond en voldoende stabiliteit van het boorfront [11].

5.3 Globaal bezwijken

Globaal bezwijken is het bezwijken van een grote moot grond aan het boorfront. Dit zal grote vervormingen aan het boorfront en aan het maaiveld veroorzaken. Globaal bezwijken is een vorm van macro-instabiliteit [8,11].

5.4 De invloed van de bezwijkmechanismen op een DOT-tunnel

Micro-instabiliteit heeft een duidelijke invloed van het bodemprofiel en de stapeling van de korrels. Dit zal bij een DOT-tunnel vaker kunnen voorkomen dan bij een cirkelvormige tunnel. Micro-instabiliteit kan ook vrijwel niet voorkomen worden.

Macro-instabiliteit is een bezwijkvorm die een duidelijke invloed heeft van de diepteligging, diameter en de geologische condities rondom de tunnel. In sommige gevallen kan dit voorkomen worden.

Blow-out zal minder snel optreden bij een diep gelegen tunnel. Hoe groter de diameter van een tunnel, des te dieper deze zal moeten liggen om blow-out te voorkomen. Nu is een DOT-tunnel in de hoogte gelijk, maar in de breedte circa 1,75 keer zo breed als een cirkelvormige tunnel. In welk geval ook onder dezelfde omstandigheden als bij een cirkelvormige tunnel blow-out optreedt, is nu de vraag. Als blow-out een één-dimensionaal probleem zou zijn, dan is laatstgenoemde waar. Dan zou er gewoon met evenwicht van de verticale spanning en de druk van de lucht of steunvloeistof bovenin de kruin van de tunnel gerekend kunnen worden. In geval van een DOT-tunnel zijn er twee kruinen die zich ongeveer 0,75 maal de diameter in de hoogte uit elkaar bevinden. Of de twee kruinen elkaar beïnvloeden is nog onduidelijk. Piping, liquefactie, cavity expansion en fracturing zijn bezwijkmechanismen die duidelijk een verband houden met de geologische condities waarin geboord wordt. Aangezien een DOT-tunnel ongeveer 1,75 maal de diameter over de hoogte gemeten groter is, zullen deze mechanismen bij gelijkblijvende geotechnische omstandigheden een groter voorkomen hebben dan bij een net zo diep gelegen cirkelvormige tunnel.

Een optredende micro-instabiliteit is vaak de initiator van al deze voorgenoemde bezwijkmechanismen.

5.5 Conclusies

Micro-instabiliteit is de stabiliteit van één of enkele korrels en is meestal de initiator van macro-instabiliteit. Lokaal bezwijken zorgt voor een instabiliteit en bezwijken aan het boorfront, zonder directe gevolgen aan het maaiveld. Macro-instabiliteit of globale instabiliteit leidt tot afschuiven van een grondwig, met directe gevolgen aan het maaiveld. Micro-instabiliteit verdient dus enorm veel aandacht om macro-instabiliteit te voorkomen. Al deze instabiliteiten hebben een grotere kans van voorkomen bij een DOT-tunnel dan bij een cirkelvormige tunnel.

Er is een vijftal globale bezwijkmechanismen, ook wel macro-instabiliteiten genoemd: blow-out, piping, fracturing, cavity expansion en liquefactie. Deze vijf bezwijkmechanismen zijn erg afhankelijk van de lokale geologische grondcondities.

Blow-out is daarnaast zeer afhankelijk van de diepteligging van een tunnel. Bij een vloeistof of open schild is de dekking van belang en deze mag niet te klein zijn, dat ligt aan het effectieve grondgewicht boven de tunnelboormachine. Bij een DOT-schild zal er onderzocht moeten worden hoe de twee kruinen elkaar kunnen beïnvloeden. Blow-out treedt vrijwel niet op aan het front van een gronddrukbalansschild, dit omdat de stijfheid van het mengsel aan het boorfront de grond die nog ontgraven moet worden benaderd.

Piping treedt alleen op in granulaire bodem met een voldoende grote permeabiliteit, waar een aandrijvend verhang over staat. In cohesieve bodem zal dit verhang zeer groot moeten zijn, wil er piping op kunnen treden.

Fracturing zal optreden in gronden waar de lucht- of vloeistofdruk tussen twee lagen in gedrukt kan worden en deze door het relatieve drukverschil uit elkaar kan laten scheuren of "openritsen". Een spleet wordt gevuld met lucht of steunvloeistof en zal bij stijgende druk, de grond uit elkaar bewegen. Bij een DOT-schild zullen er twee kruinen zijn, en de manier waarop deze elkaar beïnvloeden of juist niet, is nog onbekend.

Cavity expansion treedt vooral op in cohesieve grond. In niet-cohesieve grond kan cavity expansion ook optreden. Waarschijnlijk zal fracturing eerder optreden. Dit omdat bij het verhogen van de steundruk de spanning waarbij fracturing optreedt eerder wordt bereikt dan bij cavity expansion.

Liquefactie of verweking treedt vooral op in lagen met losgepakte zanden. Liquefactie kan worden geïnitieerd door trillingen in de grond. Bij het boorproces treden allerlei trillingen op, bij het DOT-tunnelboorproces zal moeten worden onderzocht of er meer trillingen optreden en welke frequenties van deze trillingen van invloed zijn op liquefactie.

De bezwijkmechanismen voor een DOT-schild zullen dezelfde zijn als bij een normaal cirkelvormig schild. Een DOT-schild heeft een groter oppervlak, het voorkomen en de kans op instabiliteiten zal daarom groter zijn. Gezien de geometrische vorm van het DOT-schild kan weinig gezegd worden in relatie tot de bezwijkmechanismen deze zijn niet geometrisch afhankelijk. Wel kan gezegd worden dat de oppervlakte lineair met de breedte toeneemt, dit in tegenstelling tot grote diameter schilden, waar de oppervlakte kwadratisch met de straal zal toenemen.

Het bodemprofiel zal meer invloed hebben op het DOT-boorfront, dit vanwege het grotere oppervlak. Daarnaast kunnen er misschien ook andere bezwijkmechanismen optreden die geen rol van betekenis spelen bij een cirkelvormige tunnel. Er moet dan worden gedacht aan het vlak van ontgraving tussen de twee graafwielen. Ook moet weer worden gedacht aan de parallel met tunnels met een grote diameter. Dit vanwege het grotere oppervlak van het boorfront van een DOT-tunnel.

Ook de invloeden van het niet goed indringen van de steunvloeistof bij een vloeistofschild of een verslechterde werking van de additieven bij een gronddrukbalansschild zou mogelijke boorfrontinstabiliteiten tot gevolg kunnen hebben. Een DOT-schild heeft een groter te ondersteunen oppervlak en zal meer steunvloeistof gebruiken dan een cirkelvormig schild van dezelfde diameter.

Het voorkomen van de meeste instabiliteiten is vrijwel onmogelijk. Een goede kennis van het te doorboren bodemprofiel kan helpen. Echter het verbeteren van de grond voor een boorfront kan alleen nog maar met een vloeistofschild door middel van de indringing van de steunvloeistof. Grondverbetering vanaf het maaiveld is ook mogelijk.

Bij obstakels zal er onder luchtdruk gewerkt moeten worden om deze te verwijderen. Ook in dat geval kan er door de grotere oppervlakte een vergrootte kans op instabiliteiten optreden. Zeker als de consolidatie in de stabiliteitsbeschouwing van de grond wordt meegenomen.

6 Boorfrontmodellen

In dit hoofdstuk moet worden opgemerkt dat alle vuistregels, analytische en numerieke modellen slechts theoretisch de fysische werkelijkheid beschrijven. Al de modellen zijn afgeleid voor cirkelvormige doorsneden van tunnelopeningen. In geen enkel model zijn veiligheidsfactoren voor waterdruk (1,05) of voor de korrelspanning (1,5) verwerkt.

6.1 Vuistregels

6.1.1 Vloeistofschilden

De volgende vuistregels gelden voor vloeistofschilden in zand en klei en betreffen de minimale steundruk.

$$\begin{aligned}\sigma_T &= \sigma_w \\ \sigma_T &= \sigma_w + 20 \text{ kN} / \text{m}^2 \\ \sigma_T &= \sigma_w + 20 \text{ kN} / \text{m}^2 + K_a \sigma'_v \\ \sigma_T &= \sigma_w + 20 \text{ kN} / \text{m}^2 + K_o \sigma'_v\end{aligned}\tag{6.1a,b,c,d}$$

waarbij:

$$\begin{aligned}\sigma_T &= \text{steundruk [kN/m}^2\text{]} \\ \sigma_w &= \text{waterdruk [kN/m}^2\text{]} \\ \sigma'_v &= \text{verticale effectieve spanning [kN/m}^2\text{]} \\ K_a &= \text{actieve gronddrukcoëfficiënt [-]} \\ K_o &= \text{neutrale gronddrukcoëfficiënt [-]}\end{aligned}$$

Zoals uit de formules blijkt, is het niet eenduidig bepaald wat nu de precieze ondergrens is. De basis van deze formules wordt gevormd door een minimale constante bij de neutrale of actieve effectieve grondspanning op te tellen, bovenop de waterdruk. Bij actieve gronddruk zullen er deformaties plaats hebben gevonden, bij neutrale gronddruk zullen theoretisch de deformaties nul zijn.

Als aangenomen wordt dat de laagste waarde het minimum is, dan zal de waterdruk het minimum van de ondergrens zijn.

De maximale steundruk voor vloeistofschilden [11] die ook gebruikt is bij de eerste geboorde tunnel van Nederland, de Heijenoordtunnel:

$$\sigma_T = \sigma_v\tag{6.2}$$

waarbij:

$$\sigma_v = \text{totale verticale spanning [kN/m}^2\text{]}$$

Zoals te zien, is de totale verticale grondspanning gelijk aan de steundruk te leveren door de tunnelboormachine in de kruin van de tunnel. Boven deze spanning zal blow-out optreden bij onvoldoende dekking [8,9,13].

6.1.2 Grondrukbalansschilden

Hieronder staan de vuistregels voor steundruk voor grondrukbalansschilden. Voor niet-cohesieve en cohesieve gronden geldt als minimale steundruk:

$$\sigma_T = \sigma_w + K_a \sigma'_v \quad (6.3)$$

waarbij:

σ_T = steundruk [kN/m²]

σ_w = waterdruk [kN/m²]

σ'_v = verticale effectieve spanning [kN/m²]

K_a = actieve grondrukcoëfficiënt [-]

De maximale steundruk voor niet-cohesieve gronden:

$$\sigma_T = \sigma_w + K_o \sigma'_v \quad (6.4)$$

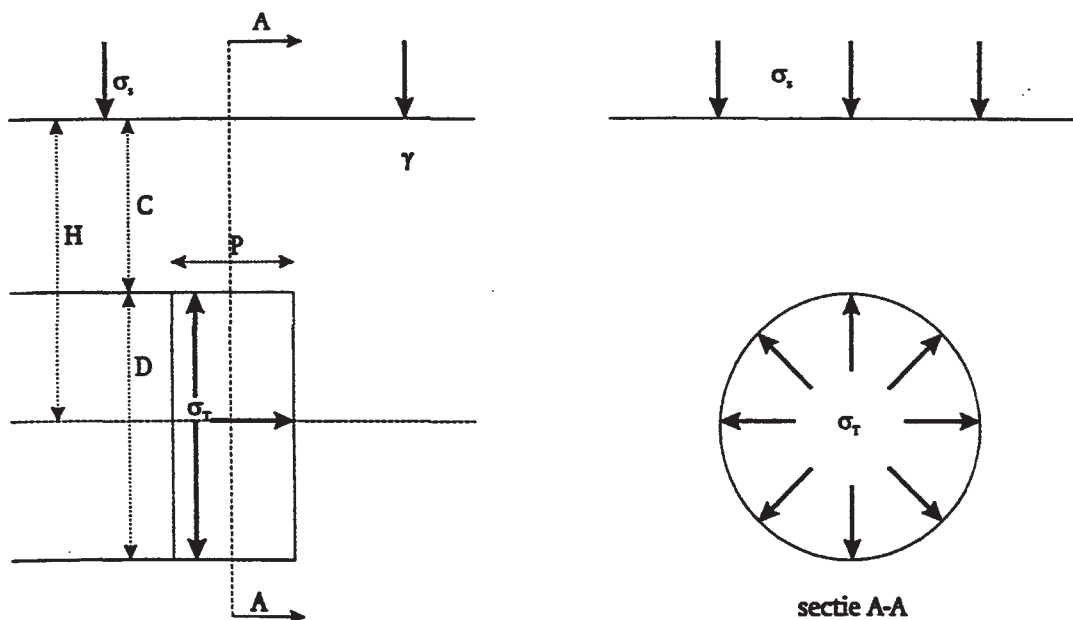
waarbij:

K_o = neutrale grondrukcoëfficiënt [-]

Waarschijnlijk is er geen bovengrens voor de boorfrontstabiliteit van cohesieve gronden voor een grondrukbalansschild. In dat geval worden de drukken namelijk zo hoog, dat de tunnelboormachine deze niet kan leveren en dus nooit zal bereiken [8,13,14,16].

6.2 Analytische 1D rekenmodellen

Met behulp van een analytische berekening is vaak snel inzicht te krijgen in de mechanismen en factoren die van invloed zijn op de boorfrontstabiliteit. Hieronder staat een schematische weergave van de gebruikte symbolen en afmetingen.



Figuur 6.1 Definitie van drukken en afmetingen

6.2.1 Bromms & Bennermark (1967)

Deze rekenmethode is afgeleid van modelproeven voor de stabiliteit van homogene cohesieve grond in kleine openingen. Dit rekenmodel maakt gebruik van de ongedraineerde schuifsterkte c_u . De waarden uit de berekeningen zijn dan ook alleen geldig in een ongedraineerde situatie, binnen een beperkte tijd na het ontgraven in cohesieve grond. Voor een definitie van de gebruikte symbolen, zie figuur 6.1.

Er is een tabel [11] gemaakt ter beschrijving van de verschillende waarden van het stabiliteitsgetal (N).

Dit stabiliteitsgetal in formulevorm:

$$N = \frac{\sigma_0}{c_u} \quad (6.5)$$

waarbij:

N = stabiliteitsgetal [-]

σ_0 = totale kritische verticale korrelspanning [kN/m³]

c_u = ongedraineerde schuifsterkte [kN/m²]

De onderstaande tabel geeft het verband tussen het stabiliteitsgetal en de deformatietoestand.

N	Deformatie
< 1	Verwaarloosbaar
1-2	Elastisch
2-4	Elasto-plastisch
4-6	Plastisch
> 6	Bezwijken

Tabel 6.1 Stabiliteitsgetal en deformatietoestand

De theorie van Bromms & Bennermark is gebaseerd op experimenten met een dekking/diameter verhouding $C/D > 4$. Het boorfront bezwijkt als $N > 6$, dit is dus in geval van de minimale steundruk:

$$N = \frac{(\gamma(C+R) + \sigma_s) - \sigma_T}{c_u} = \frac{\sigma_0}{c_u} \Rightarrow \sigma_T = (\gamma(C+R) + \sigma_s - Nc_u) \quad (6.6)$$

waarbij:

γ = droog grondgewicht [kN/m³]

σ_s = bovenbelasting [kN/m³]

C = dekking [m]

R = straal [m]

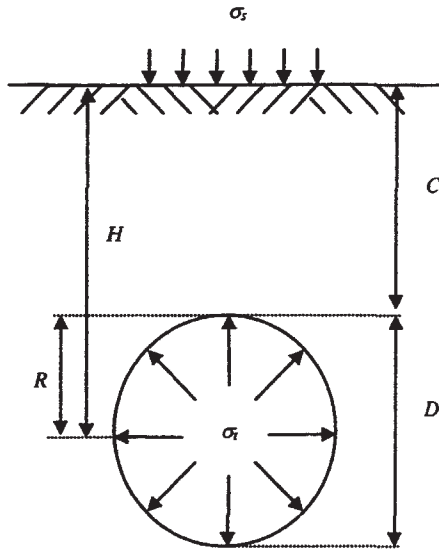
σ_T = steundruk [kN/m²]

De maximale steundruk kan dus niet worden bepaald in dit geval. Deze formule geldt alleen bij ontgraving met open schild. Dit model is ongeschikt voor een DOT-tunnel, omdat de breedte er niet in voorkomt en de breedte-/diameterverhouding niet overeenkomt [7,8,11].

6.3 Analytische 2D rekenmodellen

6.3.1 Atkinson & Potts (1977)

Er is, voor het bepalen van onder- en bovengrenzen van de minimale steundruk, uitgegaan van zuiver plastisch gedrag van niet-cohesieve droge grond in een 2D vlakke-rek (plain-strain) situatie. Tijdens de proeven is er geen bovenbelasting aangebracht.



Figuur 6.2 Atkinson & Potts

De spanningen worden berekend op de as van de tunnel:

$$\sigma_T = \gamma(C + R) + \sigma_s \quad (6.7)$$

waarbij:

- σ_T = steundruk [kN/m²]
- γ = grondgewicht [kN/m³]
- C = dekking [m]
- R = straal [m]
- σ_s = bovenbelasting [kN/m²]

Bepaling van de minimale steundruk bij een dekking-/diepteverhouding $C/D < 0,5$ geldt als ondergrensbenadering:

$$\sigma_T \geq \frac{R\gamma}{(K_p - 2)} \left(\left(\frac{R}{C + R} \right)^{K_p - 2} \left(3 - \frac{4}{K_p} \right) - 1 \right) \quad (6.8)$$

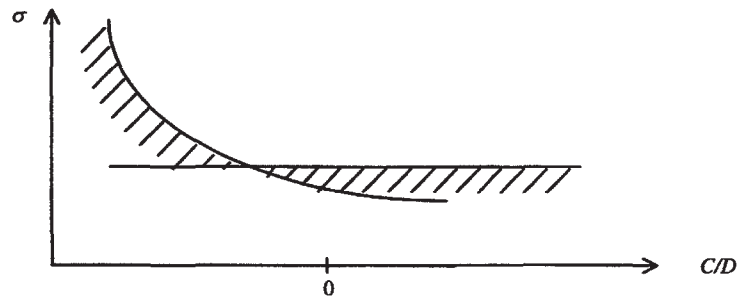
waarbij:

- K_p = passieve gronddrukcoëfficiënt [-]

Voor een diepere ligging, $C/D > 0,5$ van de tunnel bestaat er een betere ondergrens, dit is dus de formule die voornamelijk in Nederland van toepassing is, vanwege de hoge grondwaterstand en het bodemprofiel:

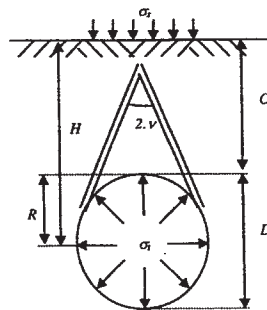
$$\sigma_T = \frac{K_p}{(K_p^2 - 1)} 2R\gamma \quad (6.9)$$

Dit komt overeen met de figuur hieronder. In deze figuur zijn de bovenstaande vergelijkingen uitgezet. De kromme lijn stelt vergelijking 6.8 voor, de rechte constante lijn vergelijking 6.9:



Figuur 6.3 Ondergrens van de minimum steundruk

De bovengrens van de oplossing geeft een onveilige schatting van de steundruk. De grond kan bezwijken als er een moot grond bezwijkt volgens onderstaand model:



Figuur 6.4 Bezwijkmechanisme bovengrens minimale steundruk

De volgende beperking is nodig om te verzekeren dat de driehoek grond als bezwijkmechanisme zich geheel onder het grondoppervlak bevindt, ter bepaling van bovengrens van de minimum steundruk:

$$\frac{C}{R} \geq \frac{1}{\sin \varphi} - 1 \quad (6.10)$$

De bovengrens van de minimale steundruk (dit is dus een zeer ongunstige situatie en er zal zeker bezwijken optreden) of onveilige minimale steundruk is gegeven door:

$$\sigma_T = \frac{R\gamma}{2 \cos \varphi} \left(\frac{1}{\tan \varphi} + \frac{\varphi\pi}{180} - \frac{\pi}{2} \right) \quad (6.11)$$

Daarnaast wordt gesteld dat deze formules ook in geval van verzadigde zandige gronden gelden, zonder grondwaterstroming.

Opgemerkt moet worden dat in dit rekenmodel geen gelaagdheid is meegenomen. Ook is er geen waterdruk in rekening gebracht. Daarnaast is in deze vergelijkingen de passieve gronddrukcoëfficiënt verwerkt. Dat terwijl er verwacht wordt dat de grond actief bezwijkt bij de minimum steundruk. Voor de ondergrens van de minimum steundruk is deze afhankelijk van de dekking. Er wordt niet aan waterindringing gedacht terwijl dat in bijvoorbeeld Nederlandse omstandigheden de grootste component is van de minimum steundruk.

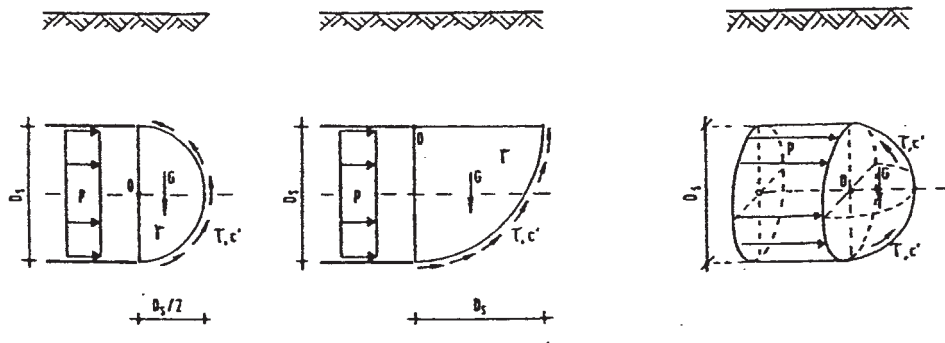
De bovengrens van de minimum steundruk is onafhankelijk van de diepteligging, alleen van de straal en de hoek van inwendige wrijving. Ook deze zou afhankelijk moeten zijn van onder andere diepteligging en waterdrukken.

De horizontale spanningen zijn constant over de hoogte van de tunnel. Of dit in overeenstemming is met de werkelijkheid valt te betwijfelen.

De toepassing voor een DOT-schild is bij dit model niet aanwezig. De breedterwking zit er niet in, alleen de straal van een cirkelvormige tunnel [7,8,11].

6.3.2 Krause (1987)

In dit model is het inwendige evenwicht van een gedraineerde cohesieve grondmoot direct voor het graafront beschouwd. Hierbij is uitgegaan van respectievelijk een halve cirkel, een kwart cirkel in doorsnede en een halve bol.



Figuur 6.5 Bezwijkmechanismes aan het boorfront

Welk geval nu maatgevend is, hangt af van de verhouding tussen de verschillende parameters. Op zich is de halve bol de meest realistische, omdat dit een 3-dimensionaal geval betreft. De minimaal benodigde steundruk wordt berekend:

$$\sigma_T = \frac{l}{\tan \varphi} \left(\frac{l}{6} D\gamma' - \frac{l}{2} \pi c' \right) \quad (\text{Halve cirkel}) \quad (6.12)$$

$$\sigma_T = \frac{l}{0,5 + \tan \varphi} \left(\frac{l}{3} D\gamma' - \frac{l}{2} \pi c' \right) \quad (\text{Kwart cirkel}) \quad (6.13)$$

$$\sigma_T = \frac{l}{\tan \varphi} \left(\frac{l}{9} D\gamma' - \frac{l}{2} \pi c' \right) \quad (\text{Halve bol}) \quad (6.14)$$

waarbij:

σ_T = steundruk [kN/m³]

ϕ' = effectieve hoek van inwendige wrijving [-]

D = diameter [m]

γ' = effectief grondgewicht [kN/m³]

c' = effectieve cohesie [kN/m²]

In de modellen is de ongedraineerde effectieve schuifsterkte een belangrijke parameter, evenals de effectieve hoek van inwendige wrijving. In het gehele model komt geen enkele diepteligging voor, dat is erg merkwaardig. Dit terwijl de spanningen toch diepte-afhankelijk zijn. Er is geen waterdruk en heterogene grond in verwerkt.

Als de figuren worden bekeken, dan is er te zien dat het lijkt alsof de lokale instabiliteit de globale instabiliteit veroorzaakt. Er bezwijkt namelijk een gedeelte voor het boorfront, terwijl de grond door silowerking zou kunnen blijven pluggen.

De horizontale spanning is onafhankelijk van de diepte, dit is te betwijfelen. De berekende effectieve spanning is een gemiddelde.

De toepassing voor een DOT-tunnel zou in een 3-dimensionaal geval bestaan uit de oppervlakte van twee halve bollen die in elkaar overgaan. Daar zou dan het evenwicht van berekend moeten worden.

Het bezwaar hierbij is echter wel dat als het boorfront actief bezwijkt, de aandrijving zeker ook zit in de laag grond die op deze twee in elkaar overgaande bollen rust.

Invloed van de cohesie in gedraineerde situatie:

$$c \geq \frac{1}{3\pi} \gamma' D \quad (\text{Kwart cirkel}) \quad (6.15)$$

$$c \geq \frac{2}{3\pi} \gamma' D \quad (\text{Halve cirkel}) \quad (6.16)$$

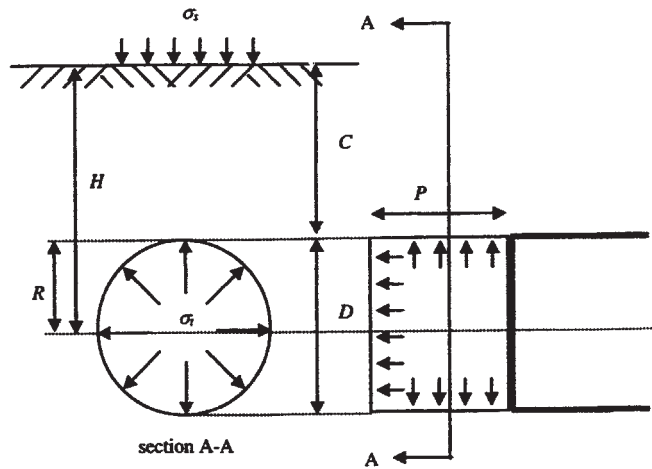
$$c \geq \frac{2}{9\pi} \gamma' D \quad (\text{Halve bol}) \quad (6.17)$$

c = cohesie [kN/m²]

Als er zich een ongedraineerde situatie voordoet, dan is de cohesie gelijk aan de ongedraineerde schuifsterkte. In deze gevallen is het bezwijken alleen nog maar afhankelijk van het effectieve grondgewicht en de diameter. Dit is erg onwaarschijnlijk [7,8,11].

6.3.3 Davis et al (1980)

Deze 2D-rekenmethode is ontwikkeld voor cohesieve perfect plastische grond met een bovenbelasting voor een schild met vloeistofondersteuning. De gedachte erachter is dat het instorten van het boorfront een plotseling gebeuren is en dat daarom worden de grondparameters gekarakteriseerd door de ongedraineerde schuifsterkte.



Figuur 6.6 Model van Davis et al

Er wordt gerekend met een onder- bovenbelasting. Deze methode heeft een aantal overeenkomsten met het 1D-rekenmodel van Bromms en Bennermark.

De stabiliteit van het boorfront voor verschillende situaties wordt uitgedrukt in de stabiliteitsparameter N. Deze is gedefinieerd als:

$$N = \frac{\sigma_s - \sigma_T + \gamma(C + 0.5D)}{C_u} \quad (6.18)$$

waarbij:

N = stabiliteitsgetal [-]

σ_T = steundruk [kN/m²]

γ = grondgewicht [kN/m³]

C = dekking [m]

R = straal [m]

σ_s = bovenbelasting [kN/m³]

c_u = ongedraineerde schuifsterkte [kN/m²]

δ = hoek (zie figuur 6.7) [graden]

α = hoek (zie figuur 6.7) [graden]

β = afschuifhoek [graden]

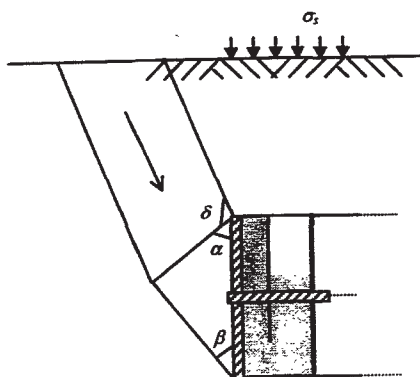
Minimale steundruk

Voor de 3D-situatie is de ondergrensbenadering afhankelijk van de C/D verhouding, dit is dus globale stabiliteit. De ondergrens van de minimale steundruk wordt gegeven door:

$$N = 2 + 2 \ln\left(\frac{2C}{D} + 1\right) \quad \text{voor } C/D < 0,86 \quad (6.19)$$

$$N = 4 \ln\left(\frac{2C}{D} + 1\right) \quad \text{voor } C/D > 0,86 \quad (6.20)$$

Het bezwijkmechanisme voor de bovengrens van de minimale steundruk ziet eruit als in onderstaande figuur:



Figuur 6.7 Bezwijkmechanisme Davis et al

De bovengrens van de minimale steundruk wordt gegeven door:

$$N = 4\sqrt{\frac{C}{D} + \frac{1}{4}} \quad (6.21)$$

De effectieve spanning voor de onder- en bovengrens kan worden berekend met onderstaande formule voor de effectieve horizontale spanning:

$$\sigma'_H = \sigma_s + \gamma\left(C + \frac{D}{2}\right) - c_u N \quad (6.22)$$

waarbij:

σ'_H = horizontale effectieve spanning [kN/m²]

Het boorfront is stabiel als geldt (lokale stabiliteit):

$$\frac{\gamma D}{c_u} \leq 5.63 \quad (6.23)$$

Daarbij moet de druk aan het boorfront gelijk zijn aan:

$$\sigma_T = \gamma(C + 0,355D) \quad (6.24)$$

Maximale steundruk

De maximale steundruk, dit kan worden aangegeven door het teken voor de stabiliteitsverhouding te verwisselen:

$$N = -4\sqrt{\frac{C}{D} + \frac{1}{4}} \quad (6.25)$$

Ook kan de ondergrens van de maximale steundruk bepaald worden, door ook weer het teken van de stabiliteitsverhouding voor deze vergelijking om te wisselen:

$$N = -4 \ln\left(\frac{2C}{D} + 1\right) \quad (6.26)$$

Daarnaast kan nog de maximale steundruk worden uitgerekend. De horizontale effectieve spanning voor de onder- en bovengrensplossingen kunnen worden berekend met

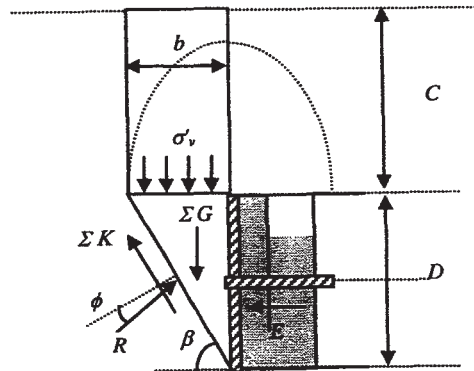
$$\sigma_T = \sigma_s + \gamma \left(C + \frac{D}{2} \right) - c_u N \quad (6.27)$$

Ook in dit model blijkt de breedteverking niet te zitten, dus deze is ook ongeschikt voor DOT-boorfrontstabiliteit. Daarnaast is deze formule niet geschikt voor niet-cohesieve grond. Ook de grondwaterinvloeden ontbreken en het inbrengen van gelaagde grond is onmogelijk. Daarnaast wordt de steundruk berekend ter hoogte van de as van de tunnel. Het is dus een gemiddelde, terwijl de steundruk toeneemt over de diepte [7,8,11].

6.4 Analytische 3D-rekenmodellen

6.4.1 Jancsecz en Steiner (1994)

In dit model wordt de minimale steundruk berekend in twee stappen. Ten eerste wordt op het niveau van het tunneldak de verticale effectieve spanning berekend. Daarna wordt de bijdrage van de grondwig voor het boorfront in rekening gebracht ter bepaling van de horizontale effectieve spanning. Jancsecz beveelt verder aan om geen silowerking toe te passen bij $C/D < 2$. Toch blijken de resultaten bij deze verhouding beter met de werkelijkheid te kloppen dan zonder. Daarnaast is dit model ook geschikt te maken voor gelaagde grond [33].



Figuur 6.8 Model van Jancsecz & Steiner

De relatie tussen de horizontale en verticale spanningen wordt beschreven door de 3-dimensionale gronddrukcoëfficiënt K_{A3} .

Deze factor wordt berekend door het krachtenevenwicht van de grondwig. Eerst moet echter de afschuifhoek β worden berekend. De twee grondwigen in evenwicht:

$$\Sigma K + R \sin \varphi + E \cos \beta - \Sigma G \sin \beta = 0 \quad (6.28)$$

waarbij:

- K = schuifkracht op grondwig [kN]
- R = normaalkracht op grondwig [kN]
- E = resultante van de steundruk [kN]
- G = gewicht van de grondwig [kN]

$$\begin{aligned} \varphi &= \text{hoek van inwendige wrijving [-]} \\ \beta &= \text{afschuifhoek [-]} \end{aligned} \quad (6.29)$$

$$R \cos \beta + E \sin \varphi + \Sigma G \cos \beta = 0$$

De totale gronddruk E die op de grondwig een druk uitoefent wordt als volgt berekend: (6.30)

$$E = \frac{\Sigma G(\sin \beta - \cos \beta \tan \varphi) - \Sigma K}{\tan \varphi \sin \beta + \cos \beta}$$

De maximale gronddruk wordt gevonden als de volgende vergelijking wordt opgelost: (6.31)

$$\frac{dE}{d\beta} = 0$$

De hoek van bezwijken β is een functie van C/D en φ . Nu, als β bekend is, en voor gegeven waarden van φ en C/D, kan de driedimensionale gronddrukcoëfficiënt worden gedefinieerd:

$$K_{A3} = \frac{\sin \beta \cos \beta - \cos^2 \beta \tan \varphi - \frac{K\alpha}{1,5} \cos \beta \tan \varphi}{\sin \beta \cos \beta + \sin^2 \beta \tan \varphi} \quad (6.32)$$

waarbij:

K_{A3} = 3-dimensionale gronddrukcoëfficiënt [-]

Met een definitie van K en α als volgt:

$$K \approx \frac{1 - \sin \varphi + \tan^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2})}{2} \quad (6.33)$$

$$\alpha = \frac{1 + 3 \frac{C}{D}}{1 + 2 \frac{C}{D}} \quad (6.34)$$

wi

α : tor [-]

C : king [m]

D : eter [m]

Bereken de minimale horizontale gronddruk ter hoogte van de tunnelas:

$$\sigma'_H \approx$$

(6.35)

waart

$\sigma'_H = r \cdot i$

$\sigma'_v = r \cdot i^2$ tieve spanning [kN/m²]

actieve spanning [kN/m²]

Inventarisatie van

ten voor een DOT-tunnel

Het aanpassen van dit model voor een DOT-tunnel is mogelijk. De breedte zit er apart in verwerkt. Daarnaast moet ook de grondwaterstand meegenomen worden in de berekening.

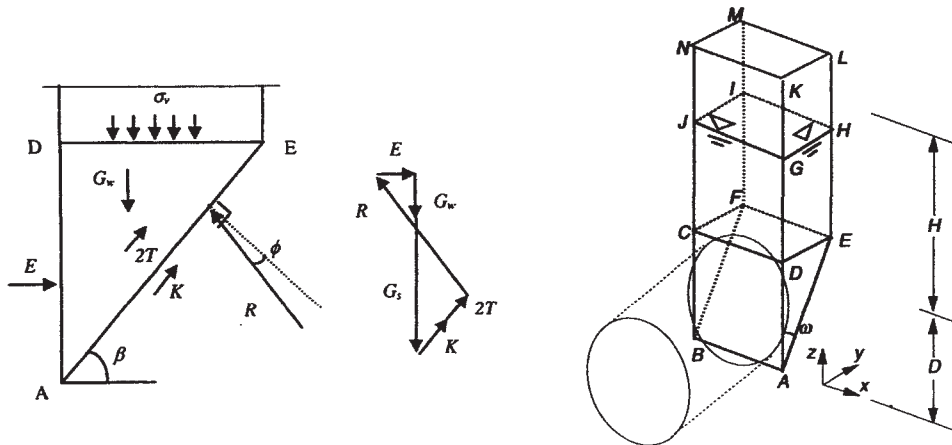
De silowerking kan er ook in verwerkt worden. Het bezwijkmechanisme hier is een wig die naar binnen kan zakken. Maximum steundruk kan hier niet mee uitgerekend worden.

Onderzocht moet worden of niet boven $C/D < 2$ silowerking mag worden toegepast. De waarde van de 3-dimensionale gronddrukcoëfficiënt K_{A3} is kleiner dan de waarde van de actieve gronddrukcoëfficiënt ($K_{A3} < K_d$). In een 2-dimensionaal geval betekent dit, dat de steundruk in 3-dimensionaal berekening kleiner is dan in een tweedimensionale berekening [7,8,9,11,17].

Een overzicht van de waarden van de 3-dimensionale gronddrukcoëfficiënt is opgenomen in bijlage F.

6.4.2 Anagnostou & Kovari (1994)

Deze rekenmethode is ook gebaseerd op een silovormige moot grond. Het cirkelvormige front van de tunnel wordt benaderd door een vierkant met zijden met een lengte gelijk aan de diameter D . Het bezwijkmechanisme bestaat uit een wig en een blok dat van de bovenzijde van de tunnel tot aan het maaiveld reikt. Dit model is alleen geschikt voor vloeistofschilden.



Figuur 6.9 Model van Anagnostou & Kovari

In dit model wordt de minimale steundruk bepaald. Het gewicht van de grondwig:

$$G_w = \frac{1}{2} \gamma' D^3 \cot \beta \quad (6.39)$$

waarbij:

G_w = grondgewicht van de grondwig [kN]

γ' = effectief grondgewicht [kN/m³]

D = diameter [m]

β = afschuifhoek [-]

De resultante van de verticale kracht van de silo op het raakvlak DEFC:

$$G_s = \sigma'_v D^2 \cot \beta \quad (6.40)$$

waarbij:

G_s = grondgewicht van de grond boven de wig [kN]

σ'_v = effectieve verticale korrelspanning [kN/m²]

De resultante wrijvingskracht langs bezwijkvlak ABFE:

$$K = \frac{cD^2}{\sin \beta} \quad (6.41)$$

waarbij:

K = resultante van de wrijvingskracht [kN]

c = cohesie [kN/m²]

De resulterende kracht langs de zijvlakken ADE en BCF

$$T = K_a \left(\frac{1}{3} \gamma' D + \frac{2}{3} \sigma_v' \right) \tan \varphi \frac{1}{2} D^2 \cot \beta \quad (6.42)$$

waarbij:

T = resulterende kracht op zijvlakken [kN]

K_a = actieve gronddrukcoëfficiënt [-]

De resulterende vloeistofdruk (deze kracht kan worden berekend met horizontaal en verticaal krachterevenwicht)

$$\begin{aligned} \Sigma V &= 0 \\ (G_w + G_s) &= (K + 2T) \sin \beta + R \cos(\beta - \varphi) \end{aligned} \quad (6.43a,b)$$

waarbij:

V = verticale krachten [kN]

R = resulterende normaalkracht op glijvlak [kN]

$$\begin{aligned} \Sigma H &= 0 \\ E &= R \sin(\beta - \varphi) - (K + 2T) \cos \beta \end{aligned} \quad (6.44a,b)$$

waarbij:

H = horizontale krachten [kN]

Eliminatie van de normaalkracht R geeft de steundruk E :

$$E = (G_w + G_s) \tan(\beta - \varphi) - (K + 2T) \tan(\beta - \varphi) \sin \beta - (K + 2T) \cos \beta \quad (6.45)$$

$$E = \frac{(G_w + G_s)(\sin \beta - \cos \beta \tan \varphi) - (K + 2T)}{\sin \beta \tan \varphi + \cos \beta} \quad (6.46)$$

De kritische hoek onder welke de minimum steundruk optreedt wordt gevonden bij:

$$\frac{dE}{d\beta} = 0 \quad (6.47)$$

De berekening van de minimale steundruk. De horizontale effectieve spanning wordt berekend op de as van de tunnel:

$$\sigma'_H = \frac{E}{D^2} \quad (6.48)$$

waarbij:

σ'_H = effectieve horizontale spanning [kN/m³]

De minimum steundruk σ_T moet gelijk zijn aan op zijn minst de totale horizontale spanning welke de som is van de effectieve spanning en waterdruk. Ook in dit model zit de breedte verwerkt. Ook hier zal gekeken moeten worden naar uitbreiding tot een DOT-tunnelmodel.

De horizontale spanningen worden constant berekend over de hoogte van de tunnel. Op zich is dat een onjuiste benadering.

Daarnaast is er ook een stabiliteitsformule opgesteld voor gronddrukbalansschilden. Deze formule is opgesteld aan de hand van een dimensionale analyse [7,8,9,11,17,19].

$$s'_T = F_0 \gamma' D - F_1 c + F_2 \gamma' \Delta h - F_3 c \frac{\Delta h}{D} \quad (6.49)$$

waarbij:

F_0 = dimensieloze coëfficiënt die afhankelijk is van de hoek van inwendige wrijving, de geometrische parameters H/D , $(h_0-D)/D$, en de verhouding tussen het droge en natte volumegewicht van de grond

ter plaatse [-]

F_1 = zie F_0 [-]

F_2 = zie F_0 [-]

F_3 = zie F_0 [-]

s'_T = effectieve steundruk [kN/m²]

D = diameter [m]

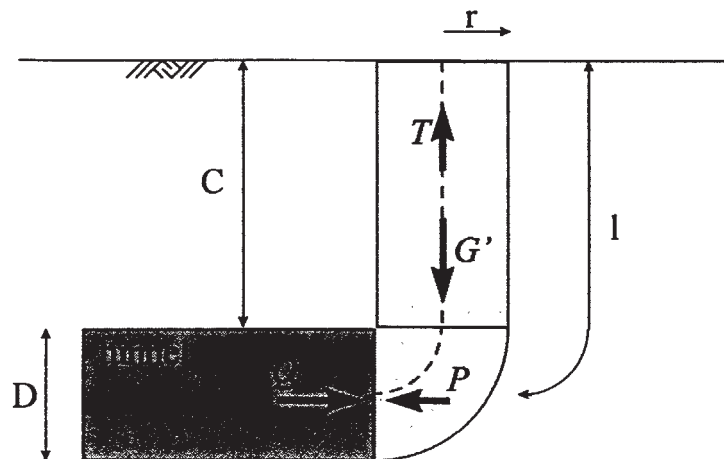
c = cohesie [kN/m²]

γ' = effectief grondgewicht [kN/m³]

Δh = verschil tussen waterspanning voor het schild en de waterspanning in de mengkamer [m]

6.4.3 Van Baars (1998)

Deze methode gaat uit van een cilindervormig glijvlak en een wig die bestaat uit een gebogen cilinder. Het bezwijken vindt plaats door het overschrijden van de schuifspanningen tussen de cilinder en de rest van de grond.



Figuur 6.10 Model Baars

Deze methode is geschikt voor een vloeistofschild. Als het medium of vloeistof van een gronddrukbalansschild zich net zo zou gedragen als een steunvloeistof, dan is deze methode ook geschikt voor dit soort schilden.

$$Q = q\pi r^2$$

$$P = p\pi r^2$$

$$T = 2\pi r l \left(c + \frac{1}{2} K_0 l \gamma' \tan \varphi \right)$$

(6.50a,b,c,d)

$$G' = l\pi r^2 \gamma'$$

waarbij:

Q = steunkracht [kN]

P = waterkracht [kN]

T = schuifkracht [kN]

G' = eigen onder water gewicht [kN]

r = straal van cilinder [m]

q = verticale spanning [kN/m²]

l = middellijn van cilinder [m]

K₀ = neutrale gronddrukcoëfficiënt [-]

γ' = effectief grondgewicht [kN/m³]

c = cohesie [kN/m³]

Voor l geldt:

$$l = C + \frac{\pi}{8} D$$

(6.51)

waarbij:

C = dekking [kN]

D = diameter [kN]

Omdat de krachten ongeveer in het midden van de cilinder aangrijpen, wordt er met momentenevenwicht gevonden dat een instorting is uitgesloten zolang:

$$Q + T > G' + P \quad (6.52)$$

Om nu ook het grondwater buiten te houden, geldt dat de minimale steundruk gelijk is aan de waterdruk:

$$\sigma_T = \sigma_w \quad (6.53)$$

waarbij:

σ_T = steundruk [kN/m²]

σ_w = waterdruk [kN/m²]

De cilinder kan zelfs, terwijl de steundruk gelijk is aan de waterdruk, blijven zitten (pluggen). Dit treedt alleen maar op als de schuifspanningen groot genoeg zijn. Plugvorming is te verwachten bij een straal van:

$$r < \frac{2c}{\gamma'} + K_0 l \tan \varphi \quad (6.54)$$

Mocht plugvorming niet optreden, dan is er een minimale steundruk nodig van:

$$\sigma_T - \sigma_w > l\gamma' - 2c \frac{l}{r} - K_0 \frac{l^2 \gamma'}{r} \tan \varphi - r\gamma'_{steun} \quad (6.55)$$

waarbij:

γ'_{steun} = effectieve gewicht van de steunvloeistof [kN/m³]

Op dezelfde manier kan een formule gemaakt worden voor totaal passief bezwijken. De schuifspanning is dan de andere kant op gericht, dus voor maximale steundruk geldt:

$$\sigma_T - \sigma_w > l\gamma' + 2c \frac{l}{r} + K_0 \frac{l^2 \gamma'}{r} \tan \varphi - r\gamma'_{steun} \quad (6.56)$$

Deze methode beschrijft dus een cilindervormig bezwijkmechanisme. Om dit aan te passen, zal hetzelfde principe toegepast moeten worden, maar dan voor een andere vorm, die aansluit bij een DOT-boorfront. De schematisering hiervan is nog geheel vrij en naar eigen inzicht te veranderen. Het zal dan een ellips of twee cilinders in elkaar worden met een overlap.

Ook in dit model zit geen toepassing voor heterogene grond. Een punt van kritiek op dit model is dat het bezwijken van grond nogal eenvoudig wordt benaderd door actief en passief bezwijken eenvoudig om te kunnen keren door een min en een plus om te draaien [13].

6.4.4 Leca & Dormieux (1990)

Deze hebben zich gebaseerd op in geocentrifuge-onderzoek waargenomen bezwijkmechanismen van Mohr-Coulomb-materiaal. In dit model wordt een minimale en maximale onder- en bovengrens bepaald van de theoretische steundruk waarbij het boorfront instort en/of een blow-out optreedt. Dit is dus actief en passief bezwijken gecombineerd.

Er zijn drie spanningstoestanden: SI tot en met SIII. Er zijn drie mechanismen: MI tot en met MIII. MI en MII refereren naar actief bezwijken, ter bepaling van de minimum steundruk. MIII is een mechanisme dat passief bezwijken beschrijft, blow-out in dit geval.

Allereerst wordt de éénassige druksterkte gedefinieerd (met de effectieve hoek van inwendige wrijving en cohesie):

$$\sigma_1 = 2 \frac{c' \cos \varphi'}{1 - \sin \varphi'} \quad (6.57)$$

Ook de aangepaste coëfficiënt van passieve gronddruk (dit omdat de effectieve hoek van inwendige wrijving wordt genomen):

$$K_p = \frac{1 + \sin \varphi'}{1 - \sin \varphi'} \quad (6.58)$$

Om de bovengrens van bezwijken te berekenen, worden de volgende belastingparameters ingevoerd, die ook worden gebruikt voor het berekenen van de ondergrenzen van de steundruk.

$$Q_s = (K_p - 1) \frac{\sigma_s}{\sigma_1} + 1 \quad (6.59)$$

$$Q_T = (K_p - 1) \frac{\sigma_T}{\sigma_1} + 1 \quad (6.60)$$

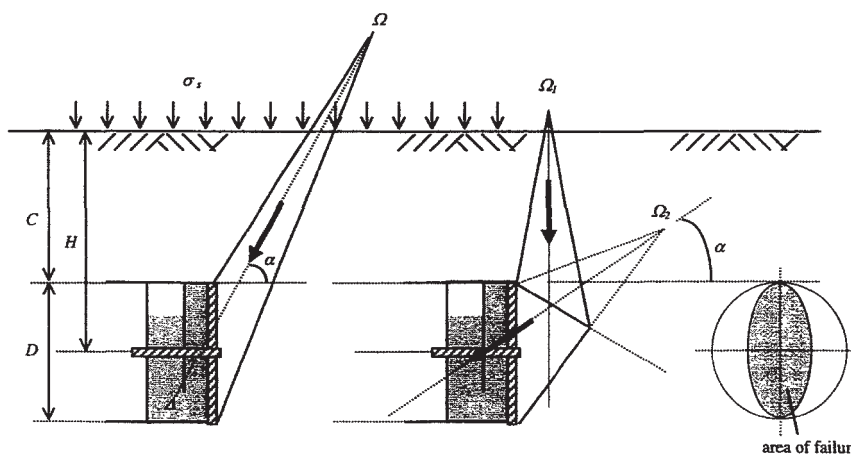
$$Q_\gamma = (K_p - 1) \frac{D\gamma'}{\sigma_1} \quad (6.61)$$

De boven- en ondergrens voor de steundrukken voor bezwijken kunnen in een algemene vorm worden gezet:

$$N_s Q_s + N_\gamma Q_\gamma \leq Q_T \quad (6.62)$$

Bezwijkmechanismen M1, bovengrens van de minimale steundruk

Bezwijkmechanisme M1 veronderstelt actief bezwijken in één conisch blok. De waarden van de schaalcoëfficiënten N_s en N_γ voor het bezwijkmechanisme M1 kunnen worden bepaald door de volgende uitdrukkingen. De index c^+ staat voor de bovengrens-oplossing van het bezwijken.



Figuur 6.11 Actieve bezwijkmechanismen M1 en M11 en het bezwijkvlak op het boorfront

$$N_s^{c+} = \frac{R_D^2}{\cos(2\varphi) - \cos(2\alpha)R_E} \tan \alpha \quad (6.63)$$

$$N_\gamma^{c+} = \frac{1}{3} R_B \left(1 - \frac{R_D^3}{R_E^3}\right) \tan \alpha \quad (6.64)$$

De hoek α moet zo worden gekozen dat N_s en N_γ op een maximum uitkomen, dit door gewoon proberen.
De dekkings-/diepteverhouding C/D:

$$\frac{C}{D} \geq \frac{\frac{\sin(2\alpha)}{\sin(2\varphi)} - 1}{2} \quad (6.65)$$

De geometrische factoren R_A , R_B , R_C , R_D en R_E zijn als volgt gedefinieerd.

$$R_A = \frac{\sqrt{\cos(\alpha - \varphi) \cos(\alpha + \varphi)}}{\cos \varphi} \quad (6.66)$$

$$R_B = \frac{\cos(\alpha - \varphi) \cos(\alpha + \varphi)}{\sin(2\varphi)} \quad (6.67)$$

$$R_C = \frac{\cos \alpha}{\tan \varphi} \quad (6.68)$$

$$R_D = \sin(2\alpha) - \frac{2H}{D} \sin(2\varphi) = 0 \quad (6.69)$$

$$R_E = \sqrt{\sin 2(\alpha - \varphi) \sin 2(\alpha + \varphi)} \quad (6.70)$$

Bezwijkmechanisme MII, bovengrens van de minimale steundruk

Het bezwijkmechanisme MII representeert actief bezwijken in twee conische blokken. De waarde voor de schaalcoëfficiënten voor bezwijkmechanisme MII kunnen worden bepaald door de onderstaande twee vergelijkingen (met als voorwaarde dat het bezwijken het maaiveld moet bereiken) te berekenen:

$$N_s^{c+} = \frac{\sin(\beta - \alpha) R_E^2}{\cos^2 \varphi \cos \alpha \sin(\beta + \varphi) R_A} \quad (6.71)$$

$$N_\gamma^{c+} = \frac{1}{3} \left[\tan \alpha R_B + \frac{\cos \varphi \cos(\beta + \varphi)}{2 \sin \varphi \sin(\beta + \varphi)} - \frac{\sin(\beta - \varphi) R_E^2}{2 \sin \varphi \cos \alpha \cos^2 \varphi \sin(\beta + \varphi) R_A} \right] \quad (6.72)$$

De hoek α moet zo worden gekozen dat N_s en N_γ maximaal zijn.

$$\frac{C}{D} \geq \frac{\cos(\alpha + \varphi) \sin(\beta - \varphi)}{2 \sin \varphi \sin(\beta + \varphi)} \quad (6.73)$$

De geometrische constanten voor MII:

$$R_A = \frac{\sqrt{\cos(\alpha - \varphi) \cos(\alpha + \varphi)}}{\cos \varphi} \quad (6.74)$$

$$R_B = \frac{\cos(\alpha - \varphi) \cos(\alpha + \varphi)}{\sin(2\varphi)} \quad (6.75)$$

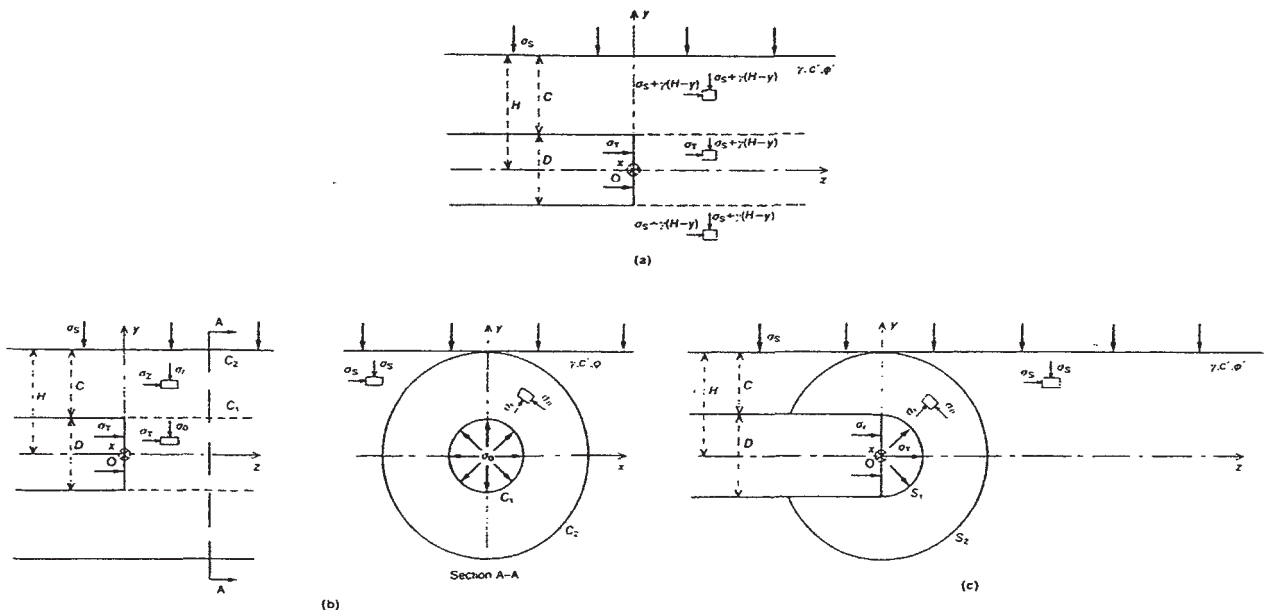
$$R_C = \frac{\cos(\alpha + \varphi)}{\tan \varphi} \sqrt{\frac{\sin(\beta - \varphi)}{\sin(\beta + \varphi)}} \quad (6.76)$$

$$R_D = \frac{\sin \beta}{\sin \varphi \sin(\beta + \varphi)} \quad (6.77)$$

$$R_E = \frac{\cos^2 \varphi}{\cos(\alpha + \varphi)} R_C - \frac{2C}{D} = 0 \quad (6.78)$$

Ondergrens van de minimale steundruk voor actief bezwijken

Er zijn 3 spanningsvelden onderzocht, zie figuur 6.12. Alle velden gehoorzamen de vergelijkingen en randvoorwaarden van het huidige probleem. Een ondergrensoplossing kan worden gevonden door te veronderstellen dat de vloeispanning van grond niet overschreden wordt. Elk spanningsveld heeft zijn eigen ongelijkheid. Deze hebben hetzelfde bouwschema als vergelijking 6.62.



Figuur 6.12 Spanningsvelden SI, SII en SIII.

De waarde van de schaalcoëfficiënten \$N_s\$ en \$N_\gamma\$ kunnen worden bepaald met onderstaande formules. De index \$c^-\$ staat voor de ondergrens van de oplossing van het bezwijken.

Voor spanningsveld SI:

$$N_s^{c^-} = K_a \quad (6.79)$$

$$N_\gamma^{c^-} = K_a \left(\frac{C}{D} + 1 \right) \quad (6.80)$$

Voor spanningsveld SII:

$$N_s^{c-} = K_a \left(2 \frac{C}{D} + 1 \right)^{1-K_p} \quad (6.81)$$

Voor spanningsveld SIII:

$$N_s^{c-} = K_a \left(2 \frac{C}{D} + 1 \right)^{2(1-K_p)} \quad (6.82)$$

Berekening van de boven- en ondergrens van de minimum steundruk

Met de volgende vergelijkingen kan de gemiddelde horizontale spanning ter plaatse van de tunnelas worden berekend voor de bezwijkmechanismen MI, MII en de spanningsvelden SI, SII, en SIII. In bijlage G zijn tabellen opgenomen voor de belastingparameters versus de dekking/diepteverhouding bij vaste hoek van inwendige wrijving.

Als $c = 0 \text{ kPa}$:

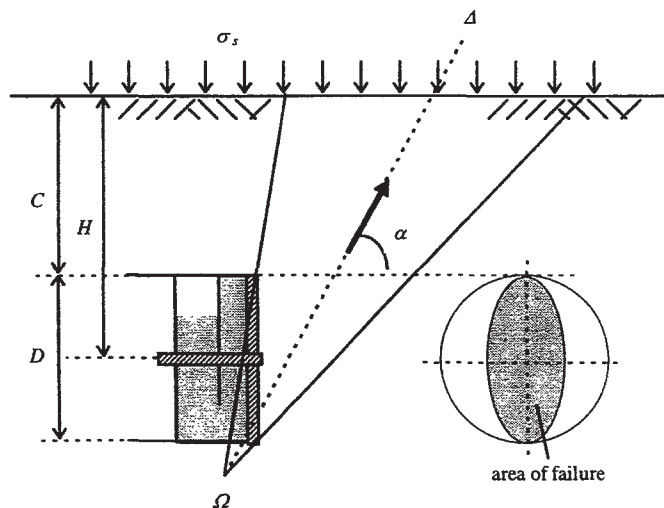
$$\sigma_T = N_s \sigma_s + N_\gamma \gamma D \Rightarrow \sigma'_H = N_s \sigma_s + N_\gamma \gamma' D \quad (6.83)$$

Als $c > 0 \text{ kPa}$:

$$\sigma'_H = \frac{Q_T - 1}{K_p - 1} \sigma_1 \quad (6.84)$$

Bovengrens voor de maximale steundruk, blow-out

Dit is afgeschat met het bezwijkmechanisme MIII. De geometrie is hetzelfde als mechanisme MI, maar nu is het conische bezwijkvlak omgekeerd.



Figuur 6.13 Bezwijkmechanisme MIII, blow-out

Dezelfde belastingparameters worden gebruikt. Het bezwijkmechanisme heeft weer de volgende vorm:

$$N_s Q_s + N_\gamma Q_\gamma \geq Q_T \quad (6.85)$$

Het bezwijkmechanisme MIII.

$$N_s^{b+} = \frac{R_B R_C^2}{R_A} \quad (6.86)$$

$$N_\gamma^{b+} = \frac{\sin \alpha}{3R_A \sin(2\varphi)} \left[\left(\frac{R_B R_C}{\sin \alpha} \right)^3 - \left(\frac{R_A}{\cos \alpha} \right)^3 \right] \quad (6.87)$$

De geometrische factoren:

$$R_A = \cos \alpha \sqrt{\cos(\alpha - \varphi) \cos(\alpha + \varphi)} \quad (6.88)$$

$$R_B = \sin \alpha \sqrt{\sin(\alpha - \varphi) \sin(\alpha + \varphi)} \quad (6.89)$$

$$R_C = \frac{\sin(2\alpha) + (2\frac{C}{D} + 1) \sin \varphi}{\cos(2\varphi) - \cos(2\alpha)} \quad (6.90)$$

Ook nu moet weer de hoek α zo worden gekozen, dat N_s en N_γ maximaal zijn.

Ondergrens van de maximale steundruk

Deze is gebaseerd op de spanningsvelden SI, SII en SIII. De schaalcoëfficiënten kunnen ook nu weer gebruikt worden. De waarde van de schaalcoëfficiënten kan nu worden bepaald voor de verschillende spanningsvelden.

Voor spanningsveld SI:

$$N_s^{b-} = K_p \quad (6.91)$$

$$N_\gamma^{b-} = K_p \left(\frac{C}{D} \right) \quad (6.92)$$

Voor spanningsveld SII:

$$N_s^{b-} = K_a \left(2\frac{C}{D} + 1 \right)^{1-K_a} \quad (6.93)$$

Voor spanningsveld SIII:

$$N_s^{b-} = \left(2\frac{C}{D} + 1 \right)^{2(1-K_a)} \quad (6.94)$$

Berekening van de onder- en bovengrens van de maximale steundruk

Met de volgende uitdrukkingen kan de horizontale effectieve spanning worden berekend, dit voor het bezwijkmechanisme MIII en de spanningsvelden SI, SII en SIII:

Voor $c = 0 \text{ kPa}$:

$$\sigma_T = N_s \sigma_s + N_\gamma \gamma D \Rightarrow \sigma'_H = N_s \sigma_s + N_\gamma \gamma' D \quad (6.95)$$

Voor $c > 0 \text{ kPa}$:

$$\sigma'_H = \frac{Q_t - 1}{K_p - 1} \sigma_l \quad (6.96)$$

In bijlage G zijn tabellen opgenomen voor de belastingparameters versus de dekking/diepteverhouding bij vaste hoek van inwendige wrijving. Dit erg uitgebreide model is niet echt doorzichtig hoe nu de bezwijkmechanismen erin zitten. Wel een voordeel van dit model is dat er een boven- en ondergrens van de steundruk wordt beschreven. Al deze bezwijkmechanismen zijn afgeleid van geocentrifugeproeven. Een probleem kan het bepalen van de éénassige druksterkte van niet-cohesieve grond worden. Een tweede nadeel is dat er een α moet worden bepaald waarbij N_s en N_γ maximaal is. Dit is een proces van proberen.

Het invoeren van heterogene grondslag is niet mogelijk. Dat maakt dit model, dat vrij goed is helaas wat minder toepasbaar voor tunnelbouwmethoden waar dit altijd voor zal komen.

6.5 2D computermodellen

Aangezien het zeer moeilijk is om het grondgedrag (vanwege niet-lineair gedrag en het feit dat grond als een continuüm beschreven kan worden) 2-dimensionaal te beschrijven, zal men in het geval van een meerdimensionale benadering van de boorfrontstabiliteit al snel zijn toevlucht zoeken tot de Eindige Elementen Methode (EEM). Kenmerk van deze methode is dat het continuüm wordt gediscretiseerd tot een groot aantal (vlakke-rek) elementen. De tunneldoorsnede kan dan als een monoliet of gesegmenteerd worden ingevoerd.

Een groot voordeel van deze methode is dat men aan elk elementje individuele eigenschappen kan toekennen, waardoor modellering van dit medium mogelijk wordt. Tevens kan men de fysische niet-lineaire eigenschappen van grond modelleren. Zo zal bij grote gronddeformaties (lokale) plasticiteit van de grond kunnen optreden, hetgeen nauwelijks mogelijk is met een analytisch model. Men kan bijvoorbeeld aangeven dat de grond volgens het Mohr-Coulomb-criterium zal bezwijken, of moet voldoen aan een ander bezwijkcriterium. Voorts kan men het tijdsafhankelijke gedrag van de grond (consolidatie en kruip) van de grond simuleren.

Toch heeft ook de eindige elementen methode zijn beperkingen, deze is namelijk sterk afhankelijk van de invoer van het model, de bijbehorende parameters en het gebruikte model. De gevoeligheid van het model voor de verschillende grondparameters dient bepaald te worden. Een niet te verwaarlozen complicatie is het gebrek aan kennis over de spanningstoestand, die zich na de tunnel in de grond heeft ingesteld. Deze verandering van de primaire spanningstoestand valt via de EEM echter wel te simuleren [21,22].

6.5.1 PLUTO EEM

Dit programma is door Grondmechanica Delft, te Delft, ontwikkeld. Dit programma wordt alleen nog maar gebruikt door Grondmechanica Delft zelf en is daarom af te raden in het kader van bijvoorbeeld de HSL-Zuid. Het pakket schijnt echter gebruikersvriendelijker dan DIANA te zijn en ook in dit pakket is een DOT-tunnel te modelleren [37,39].

6.5.2 Plaxis EEM

Plaxis (versie 6.4) is een 2D geotechnisch rekenprogramma dat voornamelijk op de grond gericht is. Het is ontwikkeld aan de Technische Universiteit Delft.

In dit pakket kunnen allerlei elementen worden gemodelleerd en verschillende modellen van het bezwijken van grond. Ook consolidatie en tunnels kunnen worden berekend. De mogelijkheden tot het genuanceerd schematiseren van de tunnelconstructie zijn hierin nog vrij beperkt.

Daarnaast is het een uitermate gebruikersvriendelijk pakket [35,37,39,42].

6.6 3D computermodellen

Voor de modellering van de interactie tussen grond en constructie bestaan er twee hoofdprincipes waar dit op is terug te voeren. Dit zijn continuümmodellen en beddingsmodellen. In een continuümmodel wordt de grond als lineair-elastisch gezien, in een beddingsmodel wordt de grond geschematiseerd door veren. De continuümmodellen worden in het algemeen door geotechnici gebruikt, de beddingsmodellen door constructeurs [21,22].

6.6.1 Plaxis3D EEM

Een noviteit op het gebied van 3D EEM is Plaxis3D. Dit pakket is echter slechts op de pas op de markt in een DOS-versie en een module voor een DOT-tunnel zou kunnen worden ingebouwd. Dit pakket is een uitbreiding van Plaxis naar 3 dimensies. In dat geval is het ter bepaling van de boorfrontstabiliteit van een DOT-tunnel erg handig om dit rekenpakket te gebruiken. Op dit moment is dit echter een β -versie [35,39,42].

6.6.2 DIANA EEM

DIANA (Displacement method ANALyzer) is ontwikkeld door TNO in Delft.

Dit geavanceerde rekenprogramma kan vrijwel alle soorten constructies in 2D en 3D berekenen. Zowel grond als constructie kunnen in één model worden ingevoerd. Verschillende statische en dynamische belastinggevallen kunnen worden doorgerekend. Het programma biedt de mogelijkheid grond en constructie tot in detail te modelleren. Het pakket is opgebouwd uit een aantal modules. Dit pakket is toegespitst op het berekenen van beton met alle daarbij komende factoren.

Het probleem echter bij dit pakket is dat het erg gebruikersonvriendelijk is en daarom in het kader van dit onderzoek niet zal worden toegepast [20,22,39,41].

6.6.3 ANSYS EEM

ANSYS (Engineering ANALYSIS SYStem) is een uit de Verenigde Staten afkomstig 3D-rekenmodel. Dit pakket is speciaal voor beton gemaakt en heeft geen grondwatermodule. Verschillende belastinggevallen kunnen worden doorgerekend. Daarom is het in dit geval niet geschikt voor een gebruik ten behoeve van de DOT-tunnel modellering. Zeer zeker niet gezien de Nederlandse omstandigheden, waar een zeer hoge grondwaterstand heerst en de waterdrukken voor het grootste deel de boorfrontstabiliteit bepalen [22,41].

6.7 Conclusies

Voorzichtigheid is geboden bij het gebruik van alle boorfrontmodellen. Ieder model heeft zijn beperkingen en uitgangspunten. De meeste modellen zijn afgeleid van modelproeven of een theoretische benadering in droge grond cohesieve of niet-cohesieve gronden niet van metingen aan het boorfront van een tunnelboormachine.

Een goed analytisch of numeriek model zou een aantal zaken moeten bevatten:

- effecten van de grondwaterstand en eventueel grondwaterstroming;
- invoer van heterogene grond en effectief grondgewicht;
- voldoen aan een opgegeven bezwijkcriterium;
- op elk punt de verticale effectieve spanning moeten kunnen bepalen (daaruit volgt ook de horizontale spanning);
- berekenen van de minimum en mogelijk ook maximum steundruk;
- tijdsafhankelijke parameters;
- een fysich mogelijk bezwijkmechanisme in zich hebben.

De vuistregels zijn erg simpel te bepalen en te interpreteren. Echter welke vuistregel in welk geval gebruikt moet worden is nog onduidelijk. Er kan een bandbreedte aangegeven worden voor de minimale steundruk. Deze minimale steundruk voor vloeistofschilden uit deze literatuurstudie ligt tussen de volgende bandbreedte:

$$\sigma_w < \sigma_T < \sigma_w + K_0 \sigma_v' + 20 \text{ kN} / \text{m}^3 \quad (6.57)$$

De minimale en maximale steundruk ligt voor een gronddrukbalansschilden tussen:

$$\sigma_w + K_a \sigma_v' < \sigma_T < \sigma_w + K_0 \sigma_v' \quad (6.58)$$

Zoals te zien valt blijkt uit deze literatuurstudie dat de maximum waarde van de gronddrukbalansschilden ongeveer gelijk aan de bovengrens van de minimale steundruk bij vloeistofschilden.

Wat erg opvalt in vrijwel alle analytische rekenmodellen, is dat bijna nergens de grondwaterstand, tijdsafhankelijkheid en heterogeniteit van de grond in verwerkt is.

Het analytische 1D-rekenmodel van Bromms & Bennermark is gebaseerd op de ongedraineerde schuifsterkte van klei en berekent de minimale steundruk. Dit model is onbruikbaar omdat de gelaagdheid er niet in te verwerken valt. In een kleilaag is dit model echter wel te gebruiken, en ook de toepassing met een DOT-schild zal onderzocht moeten worden.

De analytische 2D-rekenmodellen zijn niet geschikt om de boorfrontstabiliteit van een DOT-tunnel te berekenen. Alle modellen hebben enorm veel beperkingen. Geen enkel 2D-model is geschikt om om te bouwen naar een model voor DOT-boorfrontstabiliteit. Dit omdat in geen enkel model de breedte verwerkt is. In de halve bol van Krause is wel de breedte verwerkt, maar eigenlijk wordt daar een lokaal bezwijkmechanisme beschreven.

De 3D-rekenmodellen zijn erg goed bruikbaar voor een DOT-boorfront berekening, maar dan moet er wel een goede breedte, of oppervlakte in gemodelleerd kunnen worden. De modellen van Anagnostou & Kovari en Jancsecz & Steiner hebben dezelfde basisprincipes, namelijk een wig grond voor het boorfront op een bepaalde diepte. Het model Baars gaat uit van een mogelijke bezwijkvorm. Leca en Dormieux hebben wel 3D-"effecten", de breedte is er niet in verwerkt.

In deel II van dit afstudeerrapport zal een afweging worden gemaakt om met een 3D model het boorfront van een DOT-TBM te benaderen.

Voor een beschrijving van de boorfrontstabiliteit in een computerprogramma is een 2D-rekenmodel niet voldoende. Boorfrontstabiliteit is een 3-dimensionaal probleem en daarnaast ook een tijdsafhankelijk probleem. Het is wel mogelijk om met een 2D-rekenmodel (Plaxis) de spanningen rondom een DOT-tunneldoorsnede te berekenen, dit kan van belang zijn voor opdrijven en eventueel ook opbreken.

In aanmerking voor het modelleren van een DOT-tunnel en de spanningen rondom, komt alleen Plaxis3D. Dit vanwege het specifieke geotechnische toepassingsgebied en de gebruikersvriendelijkheid. Mocht er een modellering voor de interactie tussen grond en betonnen lining moeten worden opgesteld, dan komt DIANA daarvoor in aanmerking. Voor een goede berekening van de betonnen lining van een (DOT-)tunnel is ANSYS een goed rekenprogramma.

De algehele conclusie is dat de vuistregels geverifieerd moeten worden voor DOT-boorfrontstabiliteit. Daarnaast kunnen de modellen van Jancsecz & Steiner, Anagnostou & Kovari en Baars aangepast worden voor een DOT-tunnel, maar ook in dit geval moet de gebruikte schematisatie aan de werkelijkheid worden getoetst.

Voor het analytisch oplossen van de boorfrontstabiliteit zal er onderzocht moeten worden wat de minimale en maximale steundruk voor een DOT-TBM is.

Plaxis3D zal een gebruikersvriendelijk softwarepakket zijn om de boorfrontstabiliteit van een DOT-TBM meet te onderzoeken. Zowel actief als passief bezwijken zal hiermee gesimuleerd kunnen worden om numeriek de minimum en maximum steundruk te bepalen.

7 Overige onderwerpen

7.1 Waterdrukken

Om de stabiliteit van het boorfront te waarborgen en de toetreding van water te kunnen voorkomen, zullen de waterdrukken aan het front bekend moeten zijn. Ook eventuele onder- en overdrukken zijn van invloed op het boorproces en daarmee op de stabiliteit van het boorfront. Er dient onderscheid gemaakt te worden door een verandering van de waterdrukken als gevolg van het snijproces en door de steundruk [7,11,23,24,25].

7.1.1 Waterdrukken als gevolg van het snijden van de grond

Voor boringen in klei wordt alleen de waterdruk in de directe omgeving van de boorkop beïnvloed door het boren. Voor zand is dit een groter gebied. Bij boren in zand zal de stabiliteit beïnvloed worden door het boren.

Bij matig en vast gepakt zand zal door het boren voor de boorkop uit, wateronderspanning ontstaan. Deze onderspanning is afhankelijk van het aantal messen, de boorsnelheid en de permeabiliteit van het zand voor de boorvloeistof. Dit leidt weer tot een verhoging van de stabiliteit, de minimale steundruk zal toenemen omdat de waterdrukken afnemen. Overigens zal deze verandering in druk geen grote invloed hebben op de boorfrontstabiliteit.

Wateroverspanning heeft wel merkbare gevolgen voor de stabiliteit van het boorfront. Snijden van normaal geconsolideerde klei en losgepakt zand zal juist leiden tot wateroverspanningen. Bij onvoldoende steundruk zal, met name in losgepakt zand, een gevaarlijke situatie ontstaan. Dit omdat de stabiliteit van het boorfront kan afnemen. Voor klei zullen de gevolgen beperkt blijven, omdat het snijden een tijdelijke situatie is en ondoorlatende klei zich ongedraineerd zal gedragen [7,11,23,24,25].

7.1.2 Waterdrukken als gevolg van de steundruk

In het geval van een vloeistofschild is een functie van de filtercake om de druk die door de steunvloeistof wordt uitgeoefend effectief over te brengen op het boorfront. De deeltjes moeten de tussenliggende poriën verstoppen, waardoor de penetratie van de steunvloeistof verder wordt tegengegaan en de filtercake wordt opgebouwd. Meestal is de steundruk groter dan de heersende waterdruk en bij niet goed afsluiten zal de steunvloeistof wegvloeien.

Factoren die van invloed zijn: volumegewicht, viscositeit en zandgehalte. Een tegenstrijdigheid van deze factoren is dat bij een hogere waarde van deze factoren de boorfrontstabiliteit groter wordt, maar de verwerkbaarheid minder.

Metingen aan waterdrukken tijdens het passeren van de tunnelboormachine hebben aangetoond dat er zowel over- als onderspanningen kunnen optreden.

Voor een gronddrukbalansschild is weinig bekend over de water over- en onderdrukken. Ook over de invloed van additieven op de waterdrukken bij gebruik van een gronddrukbalansschild is weinig van bekend [7,11,23,24,25].

7.1.3 Waterdrukken bij een DOT-schild

De waterdrukken zullen gemonitord moeten worden en omdat het boorfront van een DOT-tunnelboormachine 1,8 maal groter is dan van een cirkelvormige tunnel, zullen de totale krachten, uitgeoefend door dit water ook groter kunnen zijn. Wat de uiteindelijke drukken (kracht per eenheid van oppervlak) zullen zijn, zal nog uitgezocht moeten worden.

7.2 Silowerking voor het boorfront

Silowerking treedt op in grond en is een gevolg van bijvoorbeeld een uitgraving zoals een tunnel. De silowerking zorgt ervoor dat een moot grond stabiel blijft (blijft hangen/pluggen), zonder ondersteuning van onderliggende lagen, dit als gevolg van de gemobiliseerde schuifspanningen langs deze kolom grond. Terzaghi leidde een formule af, voor een tweedimensionale rechthoekige moot grond. Later is dit aangepast voor een rechthoekige kolom grond. Deze formule komt erop neer dat de kolom grond "gedragen" wordt door de schuifspanningen op de zijvlakken van de kolom. Overschrijden deze spanningen de maximale waarde, dan zal de kolom grond naar beneden zakken. Blijven de verticale spanningen onder de maximale waarde, dan zal er een plug vormen en de grond blijven hangen, en zal dus silowerking optreden en spanningsreductie optreden als gevolg van de mobilisatie van de schuifspanning. De volgende formules zijn afgeleid, voor niet-cohesieve grond met bovenbelasting:

$$\sigma'_z(z) = \frac{\gamma' \frac{A}{O}}{K_y \tan \varphi} \left(1 - e^{-K \tan \varphi \frac{O}{A} z} \right) + p_0 e^{-K \tan \varphi \frac{O}{A} z} \quad (7.1)$$

waarbij:

σ'_z = verticale effectieve spanning [kN/m²]

φ = hoek van inwendige wrijving [-]

γ' = effectief grondgewicht [kN/m³]

p_0 = bovenbelasting [kN/m²]

A = oppervlakte [m²]

O = omtrek [m]

K_y = gronddrukcoëfficiënt [-]

z = diepte [m]

Cohesieve grond met bovenbelasting:

$$\sigma'_z(z) = \frac{\gamma' \frac{A}{O} - c}{K_y \tan \varphi} \left(1 - e^{-K \tan \varphi \frac{O}{A} z} \right) + p_0 e^{-K \tan \varphi \frac{O}{A} z} \quad (7.2)$$

Als de ongedraineerde schuifsterkte wordt gebruikt, zonder bovenbelasting:

$$\sigma'_z(z) = (A\gamma' - Oc_u)z \quad (7.3)$$

waarbij:

c_u = ongedraineerde schuifsterkte [kN/m²]

Uit deze formules valt af te leiden dat de spanningsreductie zich als een negatieve e-macht ontwikkeld. Het verschil tussen de effectieve verticale korrelspanning die gebaseerd is op het grondgewicht per laag maal de hoogte van de laag en de effectieve spanning als gevolg van de silowerking zal toenemen. Alleen in het geval van een ongedraineerde klei zal het spanningsverschil lineair verlopen [26,27,30].

7.3 Validatie van de modellen ten aanzien van een DOT-tunnel met een geocentrifuge

In een geocentrifuge kunnen schaalproeven worden gedaan met schaalmodellen om een DOT-tunnel te simuleren. In deze schaalproef kan het gedrag van een DOT-tunnel gesimuleerd worden en in de geocentrifuge zullen de bezwijkmechanismen goed op schaal te zien zijn en zal dit een betrouwbare benadering van de werkelijkheid zijn.

Hierbij is de schaal 1:n. Om de spanningen gelijk te houden in vergelijking met de werkelijkheid en schaalmodel zullen de afmetingen een factor 1/n afnemen en de versnelling n maal zo groot zijn. De deformaties zullen een factor 1/n kleiner zijn.

Goed uitgevoerde schaalproeven zijn duur en vergen een goede voorbereiding. Deze proeven kunnen in Nederland worden uitgevoerd door Grondmechanica Delft of bij het Laboratorium voor Geotechniek van de Faculteit der Civiele Techniek, Technische Universiteit Delft [39,40,41,43].

7.4 CATSBY

Een nieuwe ontwikkeling op het gebied van boorfrontstabiliteit is, in het Frans, CATSBY (Creusement Assisté par Traitement du Signal). Het is gebaseerd op het principe dat macro-instabiliteit wordt veroorzaakt door het zich uitbreiden van één of meer micro-instabiliteiten aan het boorfront, en meestal aan de bovenzijde van het boorfront.

Voor het instorten dient aan twee voorwaarden te worden voldaan: het voorkomen van micro-instabiliteit en de mogelijkheid dat de instabiliteit zich kan verspreiden tot aan het boorfront.

Aan het voorkomen van de eerste voorwaarde wordt voldaan bij onvoldoende steundruk of te slechte rheologische eigenschappen van de steunvloeistof ten aanzien van lokale porositeit en permeabiliteit. De tweede voorwaarde is sterk afhankelijk van de lokale geologische eigenschappen in de omgeving van de tunnel en de bodemopbouw.

Het systeem stuurt de tunnelboormachine aan, mocht een bepaalde waarde plotseling teveel zakken (bijvoorbeeld de steundruk) dan reageert het daarop. Een directe detectie van een micro-instabiliteit is onmogelijk. Voor het systeem is er van uit gegaan dat een plotselinge instabiliteit gepaard gaat met de wisselingen ten opzichte van de stationaire situatie. Waarschijnlijk is dan dat de standaarddeviatie van sommige gemeten schildparameters alarmsignalen kunnen geven. Het is nu zaak om veel metingen te verzamelen van alle parameters die van invloed zijn op de micro-instabiliteit.

Daarnaast bouwt dit systeem een database, waar in de toekomst ontzettend veel geleerd van kan worden. Ook de fouten, die ermee gemaakt zijn, zullen een bron van informatie zijn.

Dit systeem wordt nu toegepast in een vloeistofschild en de uitbreiding naar een gronddrukbalans- en eventueel DOT-schild vergt een aantal aanpassingen. Een gronddrukbalansschild werkt met een vloeistof (als de grondbrij als vloeistof wordt benaderd tenminste) met een hogere dichtheid. Daarnaast is een kleine verdraaiing van de twee graafwielen funest voor de voortgang van een DOT-schild. Als derde dient opgemerkt te worden, dat het ontgraven oppervlak anders van vorm is, vooral de staartspleet in het midden van de DOT-tunnel zou problemen kunnen geven.

Bij metingen in Frankrijk is men tot de conclusie gekomen dat de standaarddeviatie van de luchtdruk van het luchtkussen en de druk van de bentonietsuspensie representatief zijn voor het risico-niveau. Voor een indicatie van dit risico, de heersende veiligheidsfactor, is de wrijvingsweerstand van de TBM (draaimoment en benodigde vijzeldruk) een maat voor de sterkte van de grond [8,28].

7.5 Conclusies

De waterdrukken op het boorfront kunnen worden gesplitst in drukken die veroorzaakt worden door het snijproces en in de druk die wordt opgelegd door de steundruk die tegen de filtercake aan duwt. In het algemeen kan worden gezegd dat het de overdrukken zijn, die kunnen zorgen voor instabiliteit van het boorfront.

Dit is echter alleen onderzocht voor vloeistofschilden. Voor gronddrukbalansschilden is hierover weinig bekend. De waterdrukken op een DOT-tunnel zullen niet veel afwijken dan die bij een normale cirkelvormige tunnel. Omdat het oppervlak van een DOT-schild groter is dan dat van een cirkelvormige cirkel, zal de totale kracht op het boorfront groter zijn.

De silowerking rondom een DOT-tunnel en vooral in de grondwig tussen de twee kruinen is onbekend. Dit omdat deze moot grond misschien is afgeschoven en er een holte is ontstaan. Deze holte zal moeten worden aangevuld met grout, anders treden er zettingen op aan het maaiveld. Ook is onduidelijk vanaf welke diepte nu silowerking mag worden toegepast en wat de bijbehorende horizontale spanningen zijn rondom deze silo.

Voor een beter inzicht en een indicatie van de bezwijkmechanismen aan het boorfront van een DOT-tunnel is het aan te raden om schaalmodellen in de geocentrifuge uit te voeren. Deze geven een goed beeld van wat er zich nu afspeelt en hoe dit er uitziet aan het boorfront. Nadeel is echter dat deze proeven een zeer zorgvuldige voorbereiding vergen en vrij kostbaar zijn om uit te voeren.

Het CATSBY-systeem is een systeem dat kan reageren op instabiliteiten veroorzaakt door micro-instabiliteiten. Er moet dan worden voldaan aan twee voorwaarden: het voorkomen van de micro-instabiliteit en de mogelijkheid dat deze instabiliteit zich verspreidt tot aan het maaiveld. Dit systeem is nog lang niet uit-ontwikkeld en heeft een grote verzameling aan gegevens nodig. Voor een gronddrukbalansschild is nog geen CATSBY-systeem ontwikkeld. De toepassing voor een DOT-schild dient ook onderzocht te worden.

8 Eindconclusies en aanbevelingen

8.1 Eindconclusies

Een tunnelboormachine kan met drie verschillende methoden van boorfrontondersteuning werken: lucht-, vloeistof- of gronddruk. Lucht- en vloeistofschilden zijn drukgestuurd, terwijl gronddrukbalansschilden volumegestuurd zijn.

Bij een lucht- en vloeistof gesteund boorfront is er meer gevaar voor blow-out en instabiliteiten, dit vanwege de geringere stijfheid van het ondersteuningsmedium. Dit is ook het gevolg van het door druk of door volume sturen.

De verwerkbaarheid van de afgegraven grond bij een vloeistofschild is aanmerkelijk groter dan bij een gronddrukbalansschild, soms moeten additieven worden toegevoegd bij dit schild. In geval van een open schild, zal de doorlatendheid en de stijfheid van de grond een grote rol spelen bij de stabiliteit van het front. Globaal geldt dat vloeistofschilden worden ingezet in niet-cohesieve, granulaire en gronddrukbalansschilden in cohesieve grond. Door additieven kunnen de inzetgebieden worden vergroot van vloeistof- of gronddrukbalansschilden.

Bij een DOT-schild, op welke wijze dan ook ondersteund, is de oppervlakte circa 1,8 maal groter en de breedte is ongeveer 1,75 maal de diameter groter dan bij een normaal cirkelvormig front.

De berekeningsmethoden voor de boorfrontstabiliteit zijn op dit moment allemaal afgeleid voor cirkelvormige schilden. Er zijn geen modellen ter bepaling van de boorfrontstabiliteit van een gronddrukbalansschild. Er is geen enkel model ter bepaling van de boorfrontstabiliteit van een DOT-tunnel. In veel modellen is de breedtewerking niet meegenomen. Alleen in de 3-dimensionale modellen is deze breedtewerking verwerkt.

De bovengrens van de minimum steundruk wordt bepaald door de indringing van water. De ondergrens door het actief bezwijken van het boorfront.

De ondergrens van de maximum steundruk wordt bepaald door een aantal bezwijkmechanismen, dit zijn voornamelijk blow-out (te geringe gronddekking), passief bezwijken, liquefactie bij losgepakte zanden en fracturing (scheurvorming). De bovengrens zal een waarde hebben die gelijk is aan de totale verticale grondspanning, deze waarde komt voort uit het optreden van fracturing en de benadering die is toegepast door de Tunnel Combinatie Heijenoord bij de gelijknamige tunnel onder de Oude Maas

Lokaal bezwijken zal in een aantal gevallen tot globaal bezwijken leiden. Echter globaal bezwijken zal niet optreden zonder dat er eerst een gedeelte van de grond op micro-niveau bezweken is.

Geen enkel bezwijkmechanisme is opgenomen in een model dat de minimale of maximale steundruk aan het boorfront berekent. Dat komt meestal, omdat de bezwijkmechanismen een overschrijding zijn van de maximale steundruk. Ten tweede omdat er nog vrij weinig bekend is over deze bezwijkmechanismen, vooral het moment van optreden is nog onduidelijk.

Boorfrontstabiliteit van een DOT-tunnel is, als gevolg van de grotere breedte en daardoor ook een grotere oppervlakte, een 3-dimensionaal probleem. Alle 2-dimensionale modellen voldoen niet om dit probleem goed te benaderen. Het zou handig zijn als er voor DOT-boorfrontstabiliteit simpele vuistregels komen.

Als er een analytisch 3-dimensionaal model moet komen, dan komen de modellen van Jancsecz & Steiner, Anagnostou & Kovari en Baars in aanmerking om aangepast te worden voor een DOT-tunnel. Deze zullen echter nog wel aan de werkelijkheid getoetst moeten worden. Er aanpassingen plaats moeten vinden voor gelaagde grond en waterdruk.

Het softwarepakket dat het meest geschikt voor dit afstudeerwerk om de boorfrontstabiliteit van een DOT-tunnel te berekenen is de tunnelmodule van Plaxis3D. Dit is sinds kort verkrijgbaar als DOS-versie en is een 3-dimensionale versie van Plaxis. Dit pakket is speciaal voor geotechnische toepassingen geschreven. Het is te prefereren boven andere pakketten zoals DIANA of ANSYS, vanwege de specifieke geotechnische toepassingen en gebruikersvriendelijkheid.

Naast bezwijkmechanismen spelen ook waterdrukken een grote rol bij boorfrontstabiliteit. In het algemeen kan gezegd worden dat wateroverspanningen kunnen leiden tot instabiliteiten. Er moet goed op de waterdrukken aan het boorfront worden gelet, zeker in Nederlandse bodem met een hoge grondwaterstand. De waarde van de minimale steundruk zal altijd hoger moeten zijn dan de waterdruk op dezelfde diepte.

Een belangrijk en nog vrij onbekend aspect is de silowerking bij DOT-tunnels. Of de breedte nu inderdaad veel invloed heeft op de spanningen en vervormingen en stabiliteit is nog onbekend. Ook het effect van de grondwig in het midden op de spanningen en vervormingen van de tunnel is nog onbekend.

Een goed beeld van de bezwijkmechanismen en zettingen aan het maaiveld zou kunnen worden verkregen door het goed uitvoeren van een geocentrifugeproef.

CATSBY is eens systeem dat nog verder moet worden ontwikkeld en niet alleen voor gronddrukbalansschilden, maar ook voor DOT-tunnels met een gronddrukbalans- of vloeistofschild. Dit systeem kan van het boren van tunnels in de toekomst een geautomatiseerd proces maken, mits de geologie bekend is.

8.2 Aanbevelingen

- Het onderzoeken van het boorfront van een DOT-TBM (gronddrukbalans- of vloeistofschild) met bestaande metingen uit Japan, ter verificatie van modellen;
- Het modelleren van het boorfront in Plaxis3D om de werkelijkheid te benaderen en om te kijken hoe deze stabiliteit eruit komt te zien;
- Het ontwikkelen van een analytisch model ter bepaling van de boorfrontstabiliteit van een DOT-tunnel;
- Een onderzoek naar de deformaties rond de tunnel en aan het maaiveld;
- Een onderzoek naar de specifieke Nederlandse omstandigheden waar een DOT moeilijkheden mee krijgt.
- Het opdrijven van een DOT-tunnel berekenen onder luchtdruk en in uitvoeringsfase

Bronvermelding

Literatuur

- [1] **M.F.H. Veenma**, *DOT-tunnel onder het Groene Hart (afstudeerverslag)*, TU Delft / DHV, oktober 1998;
- [2] **C.A. Messemaeckers van de Graaff**, *Boorfrontstabiliteit*, Holland Railconsult, Utrecht 1997;
- [3] **D.W. Boeve**, *Double-O-Tube Tunnels*, Leerstoel Ondergronds Bouwen, TU Delft, augustus 1996;
- [4] **DOT Tunneling Association**, *DOT-Tunneling (Brochure)*, Tokyo, Japan;
- [5] **Hitachi Zosen**, *Multi-circular face shield (Brochure)*, Osaka, Japan, 1991;
- [6] **Daiho Corporation**, *DPLEX Shield Method (Brochure)*, Tokyo, Japan;
- [7] **W.O. Molendijk**, *Inventarisatie geotechnische ontwerpaspecten boortunnel*, Grondmechanica Delft, augustus 1994, p5-16;
- [8] **CUR/COB-uitvoeringscommissie L510**, *Inventarisatie ontwerpmethoden boortunnels voor weg- en railverbindingen (L510-01 Werkrapport)*, Gouda, december 1996;
- [9] **A.E.A. de Groot**, *Afweging voor het gebruik van het slurry- of EPB-schild (afstudeerverslag)*, Ballast Nedam / TU Delft, Delft, augustus 1997;
- [10] **A. Bezuijen**, *Boren van tunnels en leidingen*, Grondmechanica Delft, Delft, juli 1995;
- [11] **M.F.Backus**, *Tunnel face stability in Dutch soil (graduation report)*, Delft University of Technology / Tunnel Combinatie Heijenoord, Delft, september 1998;
- [12] **A. Bezuijen, C.A. Messemaeckers van de Graaff**, *Stabiliteit van het boorfront bij vloeistofondersteuning*, Grondmechanica Delft / Holland Railconsult, Utrecht, februari 1997;
- [13] **S. van Baars**, *Overzicht berekeningsmethoden boorfrontstabiliteit vloeistofschild*, Bouwdienst Rijkswaterstaat SDU-98-118, Utrecht, september 1998;
- [14] **A. Inokuma, T.Ishimura**, *Earth pressure acting on shield driven tunnels in soft ground*, Underground Construction in Soft Ground, Rotterdam 1995;
- [15] **U. Maidl**, *Aktive Stützdrucksteuerung bei Erddruckschilden*, Bautechnik 74 (1997) heft 6, p 376-380;
- [16] **S. Kanyasu, Y. Yamamoto & Y. Kitahara**, *Stability of excavation face in earth pressure balanced shield*, 1995;
- [17] **S. Jancsecz, W.Steiner**, *Face support for a large mix-shield in heterogeneous ground conditions*, Proceedings Tunelling 1994, London, 1994;
- [18] **G. Anagnostou and K. Kovari**, *The face stability of slurry-shield driven tunnels*, Tunnelling and Underground Space Technology, volume 9, no 2, pp165-174;
- [19] **G. Anagnostou and K. Kovari**, *Face stability conditions with earth pressure balanced shields*, Tunnelling and Underground Space Technology, volume 11, no 2, pp165-173;
- [20] **W.H.N.C. van Empel**, *Liggerwerking gesegmenteerde boortunnels, Deel 1 (literatuuronderzoek afstudeerverslag)*, TU Delft, Delft, maart 1998
- [21] **D. Postma, R.G. de Waal, C. van der Veen**, *Analytische rekenmodellen voor geboorde tunnels*, Cement Oktober 1997, p16 – 23;
- [22] **H.J. Lengkeek**, *Analyse grond-tunnelinteractie (afstudeerverslag)*, TU Delft / Projectbureau Boortunnels, Delft, februari 1997;
- [23] **A. Bezuijen**, *Invloed waterspanningen op stabiliteit boorfront, predictie B01D van cluster 1, K100-W-015*, februari 1996;

- [24] P. Faust et al, *Influence of tunnel drive on groundwater level*, Computer Methods and Advances in geomechanics, Rotterdam 1994;
- [25] S. van der Woude, *Conditionering van zandgrond voor uitbreiding van de inzetbaarheid van het gronddrukbalansschild (afstudeerverslag)*, TU Delft, Delft, augustus 1996;
- [26] Wolfgang Lutz, *Die Tragfähigkeit des geschlitzten Baugrunds neben linienlaste*, Baugrundinstitut Stuttgart, Stuttgart, 1983;
- [27] Bergische Universität Wuppertal, *Unterirdisches Bauen Grundbau, Arbeitsblätter SE Schlitzwandbauweise*, p103-108 & p73-78;
- [28] O. Kusakabe et al, *Centrifuge modelling of construction processes of shield tunnel*, Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground London, april 1996;
- [29] P. Aristaghes & V. Blanchet, *Catsby signal aided boring: a new concept for slurry TBM in urban areas*, Proceedings of the World Tunnel Congress '98 on Tunnels and Metropolises Sao Paulo, Brazil, 1998;
- [30] E.G. Prater, *Gewölbewirkung der Schlitzwände*, Bauingenieur 48 (1973) p 125-131;
- [31] A. Mori, K. Kurihama & H. Mori, *A study on face stability during slurry-type shield tunnelling*, Underground Construction in Soft Ground, Rotterdam 1995;
- [32] S. Kanyasu, Yyamamoto & Y. Kitahara, *Stability of excavation face in earth pressure balance shield*, Underground Construction in Soft Ground, 1995 Rotterdam;
- [33] W. Broere, *Face stability calculation for a slurry shield in heterogeneous soft soils*, Geotechnical Laboratory, Delft 1998;
- [34] J.W. Plekkenpol, *Opdrijven en opbreken van tunnels*, K100-W-020, Projectbureau Boortunnels, januari 1996;
- [35] E.A. Kwast, J.W. Plekkenpol, *Deformaties van de grond, spanningsveranderingen in de omgeving en gronddrukken op de tunnelling*, K100-W-009, Projectbureau Boortunnels, januari 1996;

Personen

- [36] Ir. Arjen van der Put, afdeling Tunneltechnologie Bouwdienst Rijkswaterstaat Utrecht, 030 2857762
- [37] Ir. Hans Brinkman, Grondmechanica Delft, Delft, 030 2858435
- [38] Ir. Joost Joustra, Faculteit der Werktuigbouwkunde en Maritieme Techniek, Sectie Baggertechnologie TU Delft, 015 2786633
- [39] Dr.ir. Stefan van Baars, afdeling Tunneltechnologie, Bouwdienst Rijkswaterstaat, 030 2857948
- [40] Ir. Adam Bezuijen, Grondmechanica Delft, Delft, 015 2693785
- [41] Ir. Erik van Jaarsveld, Grondmechanica Delft, 015 2693764
- [42] Dr.ir. Ronald Brinkgreve, Sectie Geotechniek, Faculteit der Civiele Techniek TU Delft, 015 2783327
- [43] Dr.ir. H.G.B. Allersma, Sectie Geotechniek, Faculteit der Civiele Techniek TU Delft, 015 2783326

Overige bronnen

Instanties en bedrijven

- Sectie Geotechniek, Faculteit der Civiele Techniek TU Delft, 015 278 18 80
- Sectie Ondergronds Bouwen, Faculteit der Civiele Techniek TU Delft, 015 278 12 56
- Bouwdienst Rijkswaterstaat, Utrecht, 030 285 76 00
- Projectorganisatie HSL-Zuid, Utrecht, 030 285 84 22
- Grondmechanica Delft, Delft, 015 269 35 35
- Herrenknecht, Schwanau Duitsland
- Wayss & Freitag, Duitsland
- Hitachi Zosen, Japan
- Geo-Research Institute, Osaka, Japan

Afstudeercommissie

- Prof.dr.ir. A. Verruijt, voorzitter afstudeercommissie, TU Delft Faculteit der Civiele Techniek, Sectie Geotechniek, 015 2785280
- Ir. W. Broere, dagelijks begeleider, TU Delft Faculteit der Civiele Techniek, Sectie Geotechniek, 015 2784419
- Ir. G. Arends, begeleider, TU Delft Faculteit der Civiele Techniek, Sectie Ondergronds Bouwen, 015 2785266
- Ir. W.L. Leendertse, begeleider, Projectorganisatie HSL-Zuid Cluster Boortunnel, Utrecht, 030 2858425
- Ir. M.P. Oude Essink, dagelijks begeleider, Projectorganisatie HSL-Zuid Cluster Boortunnel, Utrecht, 030 2858418

Internetsites

- www.hslzuid.nl
- www.cob.nl
- www.tudelft.nl

Bijlagen

Bijlage A Lengteprofiel van het referentie-ontwerp

Bijlage B Dwarsdoorsnede van het referentie-ontwerp

Bijlage C Dwarsdoorsnede DOT-tunnel

Bijlage D Brochure DOT Tunneling Association

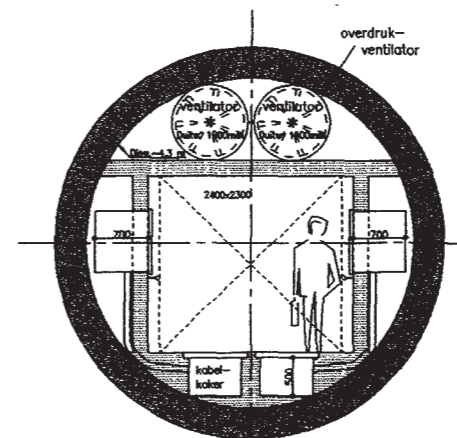
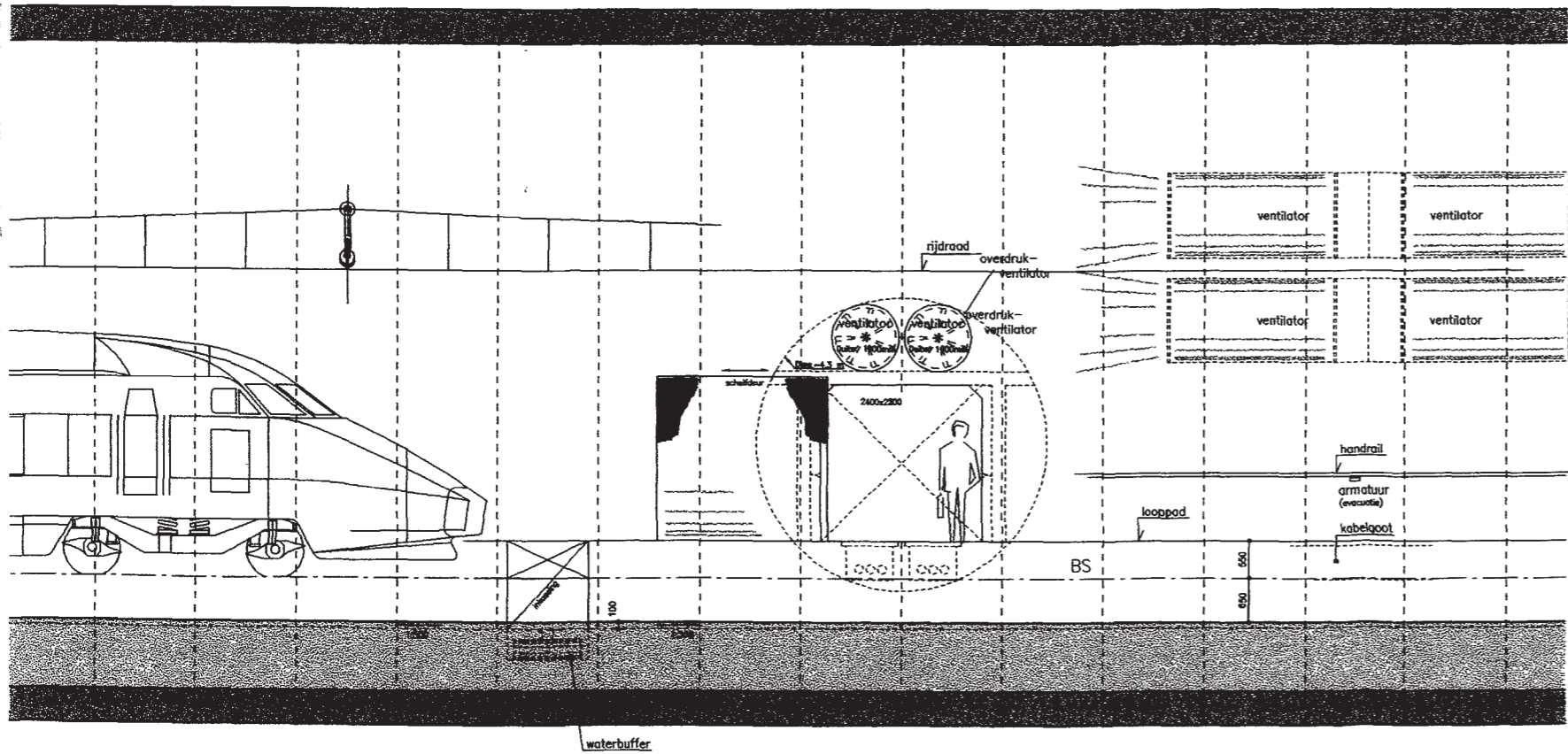
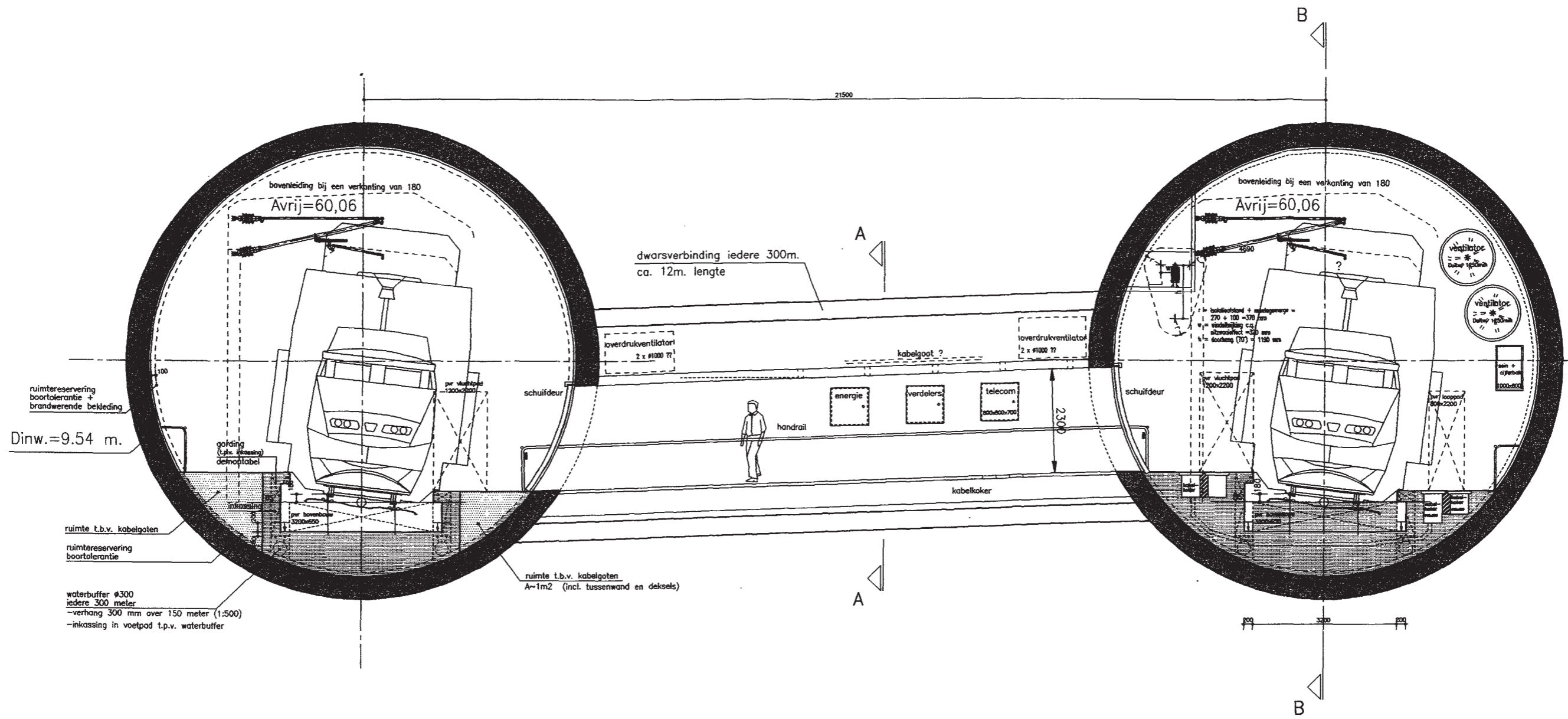
Bijlage E Korrelverdelingskromme liquefactie

Bijlage F 3-Dimensionale gronddrukcoëfficiënt van Jancsecz

Bijlage G Tabellen van Leca & Dormieux

Bijlage A Lengteprofiel van het referentie-ontwerp

Bijlage B Dwarsdoorsnede van het referentie-ontwerp



Doorsnede A-A

Getekend	A.Scholius	980527	Status	CONCEPT
Gecontroleerd		980527	Fase	Referentieontwerp
Goedgekeurd			Objectnummer	
Geautoriseerd				

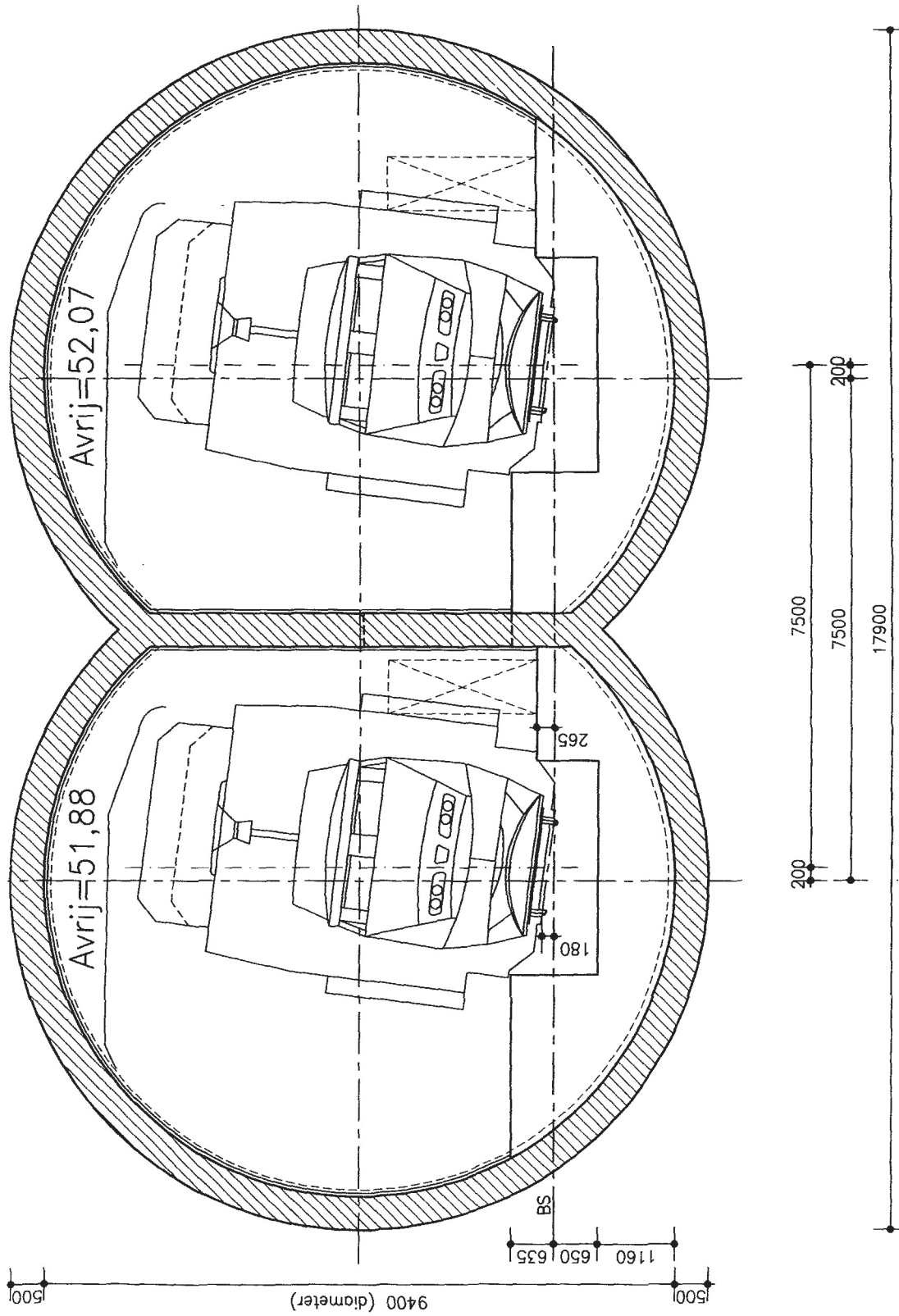
Maten in millimeters
 Peilen in m. t.o.v. N.A.P.
 Omschrijving
Boortunnel "Groene Hart"
 Boortunnel t.p.v. dwarsverbinding
 Maatvoering functioneel ontwerp

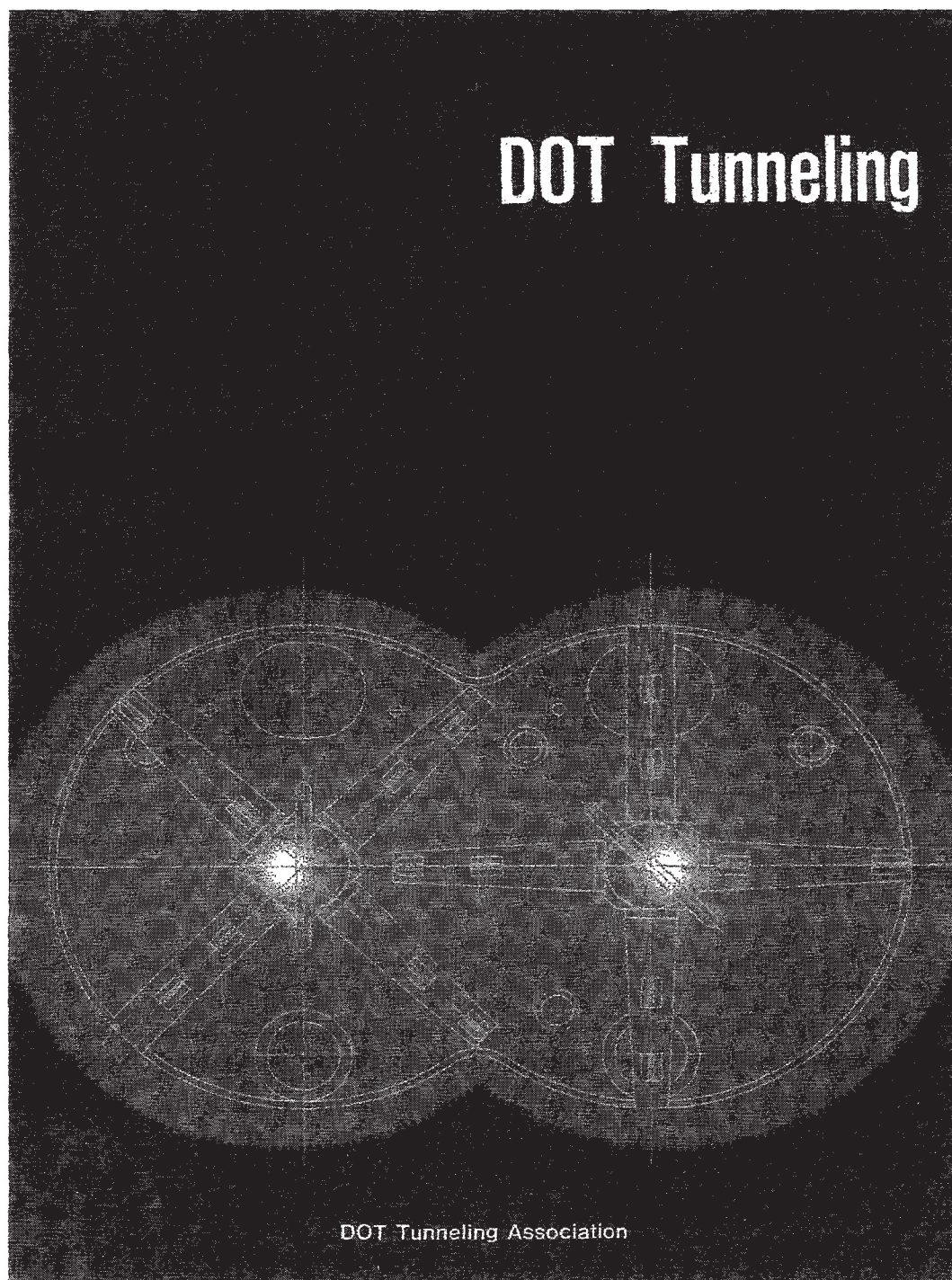
Uitgave Tek. Contr. Datum Goedk.
 Korte omschrijving der wijziging



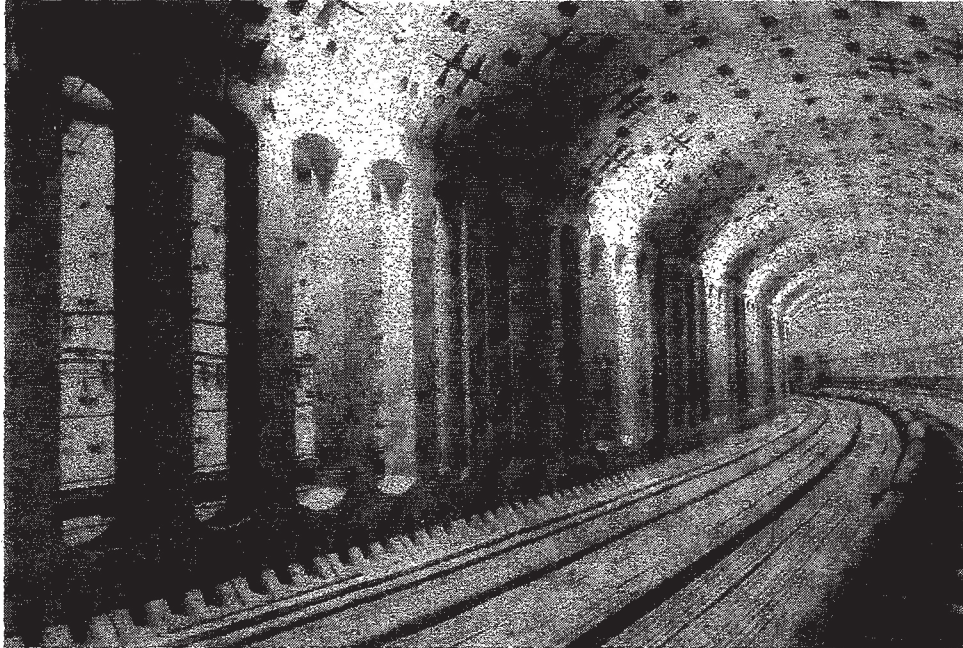
Projectgerichte Hogesnelheidslijn-Zuid
 infra
 Postbus 2025
 3000 NA Utrecht
 Cultuurlaan 33
 Utrecht

Bijlage C Dwarsdoorsnede DOT-tunnel





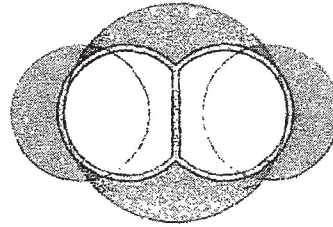
"DOT" TUNNELING METHOD ENABLES EFFECTIVE USE OF UNDERGROUND SPACE



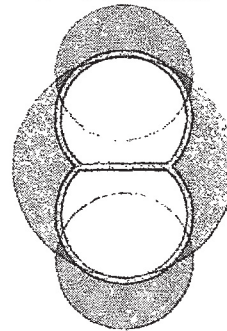
Features of DOT Tunneling method

- 1 Small Cross-Sectional Area**
When used for flat cross-sections such as for railroad and highway tunnels, DOT tunnels require less excavation area than conventional circular shield type tunnels.
- 2 Optional Arrangement of Tubes**
The two circular tubes that make up the DOT cross-section may be arranged side-by-side or one above the other to provide a configuration that both facilitates construction and relieves problems with proximity to existing structures.
- 3 Same Plane Excavation**
Cutter torque during excavation is well balanced because the excavation cutters are mounted in the same plane. Shield position control, and management of cutting face stability and adaptation to soil changes are basically equal to those of the conventional circular shield tunnel.
- 4 Improved Economy**
Tunnel construction depth and shaft depth can be reduced in the horizontal configuration because the excavated cross-sectional area is small. The right-of-way width and shaft width are reduced in the vertical configuration.

Horizontal Configuration



Vertical Configuration



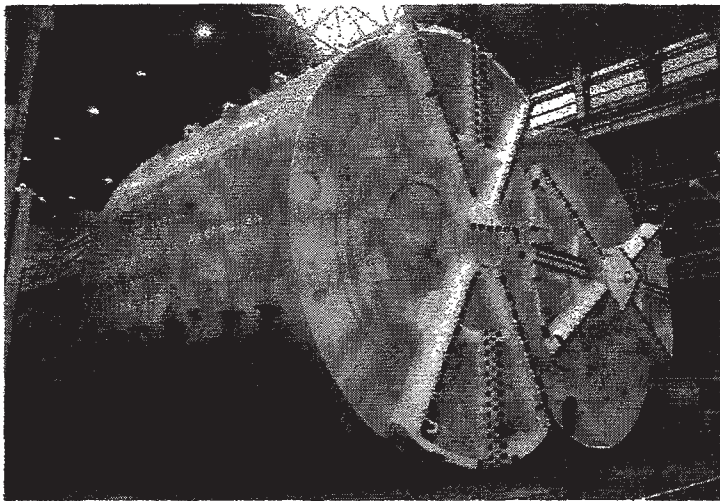
"DOT" TUNNELING METHOD FACILITATES CONSTRUCTION OF SUBWAYS, MULTI-SERVICE TUNNELS AND SEWERAGE SYSTEMS

■ ■ ■ ■ ■ ■ ■ ■ DOT Shield Machine

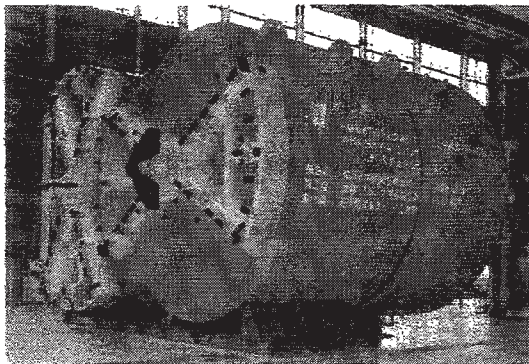
As in conventional earth pressure-balance shield machines, the cutter blades of the DOT shield machine are arranged in a spoke configuration. The two cutter blades are meshed together in the same plane and rotate in opposite directions under synchronous control, so that no damage or interference occurs due to their collision.

■ ■ ■ ■ ■ ■ ■ ■ Horizontal Configuration

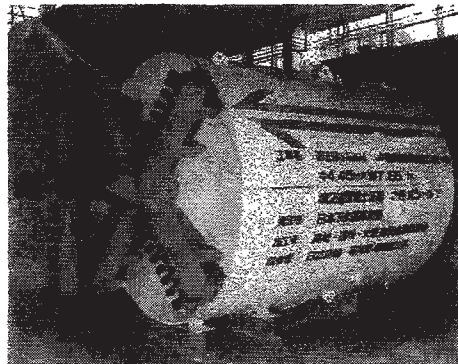
◆ The DOT shield machine for construction of multi-service utility tunnels in the Ariake-kita district, Tokyo
Shield external size: $\phi 9,360\text{mm} \times W 15,860\text{mm}$



◆ The DOT shield machine for construction of the Rijo section of the Hiroshima new transportation system.
Shield external size: $\phi 6,090\text{mm} \times W 10,690\text{mm}$

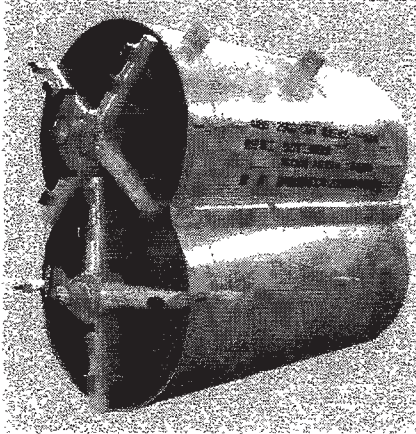


◆ The DOT shield machine for construction of the Kikuta River No.2 arterial sewage in Narashino City.
Shield external size: $\phi 4,450\text{mm} \times W 7,650\text{mm}$



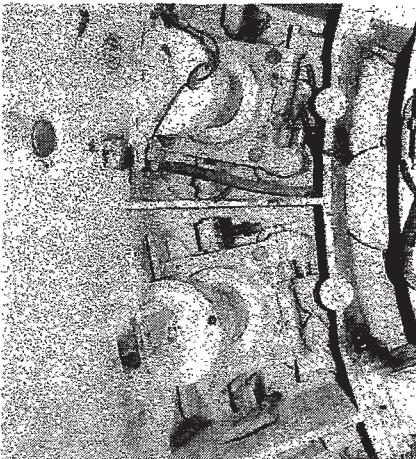
Vertical Configuration

Vertical Configuration For Field Tests
 Shield external size: $\varnothing 2,500\text{mm} \times H 4,185\text{m}$



Rolling Control Jack

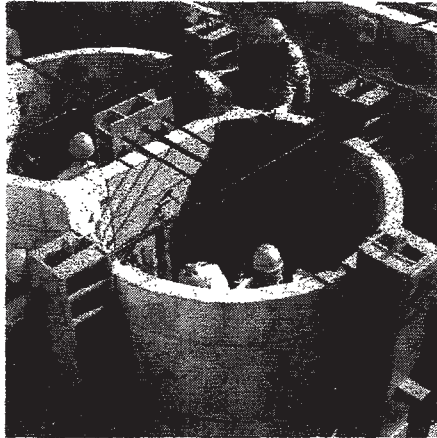
Rolling is controlled with rolling control jacks placed outside the left and right sides (or top and bottom) of the machine. Rolling control is effected by eccentrically shifting the bottom end of the shield jack along the circumference of the machine by use of small rolling control jacks.



DOT Segments

The DOT segments that form the "goggle-shaped" cross-section include: arc segments, V-shaped joint segments at the intersecting points of the two tubes, and central panel segments that serve as columns and deck slabs.

Loading test of DOT segment rings

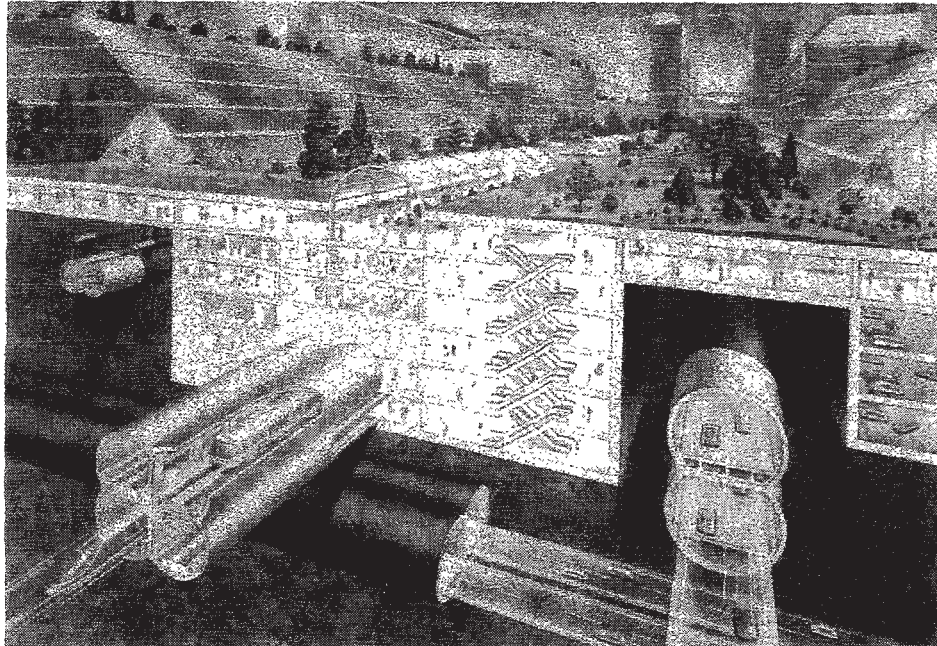


Erector

The DOT shield machine is equipped with a cantilever-type segment erector for the installation of joint and panel segments. Use of the segment erector provides a more spacious working area.



"DOT" TUNNELING METHOD WILL CREATE OPTIMIZED AMENITIES FOR THE 21ST CENTURY



Comparison with conventional methods

	One large circular tunnel	Two medium size circular tunnels	DOT tunnel
Tunnel cross-sectional area	Largest (unnecessary excavation occurs at the crown and invert area)	Mid position (unnecessary excavation is minimized)	Smallest (unnecessary excavation is minimized)
Tunnel right-of-way	Wide	When placed side-by-side, the R-of-W is wide. When placed one above the other, the R-of-W is narrow. (unnecessary space occurs between tunnels)	In the horizontal configuration, the R-of-W is the same as the large shield, but narrower in the vertical configuration.
Effective use of underground space	○	○	○ ○ ○
Tunnel construction depth	Deep	In the horizontal configuration, the construction depth is shallow. In the vertical configuration, the lower tunnel is very deep.	In the horizontal configuration, unnecessary excavation depth at the crown can be eliminated. In the vertical configuration, depth is the same as for the large shield.
Shaft depth	horizontal	○ ○ ○	○ ○ ○
vertical	○ ○ ○	○	○ ○ ○
Economic benefit	Normal	Normal	Advantageous
	○	○	○ ○ ○

DOT TUNNELING ASSOCIATION

A FULL MEMBERSHIP COMPANY

AOKI CORPORATION
CHIZAKI KOGYO CO., LTD.
DAIHO CONSTRUCTION CO., LTD.
DAI NIPPON CONSTRUCTION
FUDO CONSTRUCTION CO., LTD.
FUJITA CORPORATION
HAZAMA CORPORATION
JDC CORPORATION
KAJIMA CORPORATION
KONOIKE CONSTRUCTION CO., LTD.
KUMAGAI GUMI CO., LTD.
MAEDA CORPORATION
MITSUI CONSTRUCTION CO., LTD.
MORIMOTO CORPORATION
MURAMOTO CONSTRUCTION CO., LTD.
NISHIMATSU CONSTRUCTION CO., LTD.
NISSAN CONSTRUCTION CO., LTD.
OBAYASHI CORPORATION
ODAKYU CONSTRUCTION CO., LTD.
OHMOTO GUMI CO., LTD.
OKUMURA CORPORATION
PENTA-OCEAN CONSTRUCTION CO., LTD.
SATO KOGYO CO., LTD.
SEIBU CONSTRUCTION CO., LTD.
SHIMIZU CORPORATION
SUMITOMO CONSTRUCTION CO., LTD.
TAISEI CORPORATION
TAKENAKA CIVIL ENGINEERING & CONSTRUCTION CO., LTD.
TEKKEN CORPORATION
THE ZENITAKA CORPORATION
TOA CORPORATION
TOBISHIMA CORPORATION
TODA CORPORATION
TOKYU CONSTRUCTION CO., LTD.
TOYO CONSTRUCTION CO., LTD.
WAKACHIKU CONSTRUCTION CO., LTD.

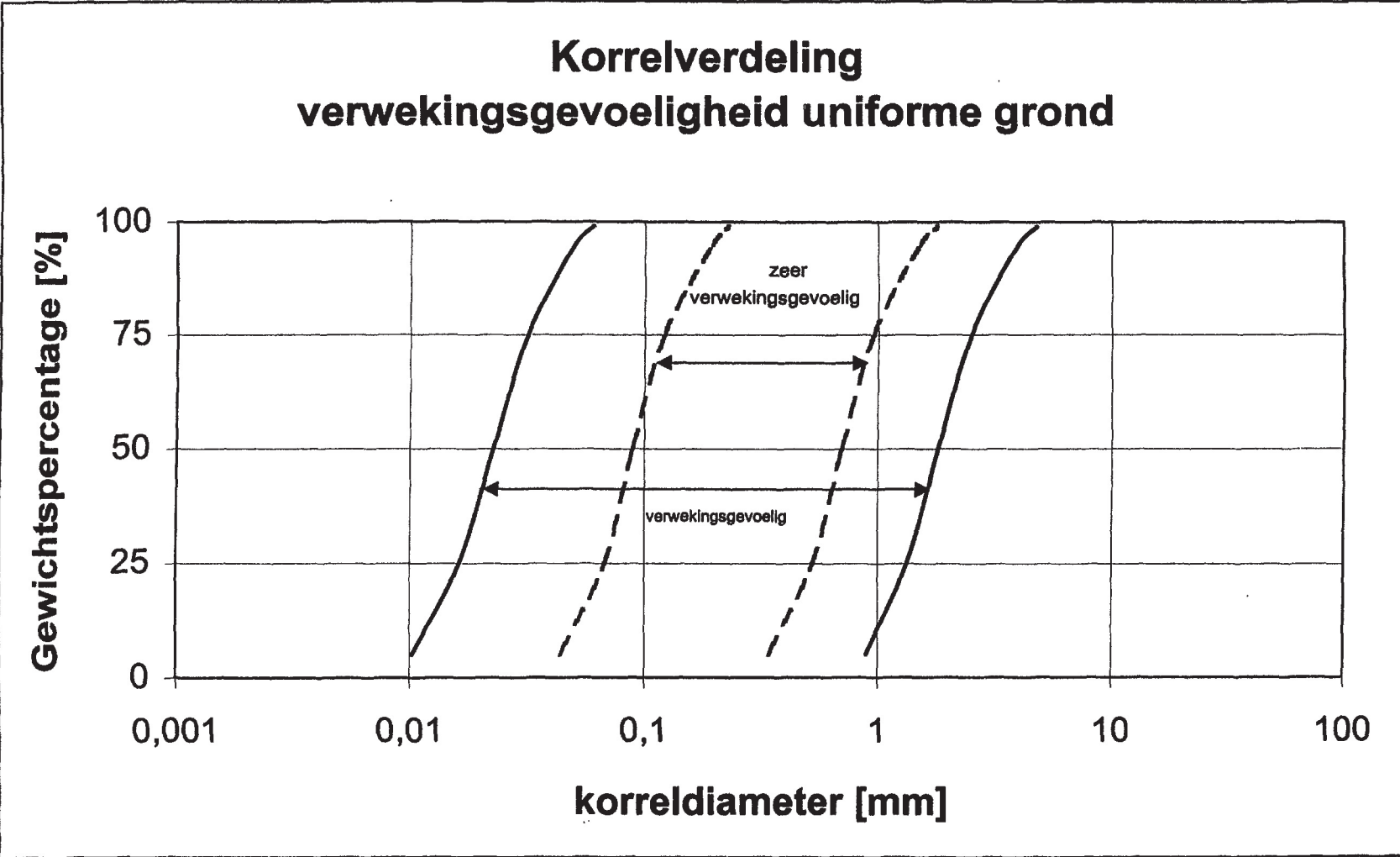
AN ASSOCIATE MEMBER COMPANY

HITACHI CONSTRUCTION MACHINERY CO., LTD.
HITACHI Zosen CORPORATION
ISHIKAWAJIMA-HARIMA HEAVY INDUSTRIES CO., LTD.
KAWASAKI HEAVY INDUSTRIES, LTD.
KOMATSU LTD.
MITSUBISHI HEAVY INDUSTRIES, LTD.
MITSUI ENGINEERING & SHIPBUILDING CO., LTD.
NKK CORPORATION
SUMITOMO HEAVY INDUSTRIES, LTD.
FUJIMIKOKEN CORPORATION
ISHIKAWAJIMA CONSTRUCTION MATERIALS CO., LTD.
KUBOTA CORPORATION
NIPPON KOKAN LIGHT STEEL KABUSHIKIKAISHA
NIPPON PRESSED-CONCRETE CO., LTD.
SUMITOMO METAL INDUSTRIES, LTD.
TSUZUKI CONCRETE INDUSTRIAL CORPORATION

Office

For your any enquiry, Please contact to:

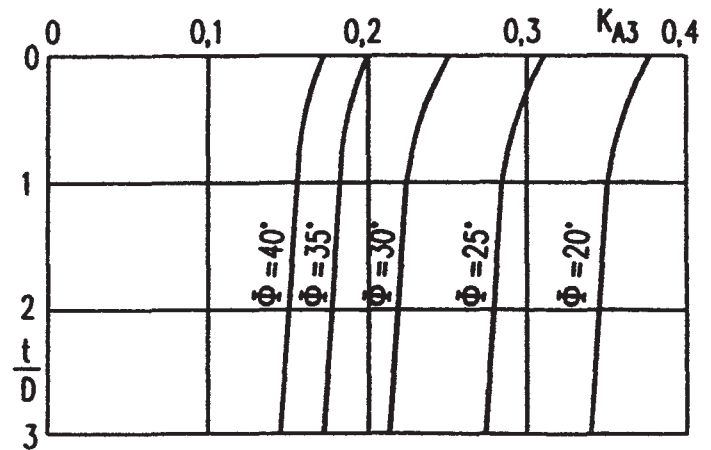
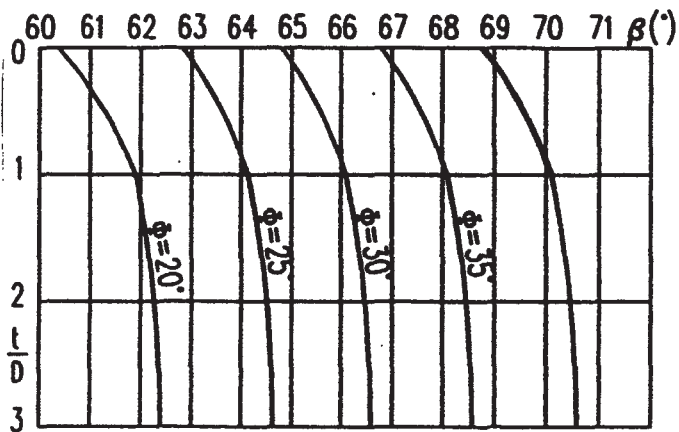
DAIHO CONSTRUCTION CO., LTD.
24-4, Shinkawa 1-chome, Chuq-ku, Tokyo, 104 Japan.
TEL: (03) 3553-4311
FAX: (03) 3551-4005



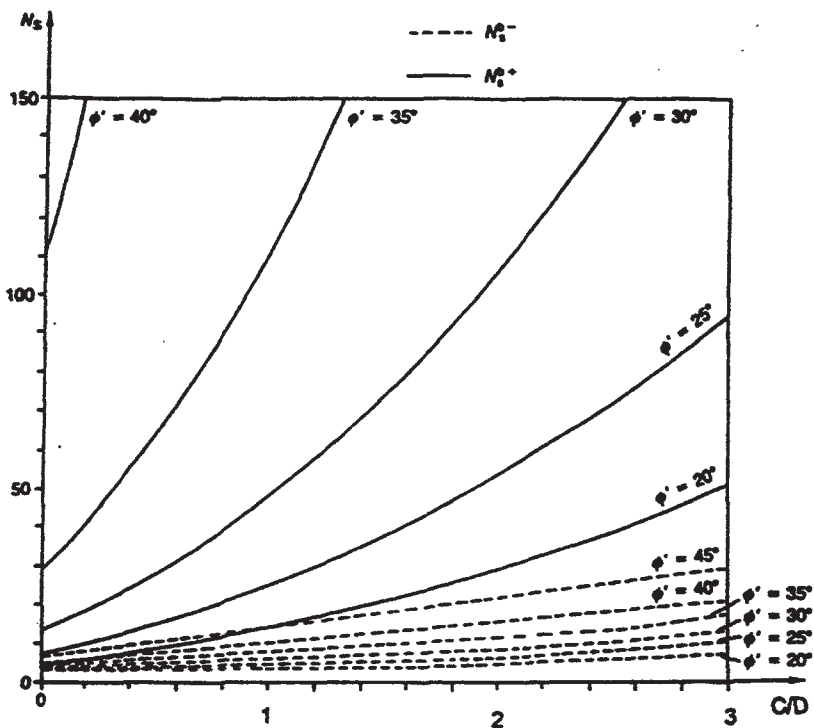
Bijlage F 3-Dimensionale grondrukcoëfficiënt van Jancsecz

$\frac{t}{D}$	β				
	$\phi = 20^\circ$	$\phi = 25^\circ$	$\phi = 30^\circ$	$\phi = 35^\circ$	$\phi = 40^\circ$
0	60,340	62,611	64,802	66,900	68,918
1	61,890	64,161	66,286	68,283	70,177
2	62,197	64,464	66,580	68,566	70,423
3	62,322	64,592	66,706	68,683	70,527
$45 + \frac{\phi}{2}$	55,0	57,5	60,0	62,5	65,0
$K = \frac{K_0 + K_2}{2}$	0,574	0,4916	0,4167	0,349	0,287

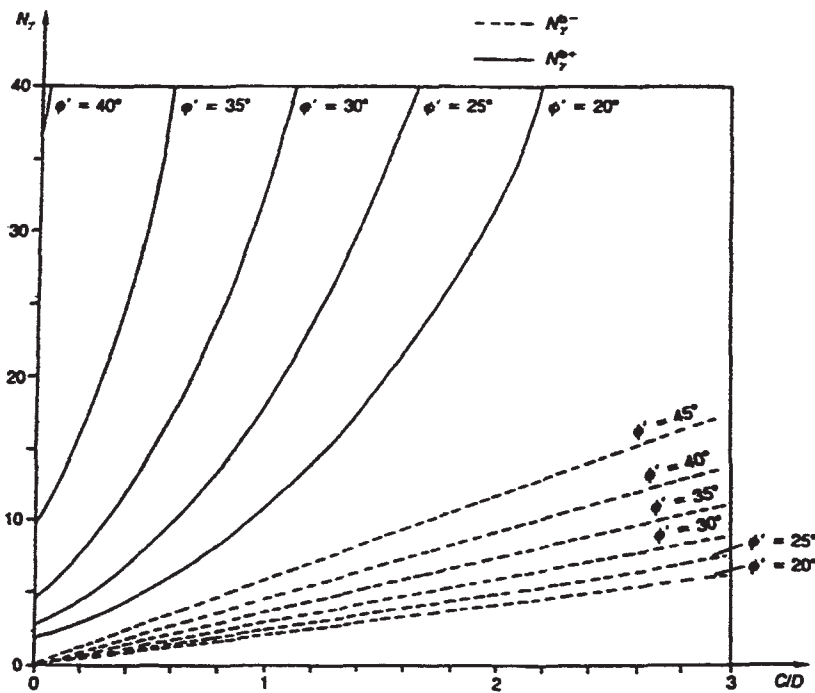
$\frac{t}{D}$	K_{A3}				
	$\phi = 20^\circ$	$\phi = 25^\circ$	$\phi = 30^\circ$	$\phi = 35^\circ$	$\phi = 40^\circ$
0	0,386	0,310	0,248	0,199	0,159
1	0,354	0,279	0,222	0,177	0,141
2	0,348	0,273	0,217	0,173	0,138
3	0,345	0,271	0,214	0,171	0,136
$K_{A2} = \tan^2(45 - \frac{\phi}{2})$	0,49	0,41	0,33	0,27	0,22
$K = \frac{K_0 + K_{A2}}{2}$	0,574	0,4916	0,4167	0,349	0,287



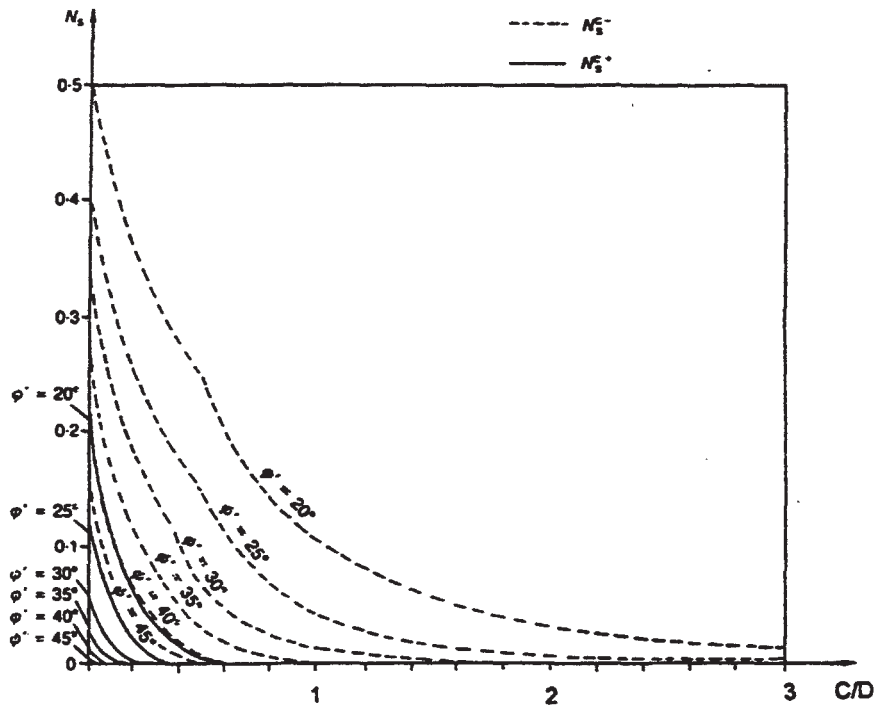
Bijlage G Tabellen van Leca & Dormieux



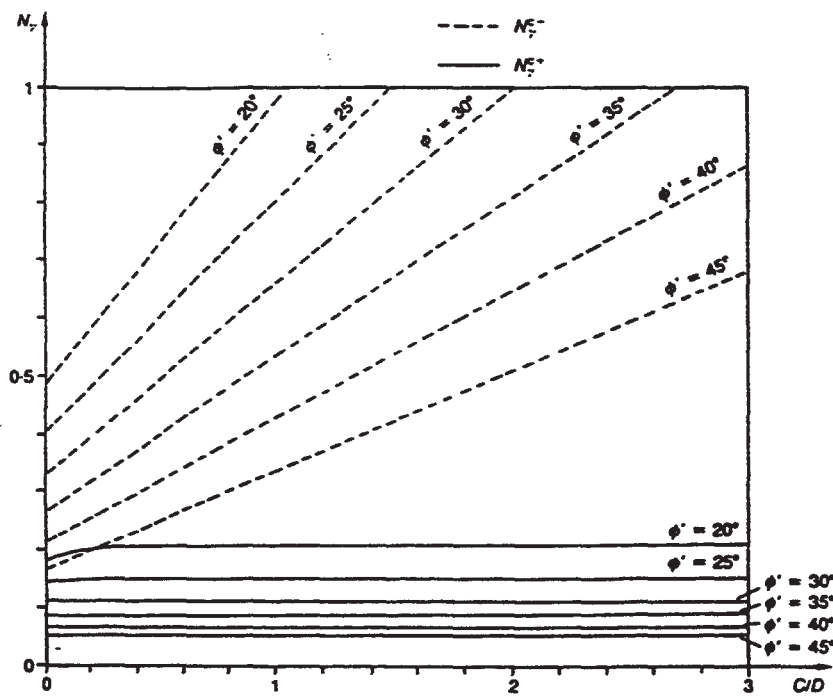
Tabel G.1 Belastingparameters N_s^{b-} en N_s^{b+} versus C/D volgens Leca & Dormieux



Tabel G.2 Belastingparameters N_γ^{b-} en N_γ^{b+} versus C/D volgens Leca & Dormieux



Tabel G.3 Belastingparameters N_s^{c-} en N_s^{c+} versus C/D volgens Leca & Dormieux



Tabel G.4 Belastingparameters N_γ^{c-} en N_γ^{c+} versus C/D volgens Leca & Dormieux