



---

---

S N E L T R A M T U N N E L   O N D E R   H E T   I J

---

---

Deelonderzoek van de studie  
bij de vakgroepen ,  
Constructieve Waterbouw en Geotechniek

=====  
Door : J.P.D. van Leeuwen

Begeleiding : Prof. ir. A. Glerum  
Prof. ir. A.F. van Weele  
Ir. J.A.G. Küppers  
Ir. J. Schippers

Delft, april 1985  
=====

INHOUD  
=====

<u>I.</u>	<u>INLEIDING</u>	1
<u>II.</u>	<u>PROBLEEMSTELLING</u>	3
II.1.	Doelstelling van de studie	3
II.2.	Samenvatting van vooronderzoek : randvoorwaarden en criteria	4
<u>III.</u>	<u>GEOMETRIE VAN DE TUNNEL</u>	18
III.1.	De vorm van de dwarsdoorsnede	18
III.2.	Afweging toepassen ballastspoor tegen toepassen directe spoorbevestiging	22
III.3.	Mogelijkheden voor het benutten van spoorballastbed als tunnelballast	27
III.4.	De uiteindelijke vorm en afmetingen van de dwarsdoorsnede	32
III.4.1.	Bepalen minimale profiel van vrije ruimte in de tunnel	
III.4.2.	Uitgangspunten voor eenvoudige vorm	39
III.4.3.	Vaststellen van de afmetingen van de dwarsdoorsnede	39
III.5.	Tracé van bovenaf gezien in plattegrond	58
III.6.	Langsdoorsnede van tunnel en ondergrond	61
III.6.1.	Doorsnede over het IJ met scheepvaartgeul, bruggen e.d.	62
III.6.2.	Geologisch profiel	62
III.6.3.	Langsprofiel van de tunnel	87
III.7.	Indeling van tunnel in elementen	95
<u>IV.</u>	<u>MOGELIJKHEDEN VOOR FUNDERING OP STAAL</u>	100
IV.1.	Bepalen massa van tunnel en onderspoeling	101
IV.2.	Vergelijking van tunnelmassa met massa van weg te halen grond	104

IV.3.	Langskrachten in tunnel en op fundering	108
IV.3.1.	Langskrachten door waterdruk	108
IV.3.2.	Langskrachten door temperatuurvariaties	112
IV.4.	Conclusies voor mogelijke fundering	120
IV.4.1.	Het afzinkgedeelte onder het IJ	120
IV.4.2.	Zuidelijke oprit	124
IV.4.3.	Noordelijke oprit	124
<u>V.</u>	<u>UITWERKING VAN HET IJ-GEDEELTE</u>	125
V.1.	Belasting op tunnel in diepste punt	125
V.2.	Mogelijkheden voor de sleufopvulling en de daardoor veroorzaakte zakkingen	132
V.2.1.	Afname van verticale korrelspanningen met de diepte	132
V.2.2.	Bepalen van toe te passen zettingsformules	138
V.2.3.	Zettingen en voorbelasting bij volledig aanvullen met zand	142
V.2.4.	Zettingen en voorbelasten bij lichte sleufopvulling	165
V.3.	Horizontale belasting in dwarsrichting	171
V.4.	De uitvoering van het IJ-gedeelte	177
<u>VI.</u>	<u>HET ZUIDELIJKE LANDHOOFD</u>	186
VI.1.	Randvoorwaarden door de bestaande situatie	186
VI.2.	Mogelijke bouwmethoden	195
VI.3.	Uitwerken van de onderwaterbrugconstructie	204
VI.3.1.	Langs- en dwarsdoorsnede	205
VI.3.2.	Ligging van element in drijvende toestand	211
VI.3.3.	Belastingen, oplegreacties, momenten en spanningen	216
VI.3.4.	De funderingsconstructie	234
<u>VII.</u>	<u>OVERZICHT VAN DE BELANGRIJKSTE CONCLUSIES EN AANBEVELINGEN VOOR VERDER ONDERZOEK</u>	248

GERAADPLEEGDE LITERATUUR

## I. INLEIDING

Amsterdam-Noord is een gedeelte van de agglomeratie Amsterdam waar circa 100.000 mensen wonen of nog gaan wonen. Het blijkt, dat mede door de barrièrewerking van het IJ de verkeersomvang vanuit Noord naar de rest van de agglomeratie klein is. Teneinde de vervoerssituatie in en naar Amsterdam-Noord te verbeteren, worden al enige tijd plannen gemaakt voor het aanleggen van een rail-infrastructuur voor openbaar vervoer. In de vroegere Metro-plannen was al voorzien in een tak naar Noord ; tegenwoordig gaan de ideeën in de richting van een sneltramnet. Hierbij wordt ook gedacht aan de mogelijkheid de lijnen door te trekken naar de forensenplaatsen Zaanstad en Purmerend.

Voortbouwend op de door Gemeente Amsterdam gedane verkennende studies, heeft verkeerskundestudent K. Valk als afstudeeropdracht een railnet in Amsterdam-Noord ontworpen (Lit.1). Hij heeft hierbij geen aandacht besteed aan constructieve- en uitvoeringstechnische aspecten van de oeververbinding die het IJ moet kruisen. Alleen het tracé van deze oeververbinding is vastgesteld. In onderhavige afstudeerstudie wordt ingegaan op bovengenoemde aspecten. In de voorstudie is gekozen voor een sneltramtunnel. Daar wordt allereerst ingegaan op bestuurlijke- en verkeerskundige facetten van het sneltramproject. Nadien zijn aan de hand van de literatuur verschillende tunnelbouwmethoden met elkaar vergeleken. Vooral de kostenaspecten van de tunnelbouwmethoden zijn uitvoerig beschouwd. De uitkomst is, dat voor het IJ-gedeelte de afzinkmethode met betonnen elementen het aantrekkelijkst is. Het noordelijk landhoofd zal in den droge in een open bouwput worden vervaardigd en de bouwmethode voor het zuidelijk landhoofd staat nog open.

In deze deelstudie wordt onderzocht of een fundering op staal voor het IJ-gedeelte mogelijk is. Dit in tegenstelling tot de vlakbij liggende IJ-autotunnel die op 50-à-70-m-lange

boorpalen is gefundeerd. Ook voor een deel van het tracé van de sneltramtunnel geldt, dat de ondergrond van slechte kwaliteit is en dat pas op circa 60 à 80 m diepte onder NAP draagkrachtige lagen aanwezig zijn. Maar uitgaande van de gedachte dat een tunnel na het drijvend transport en afzinken slechts weinig meer dan water hoeft te wegen en zeker minder dan de weggehaalde grond, wordt in dit rapport aangetoond dat het zeer wel mogelijk is de tunnel "los" op de bodem te leggen. Voor de te verwachten zettingsverschillen in de tunnel moet spelning in het inwendig profiel van vrije ruimte worden ingebouwd.

Het tweede onderwerp van deze deelstudie is het zuidelijk landhoofd. Teneinde de maar net stabiele fundering van bestaande spoorviaducten ten oosten van het Centraal Station te ontzien, wordt de tunnel hier als een "onderwaterbrug" overheen gelegd. De bestaande opening (Oostertoegang) onder de spoorviaducten wordt zo gebruikt om met zo min mogelijk problemen de intensief bereden spoorlijnen te onderkruisen. De "onderwaterbrug" is een circa 80 m lang betonnen element, dat zelfdrijvend vervoerd en ingevaren kan worden. Het grootste deel is een gesloten koker (met grote stijfheid) ; over een kleine lengte moet het element als een open-bakprofiel worden uitgevoerd. Het element steunt aan weerszijden van de funderingsplaat van de spoorviaducten op een serie schroefpalen.

## II. PROBLEEMSTELLING

### II.1. Doelstelling van de studie

De doelstelling van de gehele afstudeerstudie zoals gesteld in het vooronderzoek luidt als volgt :

"Het onderzoeken van reëel mogelijke ontwerpen en bouwwijzen van een sneltramtunnel onder het IJ in Amsterdam"

Het doel van dit deel van de studie kan worden omschreven als volgt :

- "Het onderzoeken van de mogelijkheden voor funderen op staal van de sneltramtunnel en indien mogelijk het uitwerken hiervan. Dit in tegenstelling tot de palenfundering die bij de vlakbij liggende IJ-autotunnel is toegepast"
- "Het ontwerpen van een oplossing voor de constructie en bouw van de zuidelijke oeveraansluiting van de tunnel"

De twee belangrijkste keuzecriteria zijn :

- uitvoerbaarheid
- kosten

In het algemeen kunnen voor het ontwerp van een tramtunnel de volgende criteria worden gesteld (zie ook § II.2. van het vooronderzoek) :

1. Uitgangscriterium : sneltramtunnel met voldoende grote vervoerscapaciteit
2. Criteria inzake satisfactie en zekerheid :
  - gebruikers : trambestuurders : prettige werksituatie, veiligheid
  - : reizigers : snel, comfortabel, geluidsarm, goedkoop

- opdrachtgevers (G.V.B.) : goedkoop in aanleg en onderhoud, flexibel ontwerp
3. Omgevingscriteria
- diepteligging
  - spoorlijnen van N.S.
  - kabels en leidingen
  - allerlei bouwwerken in de buurt
  - hinder tijdens bouw en daarna
4. Technische criteria
- waterdichtheid
  - materieel mogelijkheden
  - stijfheid en sterkte
  - fundering
  - installaties
  - etcetera
5. Kostencriteria (toetsmiddel)

## II.2. Samenvatting van vooronderzoek : randvoorwaarden en criteria

Als nadere inleiding op de problematiek van de onderhavige sneltramtunnel wordt hier een kort resumé gegeven van de bevindingen die in het vooronderzoek van deze studie zijn gedaan. De meest in het oog springende randvoorwaarden en criteria worden hier vermeld. Ook elders in dit rapport wordt nog meerdere malen terugverwezen naar het vooronderzoek. Het vooronderzoek wordt in het vervolg van dit rapport aangeduid met : VO.

De kaarten in de figuren 1 en 2 op respectievelijk de bladzijden 5 en 6 geven een beeld van het Centraal Station en omgeving. De tramtunnel moet iets ten oosten van het Centraal Station komen te liggen. Het kaartje in figuur 3 op bladzijde 7 geeft een overzicht van een aantal tracévarianten in Amsterdam-Noord. Uitgangspunt is telkens de tramtunnel iets ten oosten van het Centraal Station.

Zoals in de inleiding al is vermeld, worden er al geruime tijd plannen gemaakt voor een railtunnel naar Amsterdam-Noord.





Fig. 1 : Amsterdam C.S., het IJ e.o.  
 (Falk-plan, uitgave '83-'84)

Fig. 2 : Het IJ nabij het C.S. met waterdiepten in m t.o.v. NAP. (Deel van kaart "Bakens, tonnen en meerboeien in de haven van Amsterdam", december 1981.

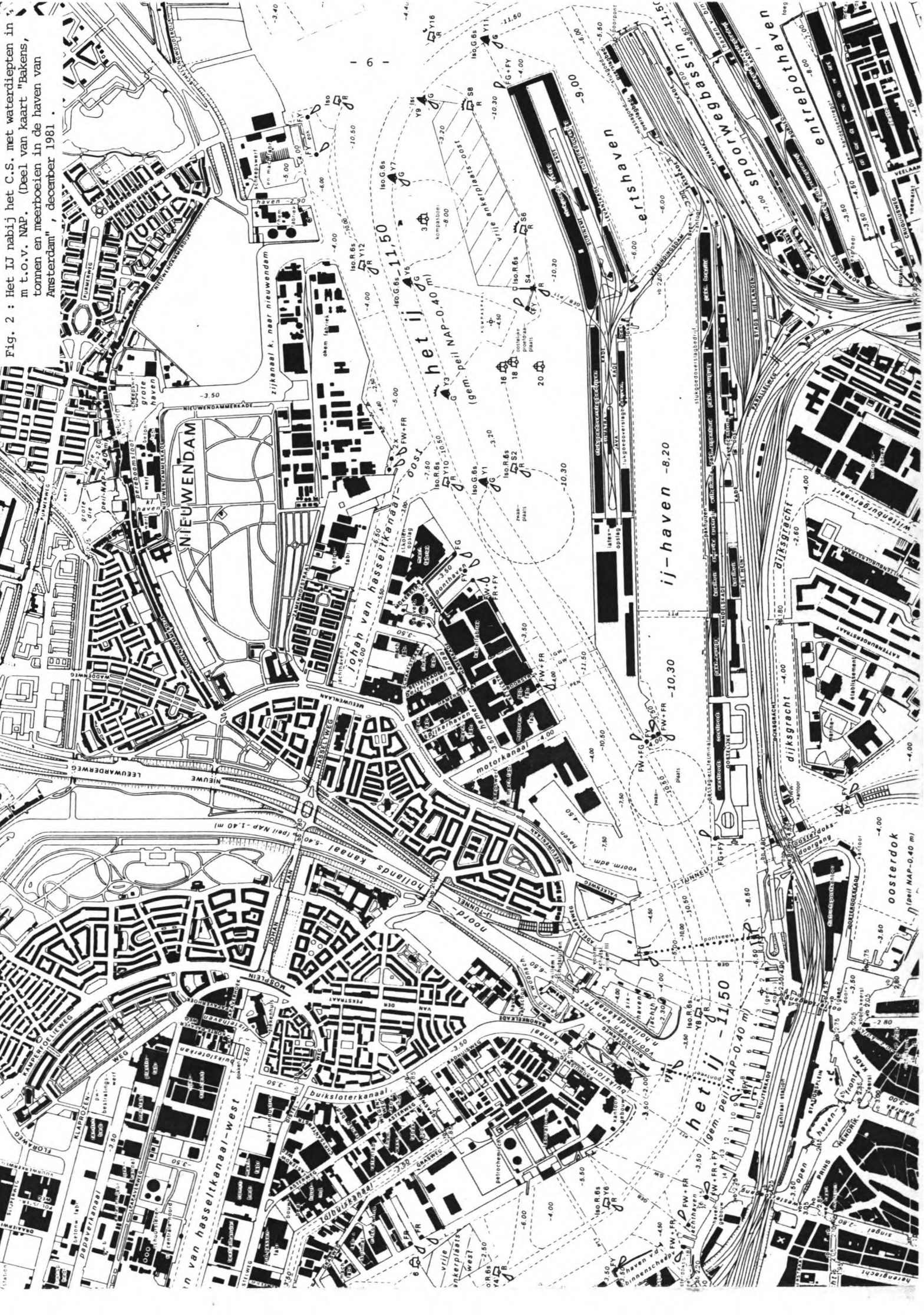


Fig. 3 : Overzicht van tram-tracévarianten in Amsterdam-Noord (Lit.2)

N.B.: Het door K. Valk (Lit.1) gekozen tracé komt in grote lijnen overeen met de lijnen Aa - A - B (mèt extra lus in Nieuwendam) - C - Ca - Cb - D.

**NOORD  
OPENBAAR VERVOER**

VERKLARING	BESTAAND	TE ONTW	TE RES.
N.S. (+ stations)			
TRAM (met snelle funktie)			
TRAM (zonder snelle funktie)			
VARIANTEN (van tramtracés)			



SCHAAL 1:25.000  
KAART



In onderstaande tabel 1 wordt een overzicht gegeven van de ontwikkelde ideeën.

1. Metroplannen	-(1967) R-0.53 -(ca.'70)R-0.71	--- schildtunnel midden onder C.S. --- schildtunnel onder vleugel C.S.
2. Pré-metroplannen	-.....	
3. Tramtunnel als eenvoudige , voorlopige oplossing met huidig trammaterieel	-(1977) R-9.14 -(1979) R-9.21	--- zinktunnel, Oostertoegang, 7.5% --- uitwerking van R-9.14
4. Tramtunnel als definitieve keuze met normaal- of sneltrammaterieel	-(1981) ASRAN -(1984) Kees Valk -(1984) Starten van nieuwe werkgroepen voor sneltram	--- aantal mogelijkheden. --- afstudeerontwerp tramnet in Noord

Tabel : Schematisch overzicht van de tot nu toe ontwikkelde plannen.

Aan de hand van een kostenberekening door de Ambtelijke Studiegroep Railverbinding Amsterdam Noord (ASRAN) (Lit.3) kunnen de volgende globale kosten in gulden anno 1985 worden gegeven :

- tunnel via Oostertoegang : circa 120 miljoen gulden
- tramnet in Amsterdam-Noord : circa 500 miljoen gulden
- jaarlijkse onderhoudskosten : circa 110.000,= gulden

De sneltramtunnel is volgens een berekening uit 1977 veel goedkoper dan een vergelijkbaar metro-ontwerp. Inclusief een ondergronds station komt de metrovariant circa negen maal zo duur uit (Lit.3).

Voor de tramtunnel wordt uitgegaan van sneltrammaterieel dat vergelijkbaar is met het materieel van de sneltram in Nieuwegein. Deze wagens zijn 2,65 m breed en er kunnen een

aantal wagens achter elkaar gekoppeld worden. Het is mogelijk deze trams geschikt te maken voor het berijden van hellingen van 7,5%. Als kleinste verticale boogstraal wordt  $R_v = \frac{1}{2}v^2$  en  $R_v \geq 500$  m ( $v$  in km/uur) aangehouden en als kleinste horizontale boogstraal  $R_h = 30$  m. Voor het profiel van vrije ruimte wordt verwezen naar § III.4.1. van dit rapport.

In het VO wordt aangetoond, dat in een tunnel met twee sporen (één per richting) een voldoende capaciteit kan worden bewerkstelligd om de maximaal te verwachten vervoersvraag (circa 16.500 reizigers/uur in de avondspits) te kunnen verwerken. Zeker bij het vormen van lange "treinen" hoeft dit geen problemen op te leveren.

Om een zekere, snelle en comfortabele exploitatie mogelijk te maken, moet de spoorconstructie aan een reeks eisen voldoen (§ III.3.3. VO). De belangrijkste zijn :

- De ligging van het spoor is gebonden aan toleranties in hoogte, uitlijning, scheluwte, spoorwijdte :
  - \* in de waterpasse ligging van beide benen in rechtstanden en in bogen zonder verkanting is een afwijking van 20 mm toegestaan
  - \* de toegestane scheluwte mag gemeten worden over een lengte van zes meter en mag niet meer bedragen dan 10 mm bij snelheden  $\geq 100$  km/uur en niet meer dan 20 mm voor snelheden  $\leq 50$  km/uur. Dit geldt zowel voor rechtstanden als in bogen
  - \* gemiddelde spoorwijdte =  $1.435 \pm \frac{3}{1}$  mm. Daarnaast moet het spoor strak liggen, dus geen slingers vertonen
  - \* de toegelaten hoekverandering in verticale richting heeft een grenswaarde van 5 ‰
- De rail moet elastisch ondersteund zijn om trillingen, stoten en geluidsoverdracht te beperken

- de railfundatie moet stabiel zijn. Bij een weinig stabiele fundatie moet de spoorligging op eenvoudige wijze gecorrigeerd kunnen worden
- de waterafvoer moet gewaarborgd zijn

Deze eisen zijn in grote mate bepalend voor het ontwerp van tunnel en spoorconstructie. Er wordt bijvoorbeeld een fundering op staal overwogen. Bij de dan te verwachten zakkingen moet een snelle en veilige exploitatie mogelijk blijven.

Het gemiddelde waterpeil van het IJ is NAP -0,40 m. Bij het ontwerpen wordt rekening gehouden met een maximale waterstand van NAP +1,50m en een minimale waterstand van NAP -0,80 m (naar opgave van Publieke Werken Amsterdam).

De waterdiepte in het IJ is voornamelijk afhankelijk van de voor de scheepvaart gegarandeerde waarden. De ligging van de scheepvaartgeul nu en in de toekomst is te zien in § III.6.1. van dit rapport. Er zijn plannen om de bestaande geul ter hoogte van het Centraal Station naar het noorden te verleggen, zodat de scherpe bocht hier afgesneden wordt (zie ook figuur 2 op bladzijde 6). Deze plannen worden waarschijnlijk uitgevoerd omdat deze bochtafsnijding ook voor de binnenvaart van belang is. Overigens is er sprake van een geulverdieping. Of deze wordt uitgevoerd, is afhankelijk van de ontwikkeling van het oostelijk havengebied. Het is niet duidelijk of de verdieping zal worden aangebracht, maar bij het ontwerpen van de tunnel is er wel rekening mee gehouden. Dit mede omdat dan de tramtunnel op een zelfde niveau als de IJ-autotunnel en diverse kabels en leidingen komt te liggen.

Het blijkt, dat de grondgesteldheid onder het IJ plaatselijk zeer slecht is. De eerste en tweede zandlaag, die in Amsterdam normaal aanwezig zijn, zijn in het verleden door het Oer-IJ weggesleten (zie § III.6.2). Ter plaatse van de landhoofden zijn deze zandlagen weer wèl aanwezig.

Bij de IJ-autotunnel had men het zelfde probleem. De oplossing werd daar gevonden in een fundering op tot circa 70 m lange boorpalen van circa 1 m diameter. Deze palen reikten tot diep gelegen ("derde") zandlagen. In dit rapport wordt getracht aan te tonen, dat deze kostbare oplossing voor de tramtunnel niet nodig zal zijn, maar dat een fundering op staal ook voldoet (hoofdstukken IV en V).

Het tunneltracé waarvan in deze studie wordt uitgegaan, is in voorgaande studies als "het beste" uit de bus gekomen. De tram rijdt vanaf het Stationsplein naar het oosten en slaat meteen na het Centraal Station links af naar het noorden om daar de tunnel in te duiken. Ter hoogte van de oude schutsluis Willem III komt de tram in Noord weer boven de grond. Het tussenliggende tracé is een rechte lijn. In Noord splitst de tramlijn waarschijnlijk in een westelijke tak naar de Van der Pekstraat en een oostelijke tak over de Meeuwenlaan (zie figuur 2 op bladzijde 6). *overbrug & autotunnel?*

Voor de vorm van de tunneldwarsdoorsnede is de zogenaamde brilvorm gekozen zie o.a. figuur 17 op blz. 43 .

Met deze vorm wordt bereikt, dat de uitwendige (voornamelijk hydrostatische waterdruk-) belasting door middel van drukbogen wordt opgenomen. Ook omsluit deze doorsnedevorm het best het benodigde profiel van vrije ruimte, zodat geen overbodige holle ruimte wordt gecreëerd.

Teneinde de spanningsverdeling in de dwarsdoorsnede te bekijken, is in een ander deelontwerp de doorsnede met behulp van de elementenmethode doorgerekend. De grootst optredende trekspanning in de hier gekozen doorsnede is circa  $0,6 \text{ N/mm}^2$ . Dit is lager dan de rekenwaarde voor de betontreksterkte van bijvoorbeeld beton van kwaliteit B 22,5 :  $f_b = 1,3 \text{ N/mm}^2$  (zie § III.4.3.).

Overwogen is in plaats van twee sporen naast elkaar, twee sporen boven elkaar te maken (zie figuur 4 op bladzijde 12). Als voordelen worden genoemd :

- minder breedtebeslag door de tunnelconstructie op zich
- één spoor (bijvoorbeeld de opgaande op een maatgevende hel-

*Maar betekend dit ook dat de totale kosten (balken, wapening etc) minimaal zijn?*

*Dat betekent dat je op het minimum wap. percentage komt. Is dat 20% minder dan bij het de eenvoudigste middelen door-snee?*

ling kan minder diep gelegd worden. Dit is vooral het geval als een ronde dwarsdoorsnede wordt toegepast

- het funderingsvlak is smaller. Het effenen hiervan is goedkoper dan een breed
- de buigende momenten in de constructie worden kleiner, er kan dus lichter geconstrueerd worden of de materiaalspanningen worden nog lager

Als nadelen worden genoemd :

- bouwput of baggersleuf wordt dieper. Bijvoorbeeld damwanden zullen langer worden ; of er moet veel meer grond verzet worden. Indien de tunnel geheel ondergronds gebouwd wordt, telt dit nadeel niet
- dwarsdoorsnede wordt in totaal iets groter. Dit wordt veroorzaakt door de toleranties in breedterichting aan weerszijden van het spoor
- trams rijden op maaiveld wèl naast elkaar. Ze zullen met een spiraalbeweging boven elkaar moeten komen te rijden
- ondergrondse stations moeten twee niveau's hebben. Ze zijn daardoor duurder

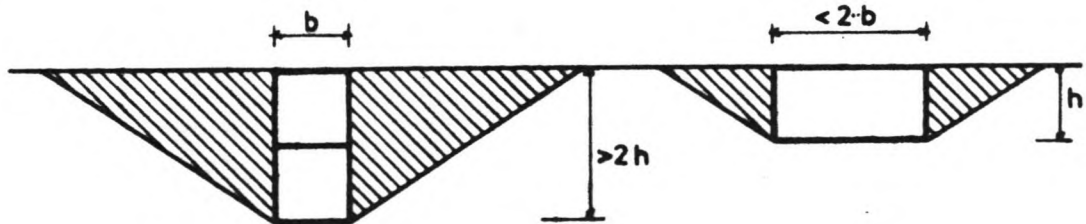


Fig. 4 : Twee tunnelbuizen boven elkaar hebben een veel kleinere breedte nodig, maar vragen ook veel meer ontgraving als de bouwput of baggersleuf onder talud gemaakt wordt. Bij gegeven gronddekking is de tunneldiepte duidelijk groter, dit kan van belang zijn voor b.v. grondwaterstandsverlaging, damwandlengte en tunnelhellingen.

In het VO wordt geconcludeerd, dat in dit geval de ligging van de sporen onder elkaar niet de beste oplossing is. In het geval van een tunnel die over een grote lengte ondergronds blijft en tussen bestaande bebouwing moet worden doorgevoerd, is de ligging onder elkaar wellicht wèl een goed alternatief.



Ik wil met hen de gedachte is t.a.v. stortnaden. De daaruit  
resulterende ongelijke - 13 - hydratatie warmte kan leiden  
tot grotere problemen dan de hier gesignaleerde krimp scheuren.

Teneinde krimp scheurtjes in de buitenste betonschil tijdens de bouw te voorkomen, dienen speciale maatregelen te worden toegepast. Zorgvuldige uitvoering met onder andere een isolerende bekisting is vereist. Deze krimp scheurtjes worden weliswaar weer dichtgedrukt als het beton in een nat milieu komt en als de hele betondoorsnede weer een gelijke temperatuur krijgt, maar het beton is dan wel beschadigd. Aantasting van de wapening is niet ondenkbaar.

Voor wat betreft de temperatuurspanningen in het eindstadium wordt hier volstaan met het geven van de belangrijkste conclusies die in de literatuur naar voren komen (zie onder andere Lit.4 en 6) :

- \* grote nauwkeurigheid bij het vaststellen van temperatuureffecten is overbodig daar ze weinig invloed op het draagvermogen van de tunnel hebben
- \* krachten ten gevolge van temperatuurvariaties hebben geen invloed op de bezwijkbelasting in dwarsrichting (en derhalve ook niet op de veiligheid) mits de rotatiecapaciteit voldoende is om herverdeling van krachten mogelijk te maken. Dit is in de praktijk meestal het geval
- \* temperatuurspanningen hebben wèl invloed op de gebruiksspanning. Met name kan scheurvorming optreden, in combinatie met andere lasten en krimp
- \* spanningen en vervormingen ten gevolge van de jaarlijkse cyclus worden slechts voor enkele procenten door relaxatie gereduceerd
- \* het tegengaan van scheurvorming door wapening is slechts in geringe mate effectief. Wèl kan de scheurwijdte en scheurafstand enigermate worden geregeld
- \* tunnelelementen die op een helling liggen, willen ten gevolge van temperatuureffecten naar beneden kruipen. Hierdoor wordt de totale verkorting geconcentreerd in de bovenste voeg

Voor meer over temperatuureffecten wordt verwezen naar

§ IV.3.2. van dit rapport.

Hoe waterdicht een tunnel is, is in grote mate afhankelijk van de drie belangrijkste zwakke punten op dit gebied :

- dilatatievoegen
- stortnaden
- doorgaande scheuren

De voegen en naden moeten zodanig ontworpen zijn, dat zonder problemen een goede verbinding tot stand wordt gebracht. Hieraan moet in ontwerp- en bouw fase veel aandacht worden gegeven.

Doorgaande scheuren door temperatuur- en ouderdomsverschillen in het beton, vlak na het storten, kunnen voorkomen worden door òf de hele dwarsdoorsnede in één keer te storten òf temperatuurverschillen zeer klein te houden door koelen van het verse beton. De laatste methode heeft de laatste jaren goede resultaten opgeleverd.

Over de benodigde ventilatie in de sneltramtunnel wordt in het VO geconcludeerd, dat :

- in tunnels waarvan de opeenvolgende toegangen niet verder dan circa 2 km uit elkaar liggen, in de meeste gevallen de natuurlijke ventilatie en de zelfreinigende werking van de voertuigen voldoende zijn als tunnelventilatie
- als ventilatie nodig is, bij voorkeur een enkelsporige tunnel moet worden toegepast
- de vraag of ventilatiesystemen een functie hebben bij tunnelbranden en de bestrijding hiervan nader bestudeerd moet worden

In de onderhavige tramtunnel zal kunstmatige ventilatie daarom niet nodig zijn. Een ventilatiesysteem voor afvoer van rook zal wel moeten worden geïnstalleerd als de veiligheid gebiedt met zeer extreme omstandigheden rekening te houden.

De beschouwingen over kostenaspecten van tunnelbouw in het algemeen maken een belangrijk deel uit van het VO. Mede aan de hand van deze beschouwingen wordt namelijk een voor dit geval optimale tunnelbouwmethode geselecteerd. Na de kostenbeschouwingen bleven er vier methoden over : de afzinkmethode (zie § V.4), de schuifkuipmethode (zie figuur 5 op bladzijde 15), de modderschildmethode (zie figuur 6 op bladzijde 16) en de persmethode (zie figuur 7 op bladzijde 16). Na een nadere beschouwing van technische- en uitvoeringsaspecten was de conclusie, dat in dit geval de zinkmethode met betonnen tunnel-elementen de beste oplossing is. Dit wordt vooral veroorzaakt door het feit dat het hier een korte tunnel betreft die vlak onder de IJ-bodem moet komen te liggen. Verder kan gebruik gemaakt worden van een bestaand tunnelbouwdok dat ook gebruikt is voor de bouw van de IJ-autotunnel, de Coentunnel en de Hemspoortunnel. Voor langere tunnels, die ook onder land komen te liggen, wordt tegenwoordig de modderschild-methode steeds

aantrekkelijker. De technieken worden goedkoper en de hinder van deze bouwwijze op de omgeving is miniem. Het noordelijk landhoofd zal in een open bouwput worden gebouwd en het zuidelijk landhoofd moet eerst verder uitgewerkt worden. Zie hiervoor hoofdstuk VI van dit rapport.

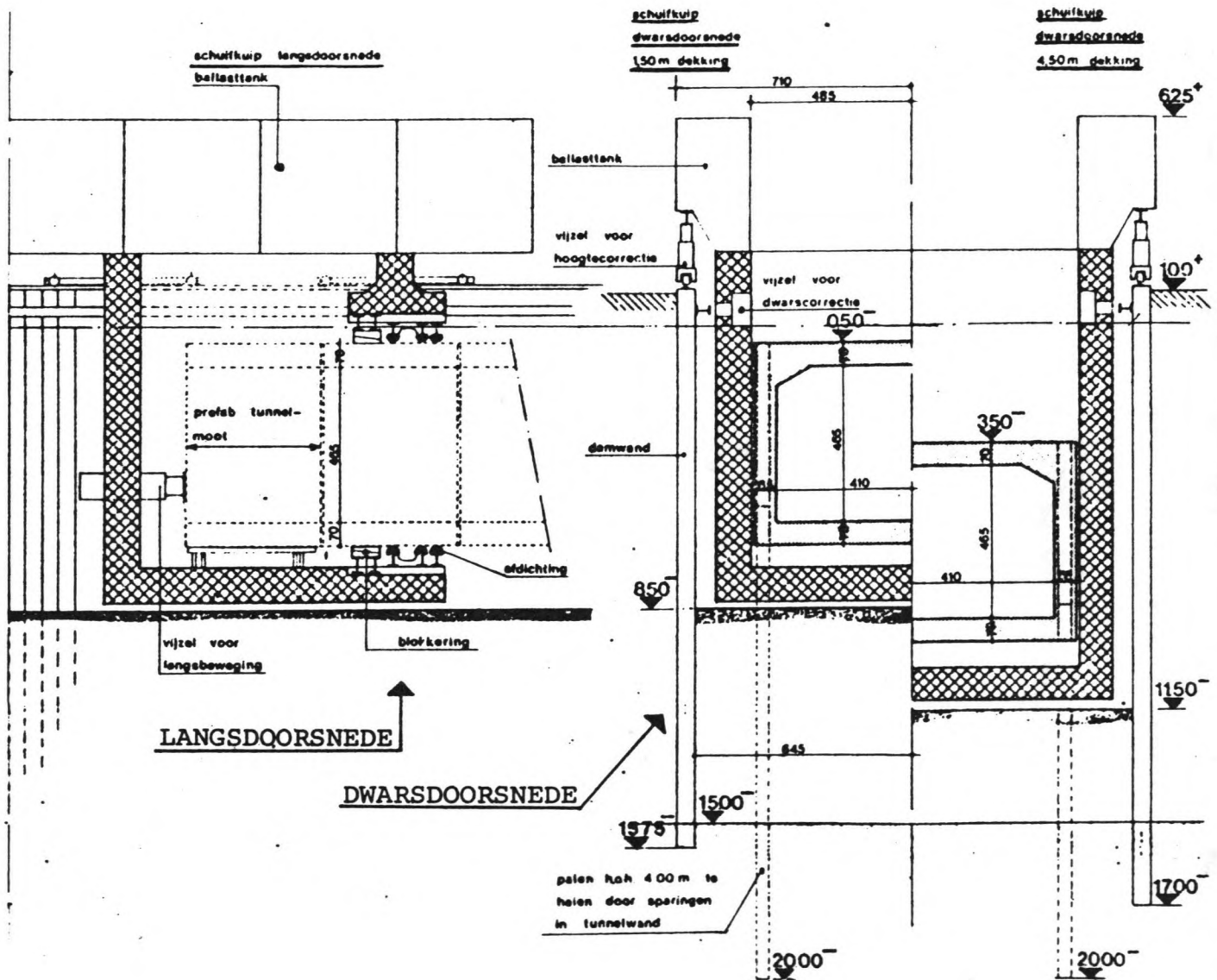


Fig. 5 : Langs- en dwarsdoorsnede van de schuifkuip (gearceerd) met daarin de uit geprefabriceerde tunnelelementen opgebouwde tunnel (Fig. uit Lit.5).

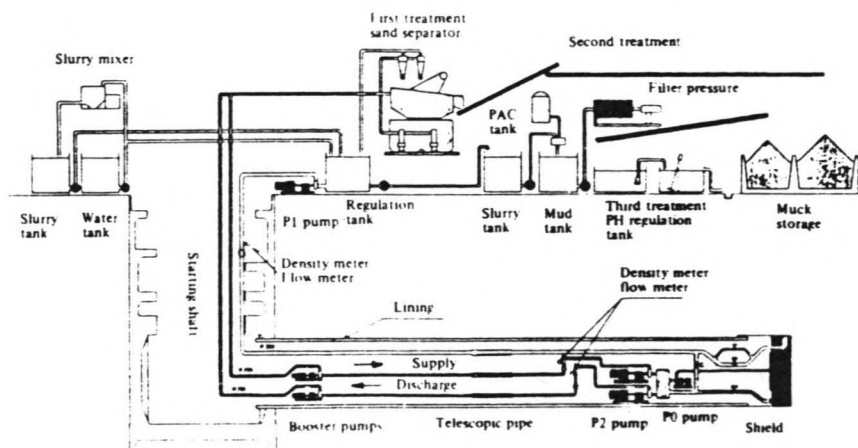


Fig. 6 : Een overzicht van "modderschildmethode".  
 ("Slurry pressurizing shield method").  
 (Lit. 7 ).

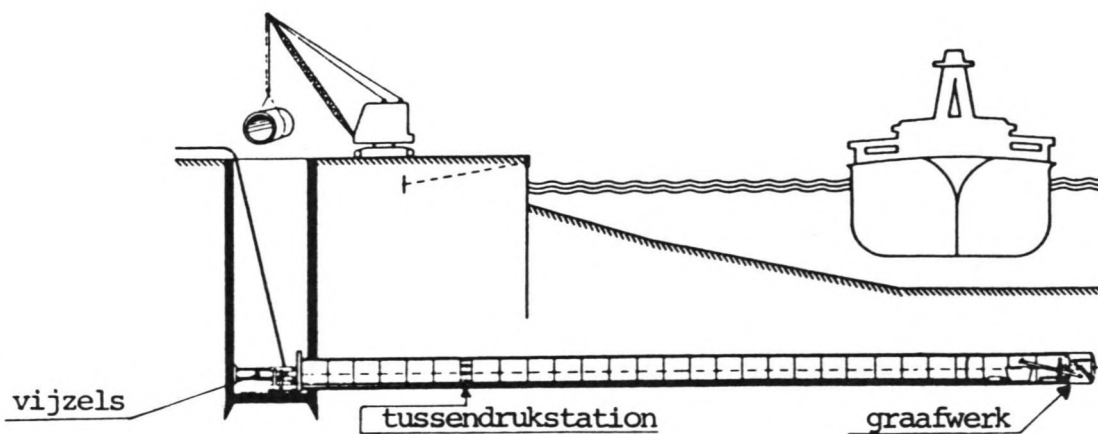


Fig. 7 : Schema van de uitvoering van de leidingtunnel onder het kanaal Gent-Terneuzen te Zelzate m.b.v. de persmethode. Diameter van de buizen is 3,20 m , lengte van de tunnel is 272 m .(Fig. uit Lit. 8 ).

De nabij gelegen IJ-autotunnel is gefundeerd op 50 à 70 m lange, circa één m dikke boorpalen. Indien de onderhavige tunnel gewoon op staal kan worden gefundeerd, wordt bespaard op de bouwkosten. Het verdient dan ook aanbeveling dit te onderzoeken (zie hoofdstuk V van dit rapport). Een gevolg van deze "flexibele fundering" is wel, dat dan een directe spoorrailsbevestiging waarschijnlijk niet meer is toe te passen. Daar zettingsverschillen te verwachten zijn, moet spoor in ballastbed worden toegepast.

Overigens is het in principe nadelig voor de fundatie om te werken met geprefabriceerde delen. Het goed aansluiten van de elementen op de fundering (èn aan elkaar) is een heel probleem. Een methode waarbij de tunnel is situ gebouwd wordt (zoals de schildmethode) is wat dit betreft aantrekkelijker.

oOoOo

### III. GEOMETRIE VAN DE TUNNEL

Onder de geometrie van een tunnel wordt hier verstaan de vorm en afmetingen van de tunnel in langs- en dwarsdoorsnede en tevens de ligging van de tunnel, het tracé, in horizontaal- en verticaal vlak. Dit onderwerp is in het VO al in grote lijnen behandeld. Er wordt hier dan ook een aantal malen naar dit VO verwezen.

Opgemerkt moet worden, dat de afmetingen van het profiel van vrije ruimte en daarmee tevens van de dwarsdoorsnede van de tunnel afhankelijke zijn van in te bouwen toleranties. Deze moeten vooral worden ingebouwd teneinde rekening te houden met zettingsverschillen in verticale- of horizontale richting. Deze zettingen kunnen echter pas later preciezer worden bepaald (zie bijv. § V.2. en § VI.3.5.). Voorlopig wordt daarom een schatting gemaakt voor deze zettingen. De nu volgende berekeningen moeten daarom gezien worden als een eerste stap van een iteratieberekening. De volgende iteratiestappen worden in dit rapport niet gemaakt.

#### III.1. De vorm van de dwarsdoorsnede

Zie hiervoor ook VO § IV.1..

Uitgangspunt is in de dwarsdoorsnede zoveel mogelijk de belasting door middel van drukbogen op te nemen. Er wordt naar gestreefd géén of in ieder geval zo gering mogelijke trekspanningen te laten voorkomen. Het beton van de tunnelbuis zal dan niet kunnen scheuren door trek in dwarsrichting. Dit komt de waterdichtheid zeer ten goede.

In langsrichting zullen waarschijnlijk wél trekspanningen voorkomen doordat de zettingen van de ondergrond ongelijk zijn. Net als bij de Metro-tunnel in Rotterdam wordt een zogenaamde brilvormige dwarsdoorsnede toegepast. In deze dwarsdoorsnede zijn twee overlappende cirkelbogen met een dikte van circa 50 cm te onderscheiden (zie figuur 17 op bladzijde 43). Deze bogen nemen de uitwendige (voornamelijk hydrostatische

waterdruk) belasting op. Een bijkomend voordeel is, dat de bovenhoeken afgeschuind en afgerond zijn zodat een scheepsanker weinig grip op de tunnel kan krijgen.

De middenwand behoeft geen doorlopende dichte wand te zijn, maar kan voorzien worden van ronde gaten zodat contact tussen de twee tunnelbuizen mogelijk is. Dit is van belang bij calamiteiten en voor het visueel comfort van de passagiers. (Het is prettiger om door de wand heen te kunnen kijken in plaats van tegen een doorlopende muur aan).

Het is hier niet de bedoeling om net als bij Rotterdam Metro de dwarsdoorsnede in één keer te storten. Dit is indertijd wèl gedaan om zo te voorkomen, dat krimp van het jonge beton in de wanden scheuren op de grens van jong en oud (in de vloer) beton zou veroorzaken. In Rotterdam werden de tunnelmoten in horizontale positie gestort. Er werd gebruik gemaakt van een verzwaarde binnenkist van 15 m lengte. Deze kist moest verzwaard worden omdat zij anders zou opdrijven door de morteldruk. Ook werd gebruik gemaakt van torpedotrillers die zichzelf van onderuit omhoog trilden. Om dit mogelijk te maken, moest wel de wapening speciaal gestroomlijnd worden. Deze hele bouwmethode is tegenwoordig duur in vergelijking met de bouwmethode die van koelbuizen in de wanden gebruik maakt. Bij deze methode wordt door middel van koelen van de net gestorte beton in de wanden voorkomen dat deze opwarmt (door hydratatieproces) en dus uitzet. De temperatuurverschillen tussen jonge beton in de wanden en oude beton in de vloer worden zo klein gehouden en daarmee ook trekspanningen bij afkoelen en krimpen beperken. Het zelfde effect kan trouwens bereikt worden door de vloer te verwarmen met behulp van verwarmingsbuizen. In het algemeen is evenwel meer koud dan warm water goedkoop voorhanden.

Ook een andere bouwmethode waarbij de hele dwarsdoorsnede in één keer gestort wordt en dus steile temperatuursgradiënten worden vermeden, valt onvoordelig uit ten opzichte van de koelmethode. Bedoeld wordt het in verticale positie storten van de tunnelmoten. Na draaien in horizontale positie worden de tunnelmoten dan door middel van voorspannen tot langere

elementen gekoppeld. De vele verticale voegen die zo ontstaan, vragen een zeer nauwkeurige uitvoering.

Deze methode is onder andere toegepast bij een syphon onder het Amsterdam-Rijnkanaal (Lit.11). Daar hadden de kleine (verticaal gestorte) mootjes een massa van 70 ton en een lengte van iets meer dan drie meter. Een 70 ton zwaar element geeft in dit geval een mootlengte van zo'n 90 cm. Er moet dus òf met langere, zeer zware moten gewerkt worden òf met zeer vele kleintjes. Beide gevallen zijn onvoordelig ten opzichte van de koelmethode.

Het is goed mogelijk om met behoud van de brilvorm gebruik te maken van de methode waarbij in twee keer gestort wordt en de tweede keer gekoeld. Een stortnaad op de plaats waar de schuine onderzijde overgaat in een verticale wand is aannemelijk. Eerst wordt dan de vloer gestort en daarop zijwanden, middenwand en dak (zie ook figuur 22 op bladzijde 56 ).



Fig. 8 : Opdeling van de brilvormige dwarsdoorsnede in een eerste en een tweede stort.

Er kan voldoende ruimte gecreëerd worden om de stortnaad vlak voor de tweede stort goed schoon te maken en/of voor te bewerken zodat een goede aanhechting kan worden verkregen. Er is hier gekozen voor het zoveel mogelijk afdragen van de belasting door middel van drukbogen. Hierdoor zal weinig scheurvorming optreden en dus een goede waterdichtheid verkregen worden.



In praktijk zal een vergelijking gemaakt moeten worden tussen de zo verkregen brilvorm en de wat eenvoudiger rechthoekige tunnel zonder tussenwand. Alhoewel bij zo'n rechthoekige dwarsdoorsnede de hoeken ook afgeschuind zullen worden, zullen met name de dak- en vloeroverspanning veel groter zijn. Hierdoor treden grotere momenten op met als gevolg trekspanningen en meer wapening en betonscheuren. Bekeken zal moeten worden of de rechthoekige dwarsdoorsnede, met haar waarschijnlijk goedkopere bouw maar met duurdere wapening en misschien ook duurdere maatregelen om de waterdichtheid te garanderen, wel of niet economischer is dan de brilvormige dwarsdoorsnede. In § III.4. wordt eerst uitgegaan van een brildoorsnede waarin twee cirkelbogen zijn te onderscheiden. Het blijkt, dat niet goed haalbaar is om te voldoen aan de hoeveelheidseisen aan Holle ruimte - Constructie beton - Ballast beton. Daarom wordt de cirkelvorm verlaten en wordt overgestapt op een hogere doorsnede met twee overlappende staande ellipsen. Dat dit niet onvoordelig hoeft te zijn voor de boogwerking wordt geschetst in het onderstaande.

De globale water- en gronddrukken zijn aangegeven voor het diepste punt van de tunnel (zie de §§ V.1. en V.2.).

waterdiepte  $\approx 14,7 \text{ m} \rightarrow 10 \text{ kN/m}^3$

gronddekking  $\approx 3,5 \text{ m} \rightarrow 13,2 \text{ kN/m}^3$

$\lambda$  neutraal  $\approx 0,5$

volumieke massa tunnel  $\approx 1.230 \text{ kg/m}^3$

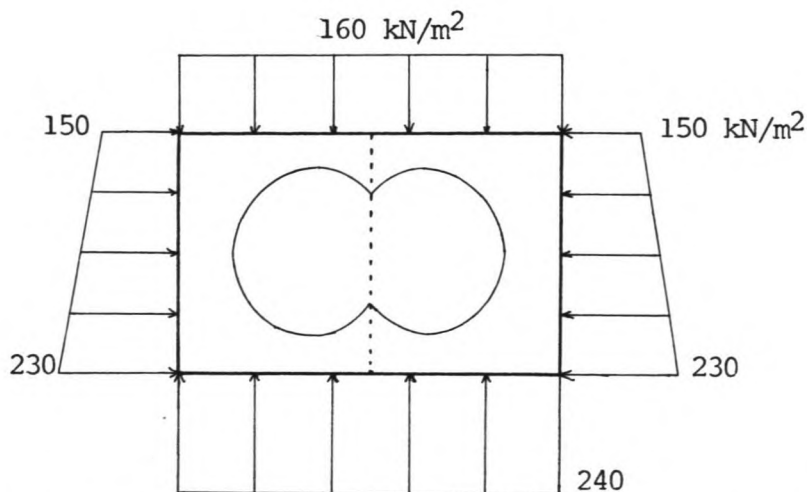


Fig. 9 : Belasting op de tunneldwarsdoorsnede met staande ellipsen voor het diepste punt van de tunnel.

Als de tunnel breder dan hoog is, staat de grote onderbelasting over een grote overspanning. Grote momenten en spanningen zijn het gevolg. Zoals de tunnel op voorgaande bladzijde is getekend, staat er over de grootste overspanning (de buitenwanden) slechts gemiddeld  $190 \text{ kN/m}^2$ .

Zeker als de twee zijwanden dikker gemaakt worden, hetgeen goed mogelijk is, zullen de optredende trekspanningen in de dwarsdoorsnede toch gering blijven. Het weerstandsmoment van de zijwand wordt dan immers groter zodat bij gelijk blijvend moment de spanningen kleiner worden.

In een deelstudie bij de vakgroep Toegepaste Mechanica wordt de uiteindelijk in § IV.4. ontworpen doorsnede gecontroleerd op de aanwezigheid van trekspanningen. In Rotterdam waar met (echte) cirkelbogen gewerkt werd, was de maximaal voorkomende betontrekspanning circa  $0,3 \text{ N/mm}^2$ , hetgeen veel kleiner is dan bijvoorbeeld de karakteristieke betontreksterkte van B 22,5 :

$$f_{bk} = 1,9^3 \text{ N/mm}^2$$

In dit geval (deelstudie Toegepaste Mechanica, zie § III.4.3.) wordt bij de gebruiksbelasting op het zwaarst belaste punt van het tracé een trekspanning van circa  $0,6 \text{ N/mm}^2$  gevonden. Deze treedt op aan de binnenzijde van de buitenwand.

Er zullen bij deze trekspanning waarschijnlijk geen betonscheuren optreden. Mocht dit toch het geval zijn (door variatie in betonkwaliteit), dan zijn scheurtjes aan de binnenzijde geen gevaar voor de waterdichtheid van de tunnel.

### III.2. Afweging toepassen ballastspoor tegen toepassen directe spoorbevestiging

Belangrijk voor de tunnelhoogte is de vraag of het tramspoor in een spoorballastbed gelegd moet worden of dat een directe spoorstaafbevestiging toegepast kan worden. Hoe lager de tunnel, hoe goedkoper hij in principe is (zie VO). Bij toepassen van directe bevestiging kan de hoogte van BS (Bovenkant Spoorstaaf) tot aan de bovenkant tunnelvloer beperkt blijven tot circa 250 mm. Bij ballastspoor is deze hoogtemaat circa 550 mm.

Voorbeelden van directe spoorbevestiging in de literatuur :

1. Blokkenspoor zoals toegepast op een viaduct door de HTM (Lit.12, blz. A 104)  
de minimale hoogte BS-tunnelvloer is hier 450 mm
2. Schipholtunnel (Lit.13) (zie onderstaande figuur 10)

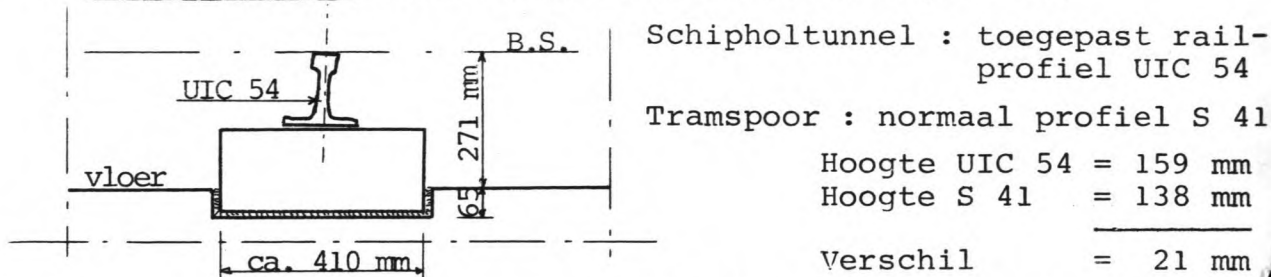


Fig. 10 Bij toepassen tramspoor wordt hoogte  $271 - 21 = 250$  mm

3. Hemspoortunnel (Lit.14)  
soortgelijke constructie als bij Schipholtunnel. De hoogte is echter niet precies af te lezen : circa 360 mm
4. Rotterdamse Metro : Brillvormige dwarsdoorsnede (Lit.10-B)  
tussen de rails die op blokken staat, zit een geul. De hoogte BS-vloer is 53 cm. Bij de rechthoekige landtunnel is deze hoogte 30 à 35 cm
5. Hongaarse constructie (Lit.15) (zie figuur 11 op bladzijde 24 bij toepassen van directe spoorbevestiging kan ook gedacht worden aan deze in Nederland nog niet toegepaste constructie. Een blokkenspoor ligt hierbij in een goot in een prefab betonnen plaat. Hoogte BS is 10 mm boven de bovenkant van de betonvloer.  
Momenteel wordt in Nederland onderzocht of deze constructie toegepast kan worden bij gecombineerde bus/trambanen. Vooreerst kleven er nog wel enige bezwaren aan deze constructie

Conclusie :

Uitgaande van de conventionele spoorconstructie is een minimale hoogte van BS boven betonvloer van 250 mm mogelijk.

Ballastspoor :

Bij NS is als maat voor afstand BS-bovenkant vloer 70 cm opgegeven. In een eerder rapport over de sneltramtunnel (Lit.3) is uitgegaan van 55 cm. Deze laatste maat wordt hier verder aangehouden.

Voordelen ballastbed (zie VO) in de tramtunnel :

- goede trillingsdemping/elasticiteit
- beperking geluidsoverdracht en geluidsniveau
- flexibele spoorligging (veranderingen simpel door te voeren)
- snelle aanleg

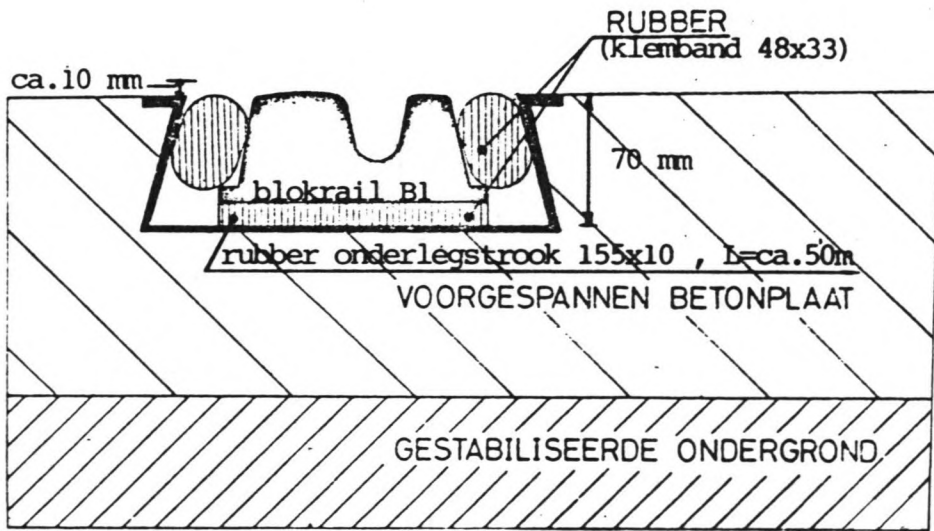
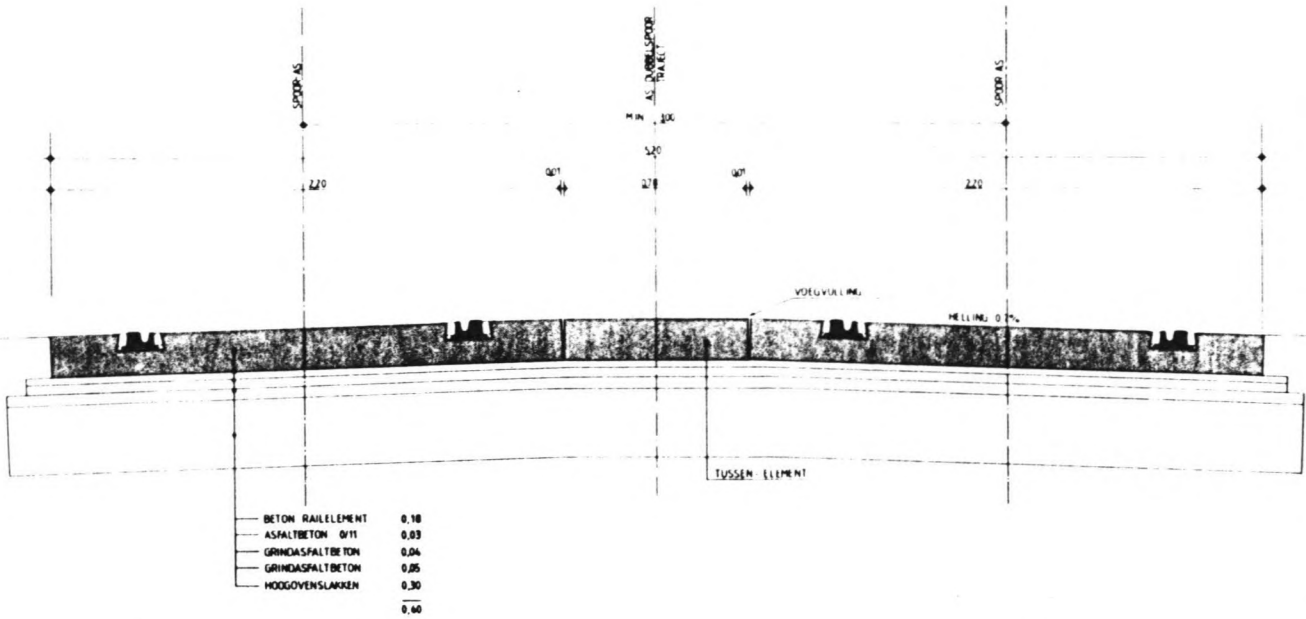


Fig 11 : Hongaarse- of "Nikex"-constructie voor tramrails in de weg. (Lit 15).

- Voordelen :-Optimaal gebruik van railprofiel  
 -Eenvoudige bevestiging  
 -Combinatie railconstructie/wegconstructie

- Nadelen :-Speciaal railprofiel  
 -Oplassen moeilijk in verband met verbranden rubber  
 -Gestabiliseerde ondergrond moet zeer nauwkeurig worden afgewerkt  
 -Zakkingen ten gevolge van slechte ondergrond geven problemen.  
 -Doorvoer leidingen en kabels is moeilijk  
 -Maatvoering is nog problematisch

- hoogteverschillen vrij eenvoudig uit te vlakken (bijvoorbeeld bij zettingsverschillen)
- maatvoering kunstwerk hoeft niet zo nauwkeurig
- G.V.B. (Gemeentelijk Vervoerbedrijf Amsterdam) is bekend met de constructie en is hierop ingesteld (metro)
- lage initiële kosten voor het spoor

Voordelen directe bevestiging :

- minder onderhoud nodig (mits de verandering in hoogte door zettingsverschillen binnen de marges blijft)  
hierdoor kan :
  - exploitatietijd langer zijn
  - onderhoudskosten lager
  - lawaaioverlast door onderhoud minder
- blijvend goede spoorligging (verschuivingen van de tunnel zelf daargelaten)
- grote zijdelingse stijfheid
- geringe constructiehoogte vereist (vooral van belang in tunnels)

NB : De zogenaamde afgeveerde plaat wordt voorlopig niet in de afweging betrokken omdat in eerste instantie bovengenoemde "extremen" vergeleken worden. Als een soort "tussenvorm" komt de afgeveerde plaat pas later aan de orde, mocht daar aanleiding toe zijn.

Deze constructie maakt momenteel een snelle ontwikkeling door, met name in Duitsland. Waarschijnlijk zullen de trillingsdempende eigenschappen van deze constructie binnen niet al te lange tijd beter zijn dan die van een ballastbed. Hierbij komt dan nog het voordeel dat de afgeveerde plaat zeer weinig onderhoud behoeft.

Op grond van het bovenstaande kan nog geen keuze gemaakt worden uit de twee (of drie) systemen.

Punten van overweging zijn :

- de te verwachten zettingsverschillen tussen de tunnelmoten en de hoekverdraaiingen zijn bepalend voor de mogelijke toepassing van direct bevestigd spoor (èn voor de afgeveerde plaat). Om een idee te krijgen van de toegelaten verticale maatverschillen het volgende : NS hanteert voor de bovenkant van het ruwbouwbeton marges van +2 tot -6 mm van de ideale hoogte
- de goede trillingsdempende eigenschappen van het ballastbed

(èn van de afgeveerde plaat) kunnen van belang zijn als verwacht moet worden, dat trillingen van rijdende trams extra zakkingen zullen veroorzaken

- het nadeel van het moeten toepassen van een hogere tunnel bij ballastbed wordt gedeeltelijk opgeheven doordat het ballastbed ook als tunnelballast kan dienen (zie § III.3.). Dit bespaart op ruimtebeslag in de doorsnede door ballastbeton
- als ook zijdelingse verschuivingen van de tunnelmoten ten opzichte van elkaar te verwachten zijn, is het ballastspoor in het voordeel
- uitvlakken van zettingsverschillen zal in het ballastbed gebeuren door op te diep gelegen punten extra steenslag aan te brengen (ballastbed moet namelijk dikker zijn dan bepaalde minimum dikte). Echter door deze extra dikke laag steenslag zal dit diepe punt nog meer gaan zakken enzovoort. Het is dus beter de hoge punten van een dunnere laag ballast te voorzien, maar ook dan worden de al gezakte punten zwaarder belast dan de andere. Nu echter niet met een extra belasting, maar met de oude, en de hele tunnel (in totaal) met minder belasting. Deze laatste mogelijkheid lijkt dus beter (want in totaal minder belasting). Het bezwaar is dan evenwel, dat een te dikke laag moet worden aangebracht in het begin waardoor juist extra zettingen zullen gaan optreden. Dit punt vraagt nader onderzoek
- het veranderen van de spoorstaafhoogte bij gebleken zakking door bijvoorbeeld met onderlegplaten te werken, lijkt voornog een moeilijke en kostbare zaak
- onderhoud (zogenaamd "horren") van het ballastbed gebeurt bij NS met de enige hormachine die Nederland rijk is. Dit is een met dieselmotor aangedreven voertuig. De uitlaatgasen van deze, en andere diesel aangedreven onderhoudsmachines, zullen door speciale ventilatoren naar buiten moeten worden gebracht. Deze ventilatoren kunnen eventueel in een speciaal apart rijtuig geïnstalleerd worden
- indien de landhoofden of andere gedeelten van de tunnel niet op staal worden gefundeerd, kan op die plaatsen wel voor de directe railbevestiging gekozen worden. Hier zullen de zettingsverschillen namelijk niet erg groot (zo niet nihil) zijn.

✓

Ook zullen dit de tunnelgedeelten zijn waar de tunnel boven water gaat komen. De opwaartse druk wordt dan ook kleiner en hiermee de benodigde hoeveelheid tunnelballast. De tunnelballast in de vorm van de steenslag kan dan bijvoorbeeld weggelaten worden ! De tunnelhoogte onder de spoorstaaf wordt hierdoor geringer, hetgeen wederom een verkleinend effect op de opwaartse waterdruk heeft

Conclusies :

1. Er moet eerst meer bekend zijn over de te verwachten zettingen en zettingsverschillen voordat voor direct bevestigd- of ballastspoor gekozen kan worden.
2. Waar de tunnel star ondersteund wordt, is de directe bevestiging (mits voldoende gedimensioneerd op trillingsdemping) de beste oplossing.

NB : of het verstandig is in de tunnel twee soorten spoorondersteuning toe te passen, is nog maar de vraag. De investeringskosten zullen hoger zijn, de onderhoudskosten lager. Een economische afweging moet uitsluitsel geven.

3. Vooral de dikte van het ballastbed in verband met uitvlakken van zettingsverschillen vraagt nader onderzoek.
4. In de toekomst zal misschien de "Hongaarse constructie" tot de reële alternatieven gaan behoren.
5. Er wordt hier verder uitgegaan van ballastspoor in het IJ-gedeelte van de tunnel en directe spoorstaafbevestiging in de tunnel op starre fundatie.

III.3. Mogelijkheden voor het benutten van spoorballastbed als tunnelballast

Bij de afzinkmethode wordt tunnelballast toegepast om de tunnel nà het drijvend transport en het afzinken een blijvende zekerheid tegen opdrijven te geven. Tijdens het afzinken wordt meestal water gebruikt als tijdelijke ballast. Dit water wordt vervolgens vervangen door definitieve ballast : in het algemeen ongewapend beton, volumieke massa  $\approx 2,25 * 10^3 \text{ kg/m}^3$  (Lit.16-B).



Het ontwerpcriterium voor het overgewicht van de tunnel ten opzichte van het verplaatste water is vaak dat het tunnelgewicht  $6 \text{ kN/m}^2$  tunnelvloer groter moet zijn dan de opwaartse kracht ten gevolge van de waterverplaatsing.

In rapport R-9-21 van Publieke Werken Amsterdam (Lit.17) wordt uitgegaan van  $0,5 \text{ tf/m}^2$  of te wel circa  $5 \text{ kN/m}^2$ . Dit wordt hier verder aangehouden.

Uitgaande van de globale tunnelhoogte  $H = 6,47 \text{ m}$  (zie figuur 22 op blz. 56), betekent dit een extra gewicht van :

$$\frac{\text{overgewicht}}{\text{gewicht verplaatste water}} * 100 \% = \frac{5}{6,47 * 10} * 100\% = 7,7$$

Door aanvulling van de sleuf boven de tunnel wordt deze veiligheid vergroot. De uiteindelijke grootte van de veiligheid is dus afhankelijk van de gronddekking boven de tunnel en de volumieke massa daarvan.

De definitieve tunnelballast moet continu aanwezig zijn. Het is evenwel mogelijk, dat de ballast op plaatsen met ruime gronddekking tijdelijk verwijderd wordt. Tijdelijk, want in de loop van de tijd kan uitschuring of wegbaggeren van de gronddekking plaatsvinden.

Op plaatsen waar geen of geringe gronddekking aanwezig is, is in verband met de veiligheid noodzakelijk, dat de tunnelballast blijvend aanwezig is.

Het ballastbed van de railconstructie bestaat in het algemeen uit steenslag (wordt door NS in alle nieuwe sporen toegepast) gradering 30/60 mm (voor hoofdsporen) en 20/40 mm (voor wissels, overwegen en dergelijke) (bij tramspoor zullen iets fijnere graderingen, bijvoorbeeld 20/40 worden toegepast). In het algemeen bezit steenslag zeer gunstige eigenschappen, sommige soorten zijn echter gevoelig voor verwerking waardoor kans op leemvorming bestaat (Lit.12). Deze laatste soorten moeten in de tunnel zeker niet worden toegepast omdat dan meer onderhoud en zelfs na enige tijd vervanging van de steenslag nodig is. Deze werkzaamheden zijn in de tunnel moeilijker te verrichten dan in de vrije baan en dus duurder.



Steenslag is gebroken stollingsgesteente of sedimentgesteente zoals porfier, basalt, graniet, gneis, kalksteen, gres enz. De volumieke massa van basaltsteenslag is ongeveer  $1.600 \text{ kg/m}^3$  (volgens navraag op Laboratorium voor weg- en spoorwegbouw-kunde).

Het holtepercentage moet dan zijn : (Basalt : volumieke massa =  $3.000 \text{ kg/m}^3$ ) (Lit.18) :

$$n \approx \frac{\rho_{\text{Basalt}} - \rho_{\text{droogsteenslag}}}{\rho_{\text{Basalt}}} * 100 \% = \frac{30 - 16}{30} * 100 \% = 46,7$$

Deze waarden worden hier verder aangehouden. Het is gunstig om in de tunnel zware steenslag te gebruiken als de steenslag als tunnelballast gebruikt mag worden.

Nadat het ballastbed is aangebracht, kunnen zich twee omstandigheden voordoen waarbij de steenslag weer verwijderd moet worden :

1. Het materiaal is zo vervuild, dat het verwijderd, gereinigd en weer aangebracht moet worden.
2. Een nieuwe, duidelijk betere (bijvoorbeeld ten aanzien van trillingsdemping) constructie moet in de plaats komen van het ballastbed.

Toelichting : In beide gevallen is er sprake van verwijderen van oud materiaal en aanbrengen van nieuw materiaal. Dit kan met kleine lengtes tegelijk gebeuren. Er is geen sprake van ontlasten van de gehele tunnel maar bijvoorbeeld van partjes van 10 m lengte en dit enkel gedurende een aantal uur (vervanging zal 's nachts gebeuren, overdag vindt exploitatie plaats) (Lit.19).

Zeker op plaatsen waar voldoende gronddekking aanwezig is, zal deze procedure geen gevaar opleveren. Ter vergelijking :

Het ballastbed heeft in dit geval een gemiddelde dikte van  $0,364 \text{ m}$  (zie blz.31)  $\Rightarrow 0,364 * 16 = 5,83 \text{ kN/m}^2$ .

Dit komt overeen met een 49 cm dikke dekking met slechte grond van  $12 \text{ kN/m}^3$ . Uitgegaan is van minimum gronddekking = 1 m.

ad 1. Het vervuilen van het ballastbed wordt veroorzaakt door afvalstoffen van passagiers en voor een gering deel door eventuele verwerking (vergruizing) van de steenslag.

Aangezien hier sprake is van een tram, zònder toiletten, zònder ondergrondse stations, zal de vervuiling miniem zijn. Navraag bij NS leerde, dater van uit gegaan mag worden, dat deze omstandigheid zich niet zal voordoen.

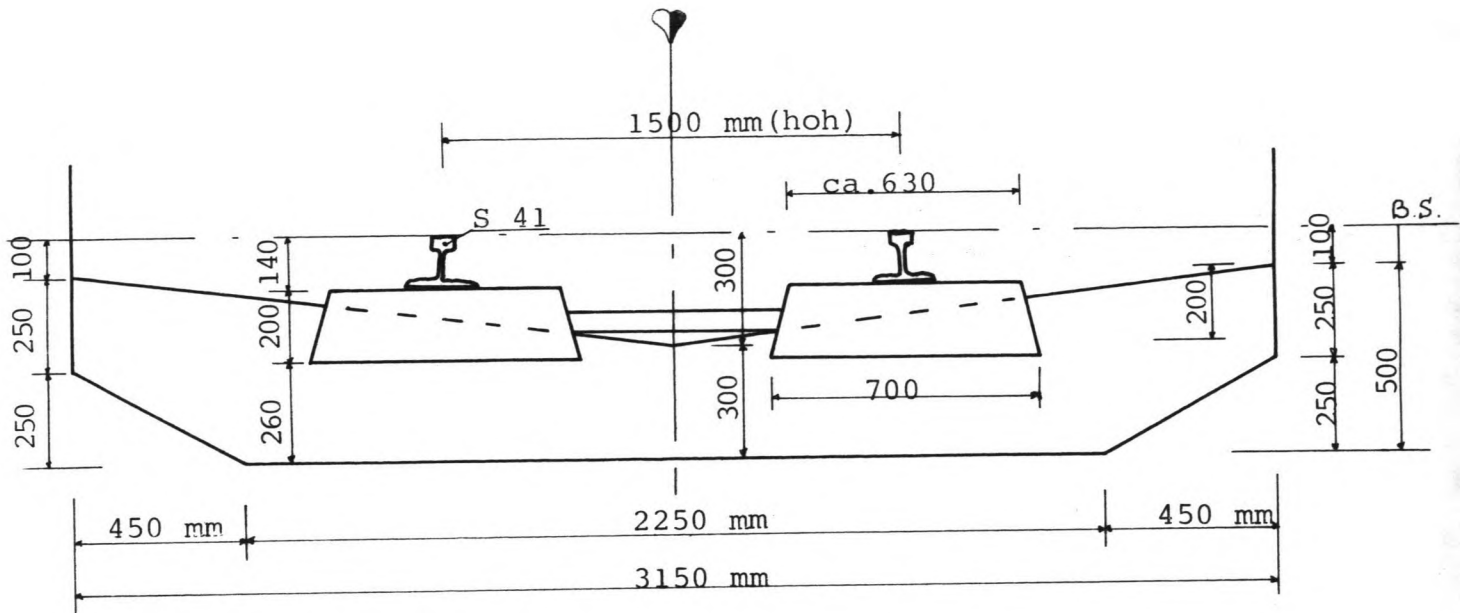
ad 2. Momenteel is er een enorme ontwikkeling van de zogenaamde afgeveerde betonplaat als oplegconstructie, vooral in Duitsland. Waarschijnlijk zullen de trillingsdempende eigenschappen van deze constructie binnen niet al te lange tijd (enkele jaren) beter zijn dan die van het ballastspoor. Mocht dit aanleiding zijn tot vervanging van het ballastspoor door de afgeveerde betonplaat, dan brengt dit geen bezwaren voor de functie als tunnelballast met zich mee.

De plaat zal minstens zo zwaar als, zo niet zwaarder dan, het ballastbed zijn. Het vervangen van ballastbed door afgeveerde plaat kan in etappes geschieden. Voor een 800 m lange tunnel kan gedacht worden aan zo'n veertien nachten werk (Lit.19).

Conclusie :

Als een ballastbed wordt toegepast, is dit zonder bezwaar tevens als definitieve tunnelballast te gebruiken. Wel moet verzekerd zijn, dat de spoorballast aanwezig blijft. Er kan bijvoorbeeld in de tunnel een zeer duidelijke richtlijn hier toe worden aangebracht.

Voor vorm en afmetingen van het ballastbed, zie figuur 12 op bladzijde 31.



spoorstaaf S 41 : H = 138 mm (hoogte)  
 F = 125 mm (voetbreedte)  
 K = 67 mm (kopbreedte)  
 = 41,38 kg/m (massa per meter)

Fig. 12 : Definitieve vorm en afmetingen van ballastbed.  
 Gebaseerd op Lit.12 en 20 en op maten die N.S. voor betonnen bruggen hanteert. Uitgangspunt is de brilvormige dwarsdoorsnede uit fig. 22.

Breedte dwarsligger blok : aanname : 250 mm (NS : breedte verloopend van 307 naar 270 mm).  $\Rightarrow$  massa van dwarsligger  $\approx$   
 $2 * 0,250 * 0,200 * 0,665 * 2400 \approx 160$  kg per stuk.

Ballastbed : steenslag met volumieke massa = 1.600 kg/m<sup>3</sup>  
 holte percentage = 46,7 %  
 volumieke massa korrels = 3.000 kg/m<sup>3</sup>

Oppervlakte ballastbeddoorsnede :

+ totale B * H	= + 3,150 * 0,500	= + 1,575 m <sup>2</sup>
- beneden driehoeken	= - 2 * $\frac{1}{2}$ * 0,450 * 0,250	= - 0,113 m <sup>2</sup>
- boven driehoek	= - $\frac{1}{2}$ * 3,150 * 0,200	= - 0,315 m <sup>2</sup>
		+ 1,148 m <sup>2</sup>
Totale oppervlakte		1,148 m <sup>2</sup>

$$\text{gemiddelde dikte (hoogte)} = \frac{1,148}{3,150} = 0,364 \text{ m}$$

over hele tunnelbreedte (twee sporen) is de oppervlakte :  
 $2 * 1,148 = 2,295 \text{ m}^2$ .

Gesteld wordt, dat 90% van het ballastmateriaal altijd aanwezig zal zijn en dus ook als tunnelballast gebruikt kan worden.

Er kan gedurende de levensduur wat ballastmateriaal verdwijnen, ook kan er wat minder worden aangebracht.

Als extra "veiligheid" wordt alleen rekening gehouden met het ballastbed en niet met de dwarsliggers en de rails als tunnelballast. Deze laatste twee zullen ook bijna continu aanwezig zijn in de tunnel.

90% van doorsnede oppervlak als tunnelballast meenemen :  
oppervlakte =  $0,90 * 2,295 = 2,066 \text{ m}^2$

Hiervan is 46,7% lucht :  $0,467 * 2,066 = 0,965 \text{ m}^2$

en de rest vast materiaal  $2,066 - 0,965 = 1,101 \text{ m}^2$

De massa van deze ballast =  $1600 * 2,066 = 3304,8 \text{ kg/m}$

Dus : door ballastbed van het spoor is tevens definitieve tunnelballast aanwezig met een doorsnede-oppervlak van :  $1,101 \text{ m}^2$  en een massa van :  $3305 \text{ kg/m}$ .

#### III.4. De uiteindelijke vorm en afmetingen van de dwarsdoorsnede

Uitgangspunten bij het ontwerpen van de dwarsdoorsnede van de afzinktunnel zijn :

- er moet een voldoende profiel van vrije ruimte voor de sneltram zijn
- de hoeveelheden konstruktiebeton (K), ballastbeton (B) en holle ruimte (H) moeten in een zodanige hoeveelheid aangebracht worden, dat tijdens het drijvend transport de tunnel nog net drijft en in het eindstadium voldoende zekerheid aanwezig is, dat de tunnel op (of in) de bodem blijft liggen.
- de constructie moet de belasting kunnen opnemen terwijl waterdichtheid gegarandeerd blijft
- vorm en afmetingen moeten eenvoudig te bouwen zijn en geen aanleiding geven tot vergissingen in de maatvoering



Basisuitgangspunt is (zie § III.1.) de tunnel een zodanige vorm te geven, dat in de dwarsdoorsnede de belasting zoveel mogelijk door drukbogen wordt opgenomen.

In de volgende subparagrafen worden de verschillende punten apart behandeld.

III.4.1. Bepalen minimale profiel van vrije ruimte in de tunnel

Algemeen : Uitgegaan wordt van sneltrammaterieel zoals ook is toegepast in Nieuwegein (Lit.21 en zie : Profiel Vrije Ruimte van sneltram Nieuwegein). Zie onderstaande figuur 13-C en figuur 13-B op bladzijde 34.

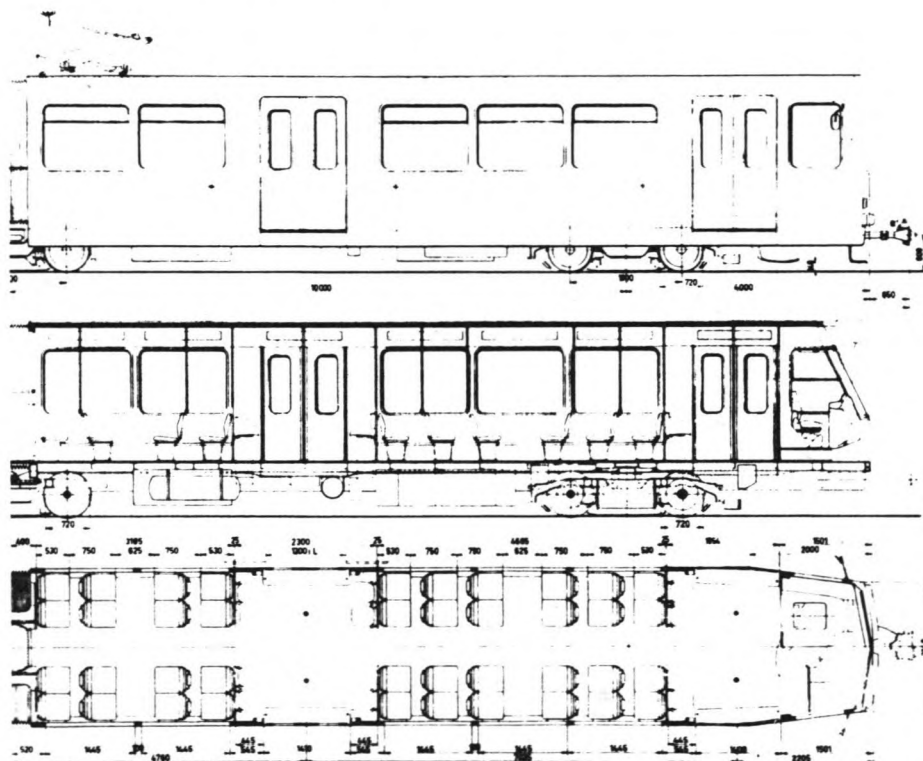
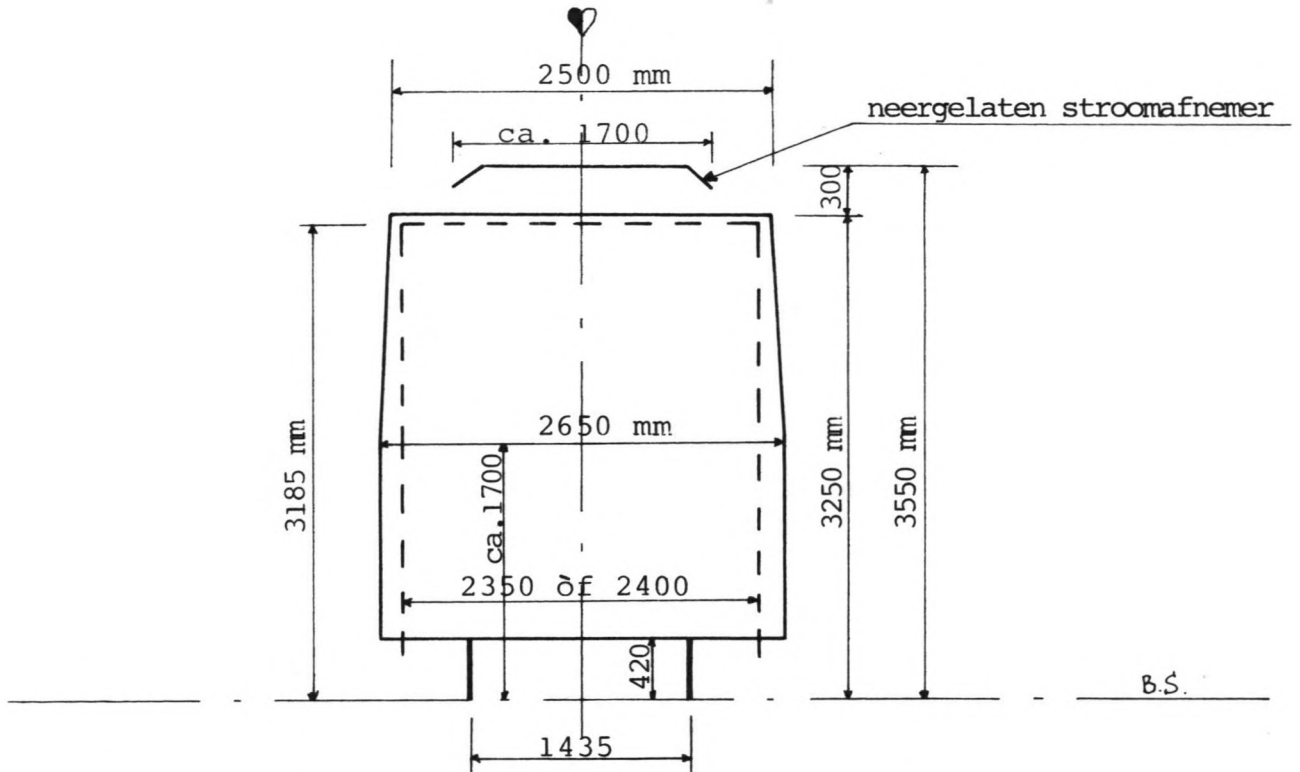


Fig. 13-C : Het materieel van de sneltram in Utrecht/  
Nieuwegein. (Lit. 21).

De ruimtes aan weerszijden en boven de tram zijn vastgesteld aan de hand van tekening EE.366 "profiel van vrije ruimte tram" van het Gemeente Vervoerbedrijf Amsterdam en aan de hand van het "profiel van vrije ruimte van sneltram in Utrecht/Nieuwegein". Ook is gekeken naar de vastgestelde profielen van vrije



———— = omtrek van modern sneltrammaterieel  
 - - - - = omtrek van een modern dubbelgeleed stadstramvoertuig

Fig. 13-A : Omtrekken van trammaterieel

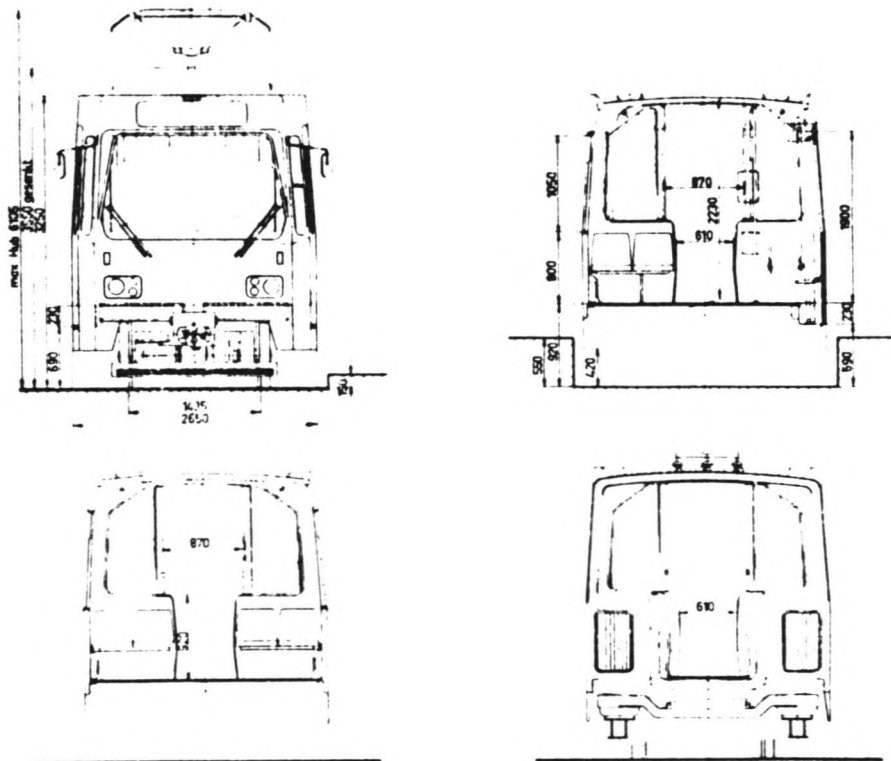


Fig. 13-B : Het materieel van de sneltram in Utrecht/ Nieuwegein.

ruimte in de voorlopige rapporten voor de sneltramtunnel (R-9-21 en ASRAN) en naar de tot nu toe toegepaste constructies in railtunnels in Nederland.

Het hier bepaalde profiel van vrije ruimte geldt voor een rechte tunnel. In bogen zal een verbreding moeten worden toegepast (zie § III.3.1. VO).

Zie figuur 13-A voor de omtrekken van het sneltrammaterieel, bladzijde 34.

Ruimte aan onderzijde : (volgens profiel van vrije ruimte sneltram Utrecht-Nieuwegein)

LINKS : maten bij perrons       RECHTS : maten in vrije baan

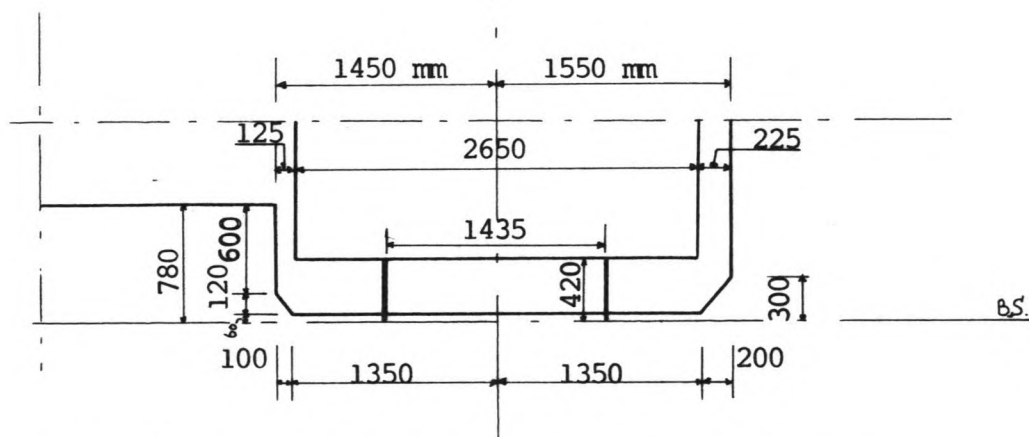


Fig. 14 : Profiel aan onderzijde van de sneltram.  
Volgens profiel van vrije ruimte Nieuwegein.

Breedte : a) zonder tussenwand :

totale breedte

ruimte tussen twee trams (Lit.3)	= 0,60 m
twee trams = 2 * 2,65 m	= 5,30 m
twee maal vluchtpad = 2 * 0,70 m	= 1,40 m
twee maal ruimte tussen vluchtpad en tram	
= 2 * 0,225 m (vluchtpad geheel buiten profiel van vrije ruimte)	= 0,45 m
	<hr/>
	7,75 m
	=====

b) mèt tussenwand :

breedte van één buis

ruimte tussen tram en wand	= 0,225 m
breedte tram	= 2,65 m
vluchtpad	= 0,70 m
ruimte tussen vluchtpad en tram	= 0,225 m
(groter genomen dan afstand perron - tram zie figuur 14 op bladzijde 35)	<hr/>
	3,80 m
	=====

Hoogte railconstructie : zie § III.2. : Hoogte van BS (bovenkant spoor) tot bovenkant vloer is bij ballastbed gelijk aan 0,55 m.

Hoogte tussen spoor en bovenleiding :

Hier wordt aangehouden de minimale hoogte die ook bij de sneltram in Nieuwegein is aangehouden. Dit is 3900 mm.

De ruimte tussen sneltramdak (zie bladzijde 34 : figuur 13-A) en bovenleiding is dan  $3900 - 3250 = 650$  mm. De ruimte tussen neergelaten stroomafnemer en bovenleiding is  $3900 - 3550 = 350$  mm.

Ter vergelijking : door de ASRAN (Ambtelijke Studiegroep Railverbinding Amsterdam-Noord) is in haar studie (Lit.3) een hoogte van 3850 mm aangehouden. Dit komt overeen met de minimale hoogte die het GVB in Amsterdam hanteert en is gebaseerd op normale stadstrams. Ruimte tussen tramdak en bovenleiding is dan  $3850 - 3185 = 665$  mm, dus iets meer dan bij de sneltram wordt aangehouden.

Hoogte voor bovenleiding en ophangconstructie :

De ASRAN past hiervoor 0,30 m toe.

Navraag bij RET (Rotterdam), HTM (Den Haag) en GVB (Amsterdam) leert, dat dit een normale maat is, maar dat het eventueel (HTM) ook met iets minder kan : 0,25 m. Dit wordt hier aangehouden.

Hoogtespeling in verband met zettingsverschillen :

Als twee tunneldelen ongelijk zakken, mag het profiel van vrije ruimte niet kleiner worden. Dit fenomeen zal zich voor-



al bij de overgang van landhoofd (op palen ???) - IJ-gedeelte (op staal ???) kunnen voordoen. Hiervoor moet een extra hoogte gecreëerd worden. Hoeveel is afhankelijk van de te verwachten zettingen. Als eerste schatting wordt hier 20 cm aangehouden.

Algemene marge :

Het is gebruikelijk om tussen het profiel van vrije ruimte en de reële constructiebegrenzing een speling van 50 mm in te bouwen (in breedte en hoogte) (HTM, GVB). Deze wordt hier ook toegepast.

De inwendige tunnelmaten worden dus :

<u>Hoogte</u> :	ballastbed (tot BS)	=	550 mm	
	spoor tot bovenleiding	=	3900 mm	} 4150 mm
	bovenleiding met ophangconstructie	=	250 mm	
	twee maal 50 mm speling (onder en boven)	=	100 mm	
	<u>Subtotaal</u>	=	4800 mm	
	200 mm zettingsspelingspeling	=	200 mm	
	<u>Totaal</u>	=	5000 mm	=====

Ter vergelijking : de ASRAN kwam zonder zettingsspelingspeling tot 4800 mm (Lit.3) ; de Metro in Rotterdam heeft een inwendige hoogte van 4830 mm (zonder ballastbed) ; de Metro in Amsterdam (diepwandgedeelte) heeft een inwendige hoogte van 4900 mm (met ballastbed) (Lit.22).

Breedte : (NB onderstaande maten gelden voor de rechte baan) :

a) zonder tussenwand

profiel van vrije ruimte = 7750 mm

twee maal 50 mm speling = 100 mm

7850 mm (is 150 mm meer dan de  
===== ASRAN)

b) met tussenwand van 300 mm	
twee maal tunnelbuisprofiel	= 7600 mm
vier maal 50 mm speling	= 200 mm
tussenwand	= 300 mm
	<hr/>
	8100 mm
	<hr/>

Ter vergelijking :

In Rotterdam (brilvorm) is 8700 mm toegepast.

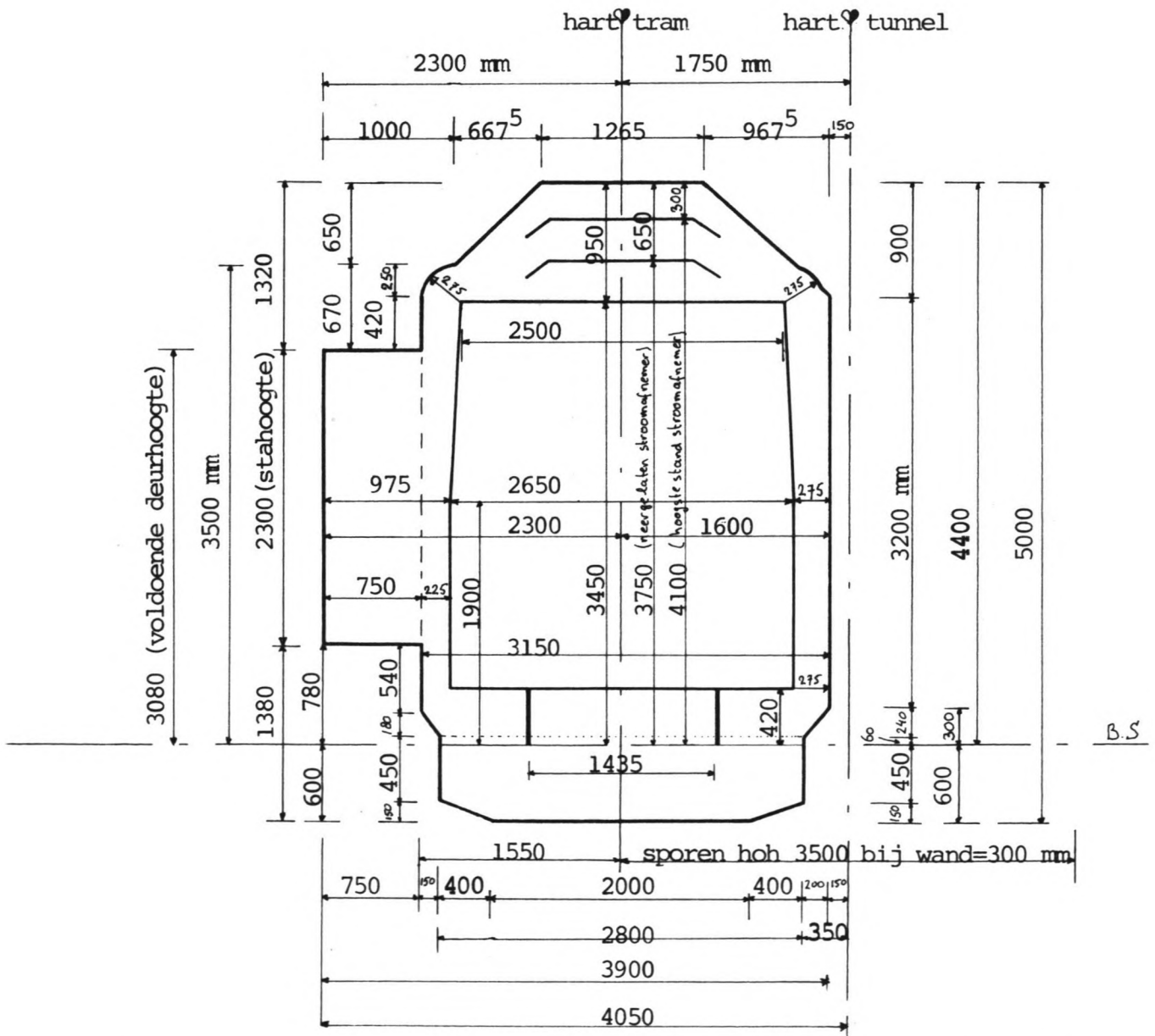


Fig. 15 Vorm en afmetingen van minimale profiel van vrije ruimte voor tunnel met tussenwand en ballastbed

Opmerkingen ad figuur 15 op bladzijde 38 :

1. inclusief 50 mm algemene marge aan alle zijden
2. de 200 mm overhoogte in verband met zettingsverschillen worden gedacht te zitten in de wagonhoogte. Deze wordt daardoor :  $3250 + 200 = 3450$  mm boven BS
3. alleen de linker helft van de tunnel wordt getekend. Uitgegaan wordt van een tunnelwand van 300 mm dikte
4. om de hoekpunten van de tram is met cirkelboogjes een afstand van 275 mm (afstand tot rand profiel van vrije ruimte + 50 mm algemene marge = 225 (zie blz. 36) + 50 = 275 mm) uitgezet
5. stahoogte op vluchtpad is hier aangenomen op 2300 mm. Voor opengaan van tramdeuren is een hoogte van  $2800 + 200$  (overhoogte) = 3000 mm boven BS vereist. De beschikbare hoogte is nu 3080 mm boven BS, dus voldoende
6. het afschuinen van de benedenhoeken van de "ballastbak" is gedaan op een wijze die NS ook hanteert bij spoor op kunstwerken

III.4.2. Uitgangspunten voor eenvoudige vorm

Gestreefd wordt naar :

- zo min mogelijk verschillende vlakken. Dus het liefst een recht-toe-recht-aan vorm zonder kleine schuine vlakjes en hoekjes
- zo symmetrisch mogelijke constructie, zodat tijdens de uitvoeringen geen vergissingen door links en rechts verwisselen kunnen ontstaan
- een goede gestroomlijnde constructie voor het beton storten

III.4.3. Vaststellen van de afmetingen van de dwarsdoorsnede

De werkmethode is, uitgaande van het minimale profiel van vrije ruimte, een zo nauw mogelijk hierom heen passende betondoorsnede te ontwerpen. Net als bij de Metro in Rotterdam wordt eerst uitgegaan van een cirkelboog met een dikte van 500 mm. Hierdoor zullen er slechts minieme betontrekspanningen

in de dwarsdoorsnede voorkomen. Vervolgens wordt gekeken, of in deze doorsnede voldoende plaats is voor het constructiebeton en het ballastbeton.

Allereerst wordt een cirkel met zo klein mogelijke straal om het minimale profiel van vrije ruimte heen geconstrueerd (zie figuur 16 op bladzijde 41).

Toelichting bij figuur 16 : Door het construeren van middelloodlijnen wordt het middelpunt M van de bedoelde cirkel gezocht. Dit zijn de middelloodlijnen tussen punten die waarschijnlijk het verst van het punt M af liggen.

Als eerste kan vrij eenvoudig de middelloodlijn tussen de punten 1 en 2 getrokken worden. Het blijkt, dat dit ook de middelloodlijn tussen de punten 6 en 7 is. Het middelpunt M zal ergens op deze lijn moeten liggen. Deze lijn is trouwens tevens de hartlijn van de rails en tramvoertuig. Vervolgens wordt bijvoorbeeld de middelloodlijn tussen 1 en 6 bepaald. Het snijpunt van de twee lijnen is dan het middelpunt van een cirkel die precies door de punten 1, 2, 6 en 7 gaat. Deze tweede middelloodlijn wordt gevonden door twee grote cirkels  $C_1$  en  $C_6$  te trekken, die als middelpunt respectievelijk punt 1 en punt 6 hebben. De lijn die de twee snijpunten van de cirkels  $C_1$  en  $C_6$  verbindt, is de middelloodlijn tussen de punten 1 en 6. Op de zelfde wijze wordt bijvoorbeeld de middelloodlijn tussen 1 en 4 bepaald.

Het blijkt, dat de middelloodlijnen van 1 en 4, 1 en 6, 1 en 2, 6 en 7 elkaar bijna in het zelfde punt snijden. Enig proberen leert, dat de cirkel met als middelpunt het snijpunt van de middelloodlijnen van 1 en 2, 6 en 7, 1 en 6 de kleinste straal heeft.

De straal van deze cirkel kan als volgt bepaald worden :  
De afstand tot de punten 1, 2, 6 en 7 is precies gelijk.

Stel afstand onderkant  $\rightarrow M = x + 150$  mm

afstand bovenkant  $\rightarrow M = y$

De afstand 1-2 = 2800 mm  $\rightarrow$  helft = 1400 mm

De afstand 6-7 = 1265 mm  $\rightarrow$  helft = 632,5 mm

Cirkel 4

Cirkel 6

hart tram

hart tunnel

$R_1$	=	2660 mm
$R_2$	=	$R_1 + 500 = 3160$ mm
$H_{tot}$	=	$2 * R_2 = 6320$ mm
$B_{tot}$	=	9820 mm

Cirkel 4

Cirkel 1

Cirkel 6

Cirkel 6

Cirkel 1

Cirkel 4

middelloodlijn 1-2 en 6-7

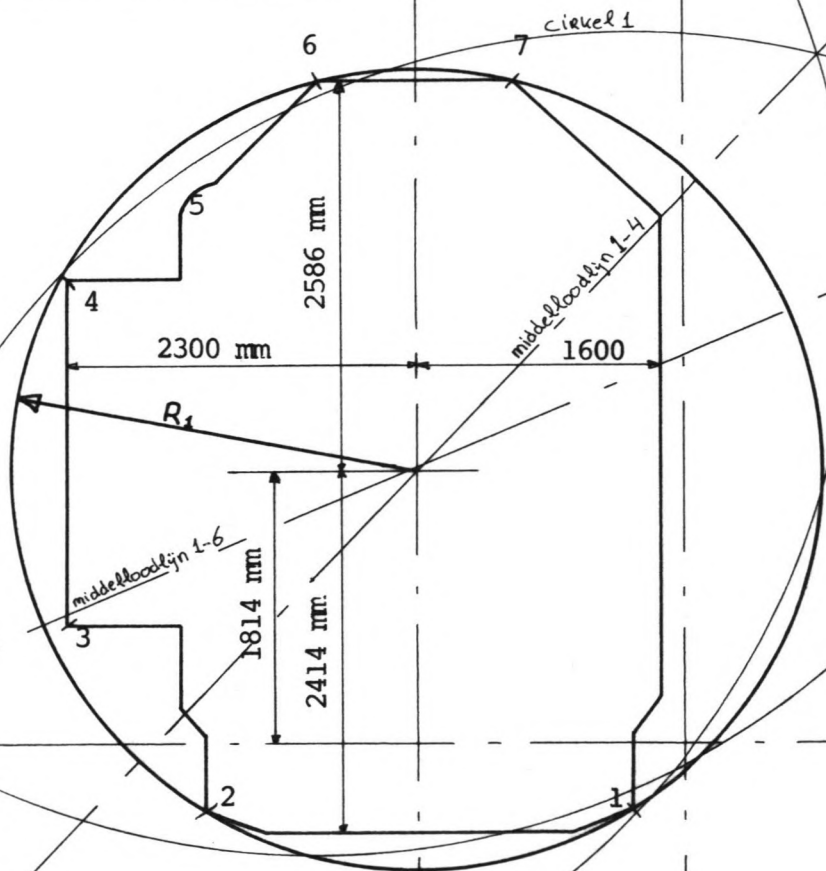


Fig. 16 : Construeren van zo klein mogelijke cirkel om het profiel van vrije ruimte.

De volgende vergelijkingen zijn op te stellen :

$$(1) \quad x^2 + 1400^2 = R_1^2 \quad (R_1 = \text{straal van kleinste cirkel})$$

$$(2) \quad y^2 + 632,5^2 = R_1^2$$

$$(3) \quad x + y = 5000 - 150 = 4850 \text{ mm (totale inwendige hoogte - 150 mm)}$$

$$\Rightarrow x = \frac{1}{2} * 4850 + \frac{(632,5)^2 - (1400)^2}{2 * 4850} = 2264,2 \approx 2264 \text{ mm,}$$

$$y = 4850 - 2264,2 = 2585,8 \approx 2586 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow \left\| \begin{array}{l} R_1 = 2662,1 = \underline{2660 \text{ mm}} \\ R_2 \quad R_1 + 500 = \underline{3160 \text{ mm}} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow \left\| \underline{\text{Constructiehoogte totaal}} = 2 * R_2 = \underline{\underline{6320 \text{ mm}}}$$

$$\text{Dakdikte} = R_2 - y = 3160 - 2586 = 574 \text{ mm}$$

$$\text{Vloerdikte} = R_2 - (x + 150) = 3160 - 2414 = 746 \text{ mm}$$

$$\text{Afstand M tot hart tunnel} = 1750 \text{ mm (middenwanddikte 300 mm)}$$

$$\Rightarrow \left\| \underline{\text{Constructiebreedte totaal}} = 2 * R_2 + 2 * 1750 = \underline{\underline{9820 \text{ mm}}}$$

Middenwanddikte is dus 300 mm (aangenomen)

$$\text{Buitenwanddikte} = R_2 - 2300 = 860 \text{ mm}$$

BS (bovenkant spoor) ligt op :

1814 mm boven de onderzijde van de tunnel ( $x + 150 - 600$ )  
en op 4506 mm onder de bovenzijde van de tunnel ( $2 * R_2 - 1814$ )

Ter vergelijking : de ASRAN (Lit.3) kwam tot : B = ca. 9500 mm  
vloer, dak en wanddikte 900 mm H = ca. 7000 mm  
geen tussenwand

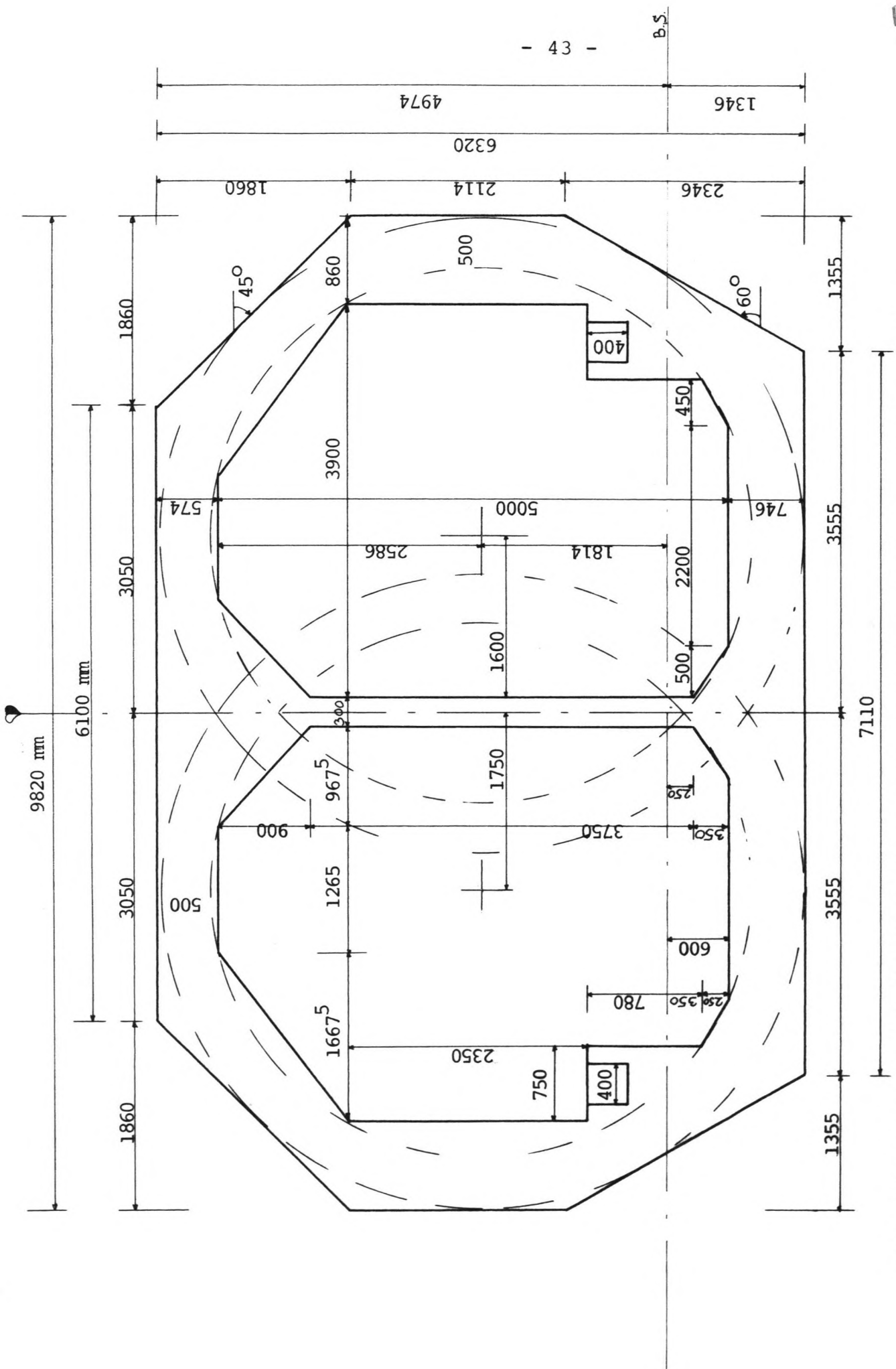
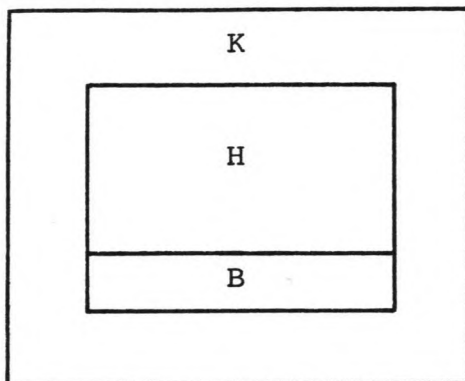


Fig. 17 : Eerste tunneldoorsnede, uitgaande van  $R_1 = 2660$  mm en  $R_2 = 3160$  mm.  
 (  $O = 55,42$  m<sup>2</sup> ,  $H = 32,87$  m<sup>2</sup> ,  $K+B = 22,55$  m<sup>2</sup> )

Bepalen van verhouding ballastbeton (B) - Konstruktiebeton (K)  
- Holle ruimte (H)



K = hoeveelheid konstruktiebeton in m<sup>2</sup> .

H = hoeveelheid holle ruimte in m<sup>2</sup> .

B = hoeveelheid ballastbeton in m<sup>2</sup> .

$$(K \cdot \rho_k + B \cdot \rho_b) - \rho_w \cdot (K + H + B) = 0 \rightarrow \text{indifferent}$$

$$> 0 \rightarrow \text{zinken}$$

$$< 0 \rightarrow \text{opdrijven}$$

Met :  $\rho_k$  = volumieke massa konstruktiebeton in kg/m<sup>3</sup>  
 $\rho_b$  = volumieke massa ballastbeton in kg/m<sup>3</sup>  
 $\rho_w$  = volumieke massa water in kg/m<sup>3</sup>

Fig. 18 : Relatie tussen de hoeveelheid konstruktiebeton, holle ruimte en ballastbeton in de dwarsdoorsnede van een tunnel op basis van het drijvend vermogen.

Uitgangpunten : (zie Lit.16-B en 23)

- $\gamma$  konstruktiebeton in transportfase = 24,6 KN/m<sup>3</sup>
- $\gamma$  K in eindfase = 24,2 KN/m<sup>3</sup>
- $\gamma$  ballastbeton = 22,5 KN/m<sup>3</sup>
- $\gamma$  water = 10,0 KN/m<sup>3</sup>
- g (versnelling van zwaartekracht) = 10,0 m/s<sup>2</sup>
- Gewicht zinkuitrusting = 30,0 KN/m
  
- benodigd overwicht eindfase = 5,0 KN/m<sup>2</sup> (Lit.17  
 (is waarde als in A'dam aangehouden)
- tunneldwarsdoorsnede op blz. 43 met  
 totaal oppervlak = 55,42 m<sup>2</sup>  
 tunnelhoogte = 6,320 m
- vrijboord drijvend transport = 5 à 10 cm (Lit.16  
 (ca. 1% van tunnel boven water) en 23)
- steenslag van spoorballast wordt voor 90%  
 als tunnelballast gebruikt (§ III.3.)



Bepalen vrijboord :

De tunnelbovenzijde van de tunnel in figuur 17 op bladzijde 43 is als volgt :

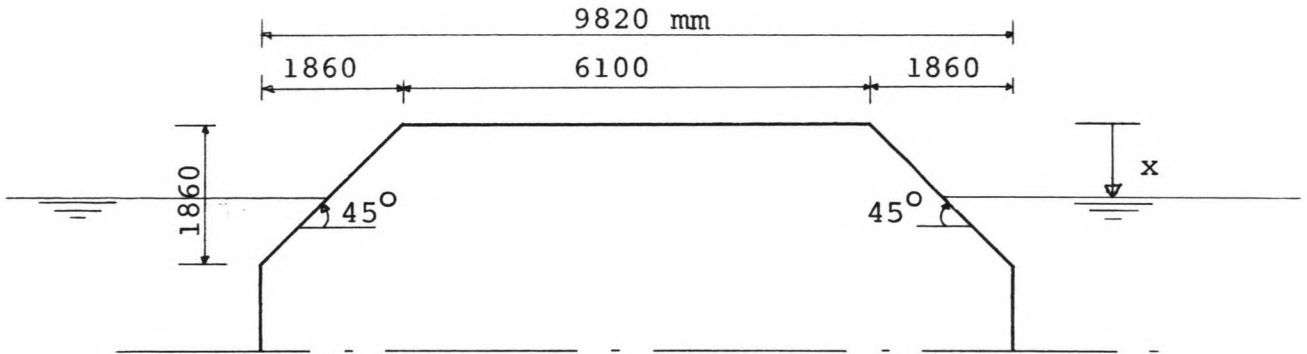


Fig. 19 : De boven water uitstekende bovenzijde van de tunnel.

Oppervlakte van gedeelte boven water als water nog boven de knik staat :

$$A_{\text{droog}} = 6,100 * x + 2 * \frac{1}{2} * x^2 = x^2 + 6,100x$$

Stel : 1% van tunnel boven water =  $0,01 * 55,42 = 0,5542 \text{ m}^2$

Dan is  $x = \text{vrijboord} = 0,090 \text{ m}$  (dus tussen 5 à 10 cm, dus voldoende)

Transportfase : Dan moet rekening gehouden worden met

$\gamma_K = 24,6 \text{ KN/m}^2$ , met het aanwezig zijn van zinkuitrusting en dergelijke en met 99% van tunnel onder water.

B = oppervlakte Ballastbeton in dwarsdoorsnede  $[\text{m}^2]$

K = oppervlakte Konstruktiebeton in dwarsdoorsn.  $[\text{m}^2]$

H = oppervlakte Holle ruimte in dwarsdoorsnede  $[\text{m}^2]$

1,101 = oppervlakte spoorballastmateriaal  $[\text{m}^2]$  (zie blz.32)

Verticaal evenwicht geeft :

$$\gamma_K * K + G_{\text{zinkuitrusting}} = 0,99 * (B+H+K+1,101) * \gamma_{\text{water}}$$

$$24,6 * K + 30 = 0,99 * (B+H+K+1,101) * 10 \quad (1)$$

Eindfase : Rekening moet worden gehouden met :

-  $\gamma_K = 24,2 \text{ KN/m}^3$ ,  $\gamma_B = 22,5 \text{ KN/m}^2$ ,  $\gamma_W = 10,0 \text{ KN/m}^2$

- hele tunnel onder water (100%)

- spoorballastmateriaal met een doorsnede-oppervlakte =  $1,101 \text{ m}^2$  en gewicht  $33,05 \text{ KN/m}$  (blz. 32 )
- gewenst overgewicht van  $5,0 \text{ KN/m}^2$  vloeroppervlak

NB : boven het grootste gedeelte van de vloer is de tunnel-hoogte  $6,320 \text{ m}$ . De opwaartse waterdruk is dan  $6,320 * 10 = 63,20 \text{ KN/m}^2$ . Door totaal eigengewicht moet de druk op ondergrond dus zijn :  $63,20 + 5,0 = 68,2 \text{ KN/m}^2$

Dit is een overwicht van :

$$\frac{5,0}{63,20} * 100\% = 7,91\%$$

Verticaal evenwicht in de eindfase geeft dan :

$$24,2 * K + 33,05 + 22,5 * B = 1,0791 * (B+H+K+1,101) * 10 \quad (2)$$

$$\text{invullen van (1) in (2) levert : } B = 1,485 * K - H + 1,929 \quad (1^A)$$

en :

$$24,2 * K + 33,05 + 22,5 * (1,485 * K - H + 1,929) = 10,791 * (2,485 * K + 3,030) \quad (2^A)$$

uitwerken geeft uiteindelijk :

$$\begin{aligned} K &= 0,7306 * H - 1,4210 = \underline{0,731 * H - 1,421} \quad [m^2] \\ B &= 0,0849 * H - 0,1806 = \underline{0,085 * H - 0,181} \quad [m^2] \end{aligned}$$

Bepalen van holle ruimte in de eerste dwarsdoorsnede: (fig. 17 op blz. 4)

<u>Halve tunnel : H :</u>		
+ totale breedte * totale hoogte	= + $3,900 * 5,000$	= + $19,500 \text{ m}^2$
- driehoek boven buiten	= - $\frac{1}{2} * 1,6675 * 1,270$	= - $1,059$
- driehoek boven binnen	= - $\frac{1}{2} * 0,9675 * 0,900$	= - $0,435$
- driehoek onder binnen	= - $\frac{1}{2} * 0,500 * 0,350$	= - $0,088$
- driehoek onder buiten	= - $\frac{1}{2} * 0,450 * 0,250$	= - $0,056$
- oppervlak onder vluchtpad	= - $0,750 * 1,380$	= - $1,035$
+ kabelgoot in vluchtpad	= + $0,400 * 0,400$	= + $0,160$
- oppervlakte ballastbed	= - zie blz. 31	= - $0,551$
		+ <hr style="width: 100%;"/>
<u>H<sub>halve tunnel</sub></u>		<u><u><math>16,437 \text{ m}^2</math></u></u>

$$\begin{aligned}
 \Rightarrow \quad & \underline{\underline{H_{\text{hele tunnel}}}} = \underline{\underline{32,873 \text{ m}^2}} \\
 \Rightarrow \quad & K_{\text{nodig}} = 22,596 \text{ m}^2 \approx 22,60 \text{ m}^2 \\
 \Rightarrow \quad & B_{\text{nodig}} = 2,610 \text{ m}^2 = 2,61 \text{ m}^2 \\
 & \hspace{15em} \underline{\hspace{10em}} \quad + \\
 & \text{en oppervlakte ballastbed} = \quad 25,206 \text{ m}^2 \\
 & \text{en oppervlakte holle ruimte} = \quad 1,101 \text{ m}^2 \\
 & \hspace{15em} \underline{\hspace{10em}} \quad + \\
 & \underline{\underline{\text{Benodigde Totale DSNoppervlak}}} \quad 32,873 \text{ m}^2 \\
 & \hspace{15em} \underline{\hspace{10em}} \quad + \\
 & \underline{\underline{\text{Benodigde Totale DSNoppervlak}}} \quad 59,180 \text{ m}^2 \\
 & \hspace{15em} \underline{\hspace{10em}}
 \end{aligned}$$

Er is nu (fig. 17, blz. 43) aanwezig :  $O = 55,42 \text{ m}^2$ , dus er moet meer oppervlak gecreëerd worden.

Veranderen van dwarsdoorsnede

In de doorsnede in figuur 17, blz. 43 is te weinig ruimte aanwezig voor ballastbeton :

Aanwezig maximaal :

$$\begin{aligned}
 + \text{ onder looppad} & : 2 * \frac{1}{2} * 1,130 * 0,750 - 0,400 * 0,400 = 0,688 \text{ m}^2 \\
 + \text{ onder in tunnel} & : 2 * \frac{1}{2} * 2,200 * 0,246 = 0,541 \text{ m}^2 \\
 & \hspace{15em} \underline{\hspace{10em}} \quad + \\
 \text{Totaal ca.} & \quad \underline{\underline{1,23 \text{ m}^2}}
 \end{aligned}$$

nodig is zeker  $2,61 \text{ m}^2$ , er moet dus nog  $1,38 \text{ m}^2$  "gevonden" worden.

Het wordt nogal problematisch om nog op andere plaatsen binnen de cirkelbogen ballastbeton te plaatsen. Het storten tegen buitenwand aan of eventueel met prefab stukken werken, is waarschijnlijk een nogal kostbare methode. Daarom worden een aantal andere mogelijkheden overwogen.

Voor de konstruktiebetonoppervlakte zijn voldoende mogelijkheden aanwezig voor vergroting. Bijvoorbeeld het opvullen van de buiten driehoeken of eventueel het dikker maken van de wanden.

Bedacht moet worden, dat het eventueel hoger maken van de dwarsdoorsnede onder het niveau van de spoorstaven zal moeten gebeuren. Lager leggen van de sporen levert namelijk onover-

komelijk steile hellingen (meer dan 7,5%) op (zie § III.6.) en hoger maken boven het spoor maakt dat de gronddekking in de zogenaamde dwangpunten minder wordt dan de minimummaat van 1m. Hoger maken van de dwarsdoorsnede betekent dus een diepere ligging van de tunnelonderzijde. De tunnel wordt in totaal niet langer (spoorlengte blijft gelijk). Wel betekent een diepere ligging een diepere sleuf in de IJ-bodem en dus meer baggerwerk. Hierdoor zal een hoger ontwerp iets duurder worden. Breder worden van de dwarsdoorsnede zal ook een iets bredere sleuf vragen en dus ook iets duurder zijn.

Men moet wel bedenken, dat de ordegrootte van hoger of breder maken 10 à 15 cm zal zijn. Erg veel duurder zal het vergroten van de doorsnede dus niet zijn, vooral ook omdat dit ook ongeveer de nauwkeurigheid is waarmee gebaggerd zal worden.

(Lit.23 : "zelfs bij zeer precieze uitvoering (die natuurlijk kostbaar is) zullen afwijkingen ten opzichte van het gewenste vlak van plus en min 0,1 m voorkomen").

Er kunnen een aantal mogelijkheden voor verbetering genoemd worden :

1. Zelfde dwarsdoorsnede, maar zwaarder ballastbeton

Stel bijv. dat door middel van zwaardere toeslag een

$\gamma_B = 25 \text{ KN/m}^2$  wordt verkregen. Formule (2) op blz. 46 wordt dan

$$24,2 * K + 33,05 + \underline{25,0} * B = 1,0791 * (B+H+K+1,101) * 10$$

uitwerken levert :  $K = 0,724 * H - 1,408$

en  $B = 0,076 * H - 0,161$

Bij  $H = 32,873 \text{ m}^2$  wordt dus  $K_{\text{benodigd}} = 22,408 \text{ m}^2$

$B_{\text{benodigd}} = 2,329 \text{ m}^2$

Het vergroten van  $\gamma_B$  helpt dus wel wat, maar zet niet veel zoden aan de dijk. De benodigde  $1,4 \text{ m}^2$  zal slechts met zeer zware ballast (bijv.  $\gamma_B = 40 \text{ KN/m}^3$ ) gewonnen kunnen worden.

## 2. Meer konstruktiebeton toepassen en drijvend transport met behulp van drijvers

Door aan de buitenzijde van het op blz. 43 geplaatste figuur 17 getekende profiel meer konstruktiebeton aan te brengen (dit beton wordt al in het bouwdok gemaakt) zal de tunnel in de eindfase zwaar genoeg kunnen worden.

Er moet aangebracht worden ca. :

$$\text{benodigd opp.} * \frac{\gamma_B}{\gamma_K \text{ onder water}} = 1,38 * \frac{22,5}{14,2} \approx 2,2 \text{ m}^2 \text{ konstruktiebeton.}$$

Hiervoor is ruimte genoeg : bijvoorbeeld het opvullen van beneden driehoeken levert  $3,18 \text{ m}^2$  op.

Ook tijdens het drijvend transport is de tunnel nu evenwel zwaarder. Het drijfvermogen kan vergroot worden door drijvers aan de tunnel te koppelen. Het risico bestaat, dat de verbinding met de drijvers defect raakt en de tunnel zinkt tijdens het transport.

Verder is dit mijns inziens een weinig elegante oplossing. Beter en veiliger is het er naar te streven de tunnel zo te construeren, dat hij zonder hulp, op zichzelf, blijft drijven.

## 3. Na afzinken de "buiten driehoeken" opvullen met ballastbeton

Er wordt (of er is al) een bekisting aangebracht aan de buitenzijde en na het afzinken met behulp van tijdelijke ballast wordt deze kist gevuld met ballastbeton. Ook hier geldt, net als bij 2., dat gerekend moet worden met het onder water gewicht van beton :  $\gamma_B \text{ onder water} - \gamma_W = 22,5 - 10 = 12,5 \text{ KN/m}^3$ .

Er moet dus meer ballastbeton worden aangebracht.

Het storten kan door speciale openingen in de tunnelwand of van buiten af gebeuren. Deze wijze van storten zal aanzienlijk kostbaarder zijn dan het storten van ballastbeton in de tunnel. Ook het aanbrengen van de buitenbekisting is een lastig karwei. Bij het al in het bouwdok aanbrengen van zo'n buitenkist vormt deze kist een kwetsbare konstruktie tijdens transport en afzinken.

Overigens zal het niet verstandig zijn om de boven driehoeken "op te vullen". Deze afschuining is namelijk ook functioneel in verband met scheepsankers. Deze hebben zo minder snel vat op de tunnel als ze onverhoopt toch door de gronddekking heen dringen, terwijl ze door de bodem worden getrokken (bijvoorbeeld bij noodstop van een schip) (zie § III.1.).

#### 4. Zwaar aanvullingsmateriaal op de tunnel

Hierbij wordt gedacht aan betonplaten of stortmateriaal waarvan de aanwezigheid gegarandeerd kan worden. Er blijft tóch het gevaar bestaan, dat het materiaal in de toekomst verdwijnt. Een bezwaar is ook, dat de bovenkant van de tunnel hoger komt te liggen waardoor de gronddekking geringer zal zijn. Dit is in principe wel mogelijk in dit geval als tunnel plus bijvoorbeeld betonplaten gedimensioneerd worden op het opnemen van krachten door een vallend anker.

#### 5. Trekverbinding met ondergrond maken (koppelen van ondergrond aan tunnel)

De ondergrond kan als tunnelballastmateriaal worden benut als het eigen gewicht hiervan wordt gemobiliseerd. Er kunnen bijvoorbeeld met behulp van een spuitlans platen in de grond worden aangebracht die door middel van een trekverbinding (kabels, staven) aan de tunnel worden gekoppeld. Er kunnen zich drie situaties voordoen :

a) Het gewicht van de tunnel is na het aanbrengen van spoorballast en installaties voldoende om de tunnel op zijn plaats te houden, doch de veiligheid tegen opdrijven (gewenst : 8 %) is onvoldoende. (zie blz. 46 ). Door onderliggende grondlagen aan de konstruktie te koppelen, wordt wel voldoende veiligheid bereikt. Er moet evenwel bedacht worden, dat in dit geval het gewicht van de ondergrond pas gemobiliseerd wordt als de tunnel omhoog is verplaatst ! De trekverbindingen moeten namelijk eerst onder spanning komen. Dit gaat gepaard met enige verschuiving van de platen onder in de grond (schuifspanning in de grond moet tot ontwikkeling komen) en met rek van de verbindingen. In totaal kan wel een verplaatsing van een tien-

tal mm optreden. De veiligheid is dus niet zo "hard". Het is trouwens niet mogelijk om de trekverbindingen van te voren al op te spannen. Aangezien er slechts samendrukbare lagen aanwezig zijn vlak onder de tunnel, zal de aangebrachte voorspanning door consolidatie van deze lagen weer verdwijnen.

b) De volumieke massa van de tunnel inclusief spoorballast en installaties is ongeveer gelijk aan die van het omringende water. Bij het mobiliseren van het gewicht van de ondergrond treden weer de zelfde problemen op als bij a). Een bijkomend probleem wordt evenwel gevormd door de dynamische effecten die optreden als een tram door de tunnel rijdt. De belasting door de tram is nu niet klein ten opzichte van het eigen gewicht van de tunnel en er kunnen flinke verplaatsingen optreden. Waarschijnlijk is dit niet acceptabel. Er zal onderzocht moeten worden bij welke verhouding van tunnelgewicht/trambelasting de dynamische effecten storend worden. Dit wordt hier niet gedaan.

c) De volumieke massa van de tunnel, spoorballast en installaties is kleiner dan die van het water. De tunnel zal willen opdrijven, maar wordt tegengehouden door het gewicht van de ondergrond. De trekverbindingen zullen nu continu onder spanning staan. Er kan worden uitgerekend hoeveel opdrijvend vermogen de tunnel moet hebben, wil een trampassage geen vervelende effecten opleveren.

Als dus gekozen wordt voor de oplossing met trekverbindingen, dan is mogelijkheid c) de beste keuze. De tunnel "hangt" zo als het ware aan de ondergrond.

Dit lijkt een goede mogelijkheid maar wordt hier toch niet gekozen omdat :

- het maken van een groot aantal trekverbindingen met de (diepere) ondergrond kostbaarder lijkt dan het werken met ballastbeton in de tunnel
- het doel van deze studie is een fundering op staal te ontwerpen in tegenstelling tot de IJ-autotunnel waar met palen is gewerkt. Het maken van verbindingen met de ondergrond

past eigenlijk niet goed binnen dit stramien

Toch verdient deze mogelijkheid nader onderzoek, zeker als blijkt, dat de "gewone" fundering op staal niet, of maar net, voldoet in dit geval.

6. Het verruimen van het inwendig profiel van vrije ruimte zodat inwendig ruimte voor ballastbeton wordt gecreëerd

Breder maken van het profiel is geen goede oplossing omdat dan Holle ruimte wordt gecreëerd die slechts zeer moeilijk later met ballastbeton kan worden opgevuld. Als onder de spoorstaven meer hoogte wordt gecreëerd, kan deze later eenvoudig worden opgevuld met ballastbeton. Er wordt zo tevens een uitvlaklaag voor initiële zettingsverschillen verkregen zodat de spoorballast alleen gebruikt hoeft te worden voor het uitvlakken van zettingsverschillen op langere termijn.

Niet breder maken en wel hoger betekent, dat de cirkelvorm wordt verlaten en twee overlappende staande ellipsen worden verkregen. In § III.1. wordt aangetoond, dat dit niet hoeft te betekenen, dat meteen grote betontrekspanningen zullen voorkomen.

De laatste mogelijkheid wordt hier verder uitgewerkt. De zo verkregen dwarsdoorsnede zal in een deelontwerp bij de vakgroep Toegepaste Mechanica op trekspanningen worden gecontroleerd en eventueel aangepast.

Construeren van verbeterde doorsnede (vergelijk blz. 43 )

Met het verlaten van de precieze cirkelvorm kunnen ook een aantal inwendige maten nog enigzins verbeterd worden.

Boven : de horizontale maten  $1667^5 - 1265 - 967^5$  veranderen in  
1665 - 1270 - 965

Onder : de maten van de "ballastbak" worden symmetrisch gemaakt

Voor het overige blijven de maten gelijk.

Zie voor een en ander figuur 20 op blz. 53.



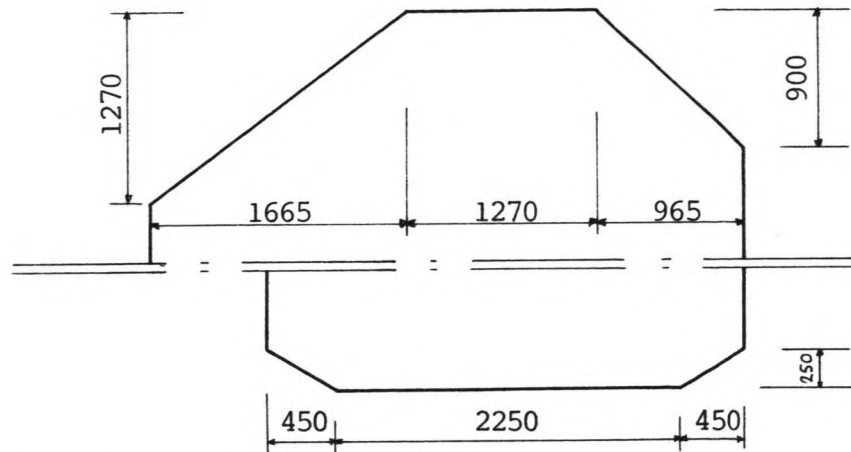


Fig. 20 : Vereenvoudiging van de inwendige afmetingen.

De holle ruimte wordt dan : (zie ook blz.46) :

Halve tunnel H :

+ totale breedte * totale hoogte	= + 3,900 * 5,000	= + 19,500 m <sup>2</sup>
- driehoek boven buiten	= - ½ * 1,665 * 1,270	= - 1,057
- driehoek boven binnen	= - ½ * 0,965 * 0,900	= - 0,434
- driehoek onder binnen	} = - ½ * 2 * 0,450 * 0,250	= - 0,113
- driehoek onder buiten		
- oppervl. onder vluchtpad	= - 0,750 * 1,380	= - 1,035
+ kabelgoot in vluchtpad	= + 0,400 * 0,400	= + 0,160
- oppervl. ballastkorrels	= - (zie blz.32)	= - 0,551
		+ 16,470 m <sup>2</sup>

$$H_{\text{hele tunnel}} = 2 * 16,470 = 32,941 \text{ m}^2 \approx 32,94 \text{ m}^2$$

Gebruik van de formules voor K en B op blz.46 levert op :

$$K_{\text{benodigd}} := 22,646 \text{ m}^2 = 22,65 \text{ m}^2$$

$$B_{\text{benodigd}} := 2,616 \text{ m}^2 = 2,62 \text{ m}^2$$

<u>Totaal benodigde oppervlak</u> :	+ H	= + 32,941 m <sup>2</sup> ≈ 32,94
	+ K	= + 22,646 ≈ 22,65
	+ B	= + 2,616 ≈ 2,62
	+ ballast korrels	= + 1,101 ≈ 1,10
		+ 59,304 m <sup>2</sup> ≈ 59,30
	Totaal O	= <u>59,304 m<sup>2</sup></u> ≈ <u>59,30 m</u>

NB : Overigens moet bedacht worden, dat hier scherpe hoeken zijn aangenomen maar dat bij de werkelijke tunnel al deze hoeken een afrondingsstraal zullen hebben, met als gevolg dat de holler ruimte iets minder wordt.

Bepalen van dikte van ballastbetonlaag

Uitgegaan wordt van de volgende aanname voor de vorm van de onderzijde van de tunnel (inwendig) :

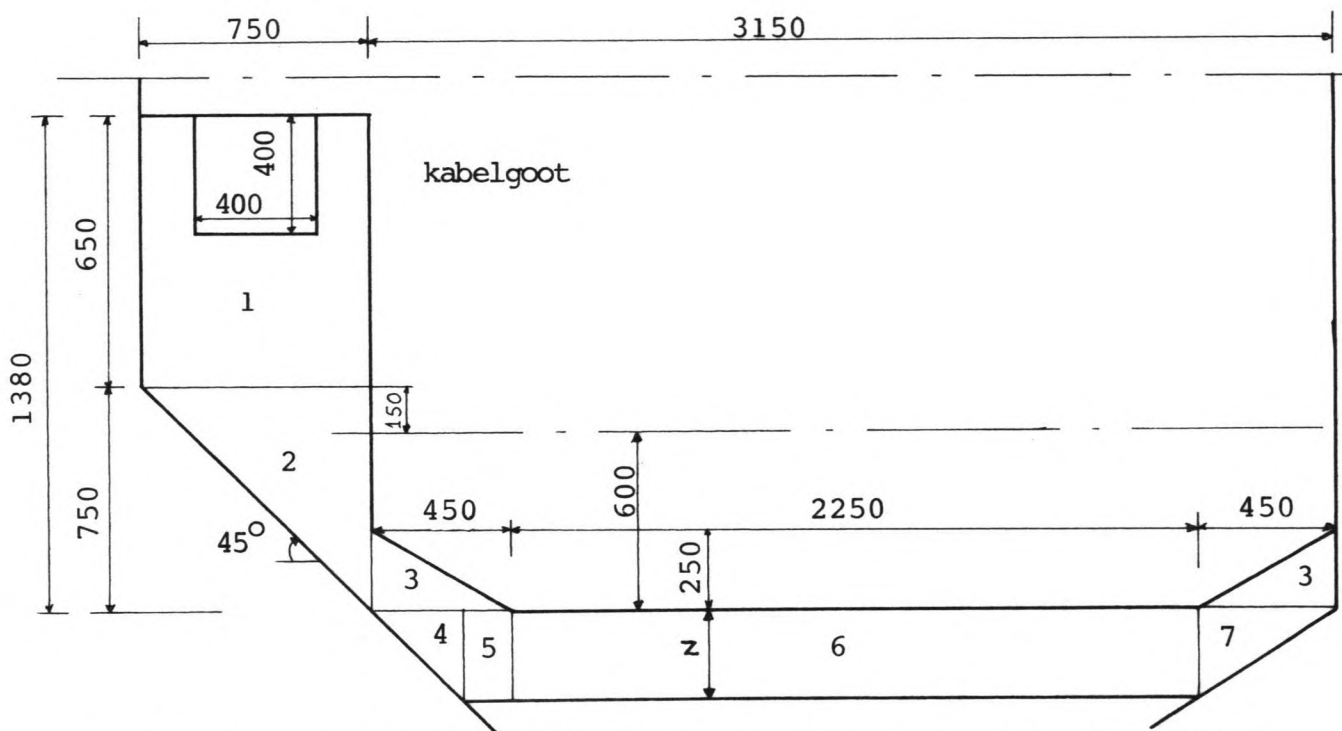


Fig. 21 : Aanname voor vorm en afmetingen van de inwendige onderzijde.

De oppervlaktes (1), (2), (3), (4), (5), (6) en (7) zijn beschikbaar voor ballastbeton. Nodig is :  $\frac{1}{2} * 2,616 = 1,308 \text{ m}^2$ .

Bechikbaar is :

Opp. (1) + (2) + (3) = constant bij variabele z =

$$0,750 * 0,630 - 0,160 + \frac{1}{2} * (0,750)^2 + 2 * \frac{1}{2} * 0,450 * 0,25$$

$$= 0,313 + 0,281 + 0,113 = 0,706 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned}
 \text{Opp. (4)} &= \frac{1}{2} * Z^2 \\
 \text{Opp. (5)} &= Z * (0,450 - Z) = 0,450 * Z - Z^2 \\
 \text{Opp. (6)} &= 2,250 * Z \\
 \text{Opp. (7)} &= \frac{1}{2} * Z * 0,450 = 0,225 * Z \quad + \\
 \hline
 \text{Opp. (4) + (5) + (6) + (7)} &= -\frac{1}{2} * Z^2 + 2,925 * Z \\
 & \quad \text{=====}
 \end{aligned}$$

Dus in totaal :  $-\frac{1}{2} \cdot Z^2 + 2,925 \cdot Z + 0,706 = 1,308 \text{ m}^2$

⇒  $Z = 0,214 \text{ m}$  (of  $5,636 \text{ m}$ , maar deze oplossing wordt hier niet bedoeld)

Neem :  $Z = 0,215$  ("ronde maat")

Dan :  $B = 2 * \left\{ -\frac{1}{2} \cdot Z^2 + 2,925 \cdot Z + 0,706 \right\} = 2,624 = 2.62 \text{ m}^2$ , dus correct.

Uitgaande van deze vorm voor de binnen onderzijde en verder natuurlijk zoveel mogelijk strevend naar de voornoemde doorsnedematen, kan de volgende doorsnede worden geconstrueerd : zie figuur 22 op bladzijde 56.

NB : deze doorsnede is geconstrueerd nadat eerst een iets andere doorsnede met behulp van de elementenmethode was doorge-rekend. Vooral in de buiten onderhoek bleken hierbij aan de onderzijde nog enige betontrekspanningen (tot  $0,95 \text{ N/mm}^2$ ) voor te komen.

Hierna is de nu volgende doorsnede getekend waarbij gepro-beerd is deze trekspanningen enigzins te voorkomen.

De deelstudie bij de vakgroep Toegepaste Mechanica wijst uit, dat hierin is geslaagd. In de "buiten onderhoek" komen nog en-kel geringe trekspanningen voor (ca.  $0,4 \text{ N/mm}^2$ ). De grootste trekspanning in de dwarsdoorsnede (diepste punt van de tunnel, normale wa-terstand) is circa  $0,6 \text{ N/mm}^2$  en komt voor aan de binnenzijde van de buitenwand, ongeveer op halve hoogte.

De grootste drukspanning is circa  $3,2 \text{ N/mm}^2$  en komt voor aan de binnenzijde van de overgang van vloer op buiten onderhoek. In dit punt treedt ook een piek in de schuifspanning of :  $1,7 \text{ N/mm}^2$  Als bijvoorbeeld beton van kwaliteit B 22,5 zou worden toege-past, is de rekenwaarde voor de betondruksterkte :

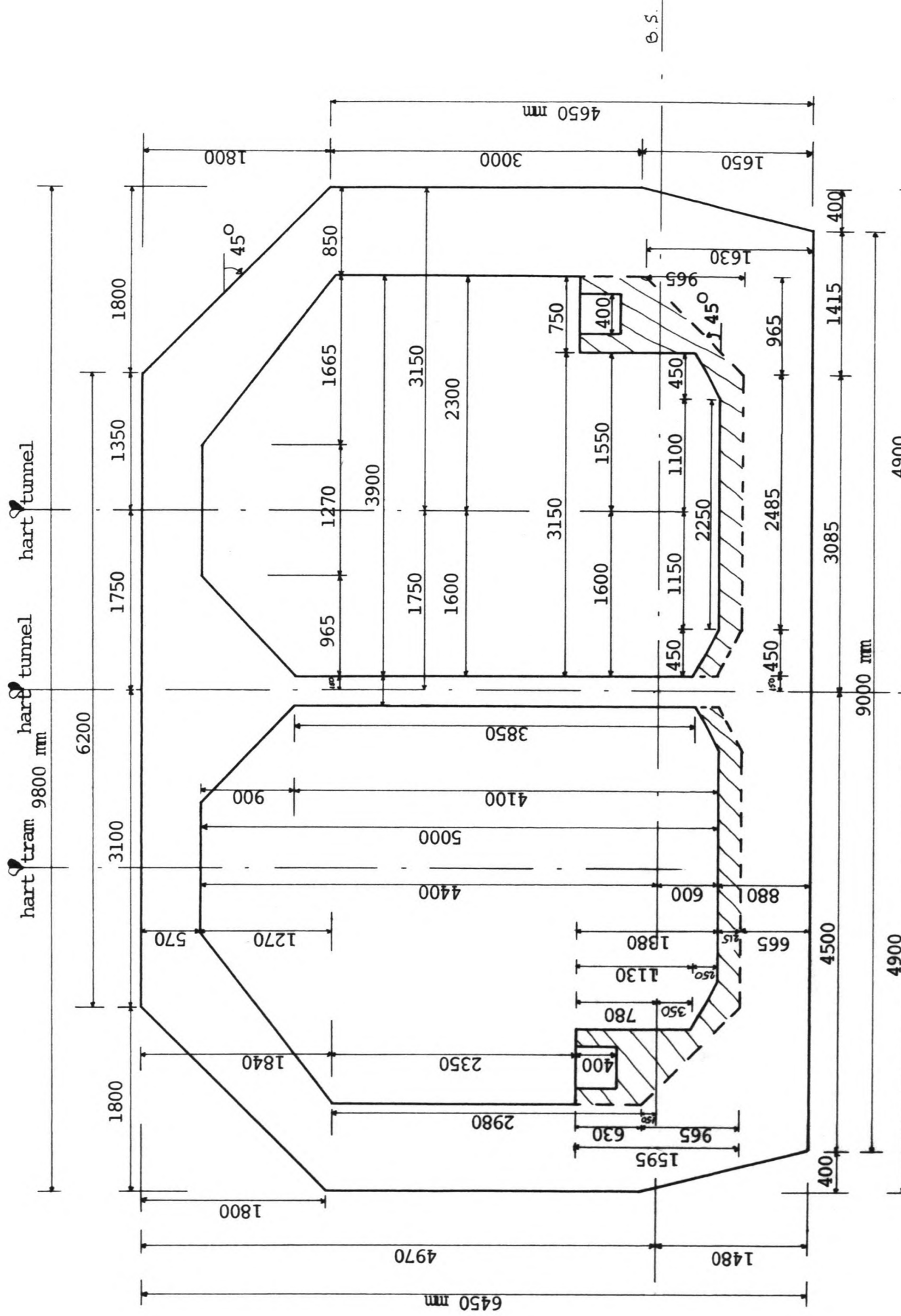


Fig. 22 : Definitieve dwarsdoorsnede :  $O = 59,31 \text{ m}^2$  ,  $H = 32,94 \text{ m}^2$  ,  $K = 22,64 \text{ m}^2$  ,  $B = 2,62 \text{ m}^2$  .  
 ///// = Ballastbeton ; Opp. spoorballast =  $1,10 \text{ m}^2$  .

$$f'_b = 13,5 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{Lit. 24 en 25}).$$

- rekenwaarde voor betontreksterkte :  $f_b = 1,3 \text{ N/mm}^2$

- schuifspanning waarbij nog geen dwarskrachtwapening hoeft te worden toegepast :  $T_1 = 0,65 \text{ N/mm}^2$

Maximale schuifspanning :  $T_2 = 4,5 \text{ N/mm}^2$

Dwarsdoorsnede oppervlaktes : (fig 22).

O = totale oppervlakte :

+ totale breedte \* totale hoogte = + 9,800 \* 6,450 = + 63,210 m<sup>2</sup>

- 2 \* bovendriehoek = - (1,800)<sup>2</sup> = - 3,240

- 2 \* benedendriehoek = - 0,400 \* 1,650 = - 0,660

Totale O = 59,310 m<sup>2</sup>

Vereist was (zie blz.53) :

O = 59,304 m<sup>2</sup>, dus correct.

H = (zie blz.53) = 32,941 m<sup>2</sup> (als vereist)

B = (zie blz.55) = 2,624 m<sup>2</sup> (vereist : 2,616 m<sup>2</sup>, dus voldoet)

Ballastkorrels = (zie blz.32) = 1,101 (als vereist)

K = O - H - B - Ballastkorrels = 22,644 m<sup>2</sup>, vereist : 22,646 m<sup>2</sup>, dus voldoet.

De nu verkregen tunneldwarsdoorsnede (onder-water-gedeelte) wordt in het vervolg aangehouden.

Het ballastbeton zoals het is getekend in fig.21 op blz. 54 en in fig.22 op blz.56 (gearceerd) bestaat voor een gedeelte (onder in tunnel) uit losgestorte schrale beton dat na de initiële zettingen wordt aangebracht. Het looppadgedeelte zal waarschijnlijk bestaan uit geprefabriceerde betonnen elementen, eventueel weer opgevuld met ter plaatse gestort beton.

De volumieke massa van het geprefabriceerde deel zal wat groter zijn dan de aangenomen 2250 kg/m<sup>3</sup> voor het ballastbeton. Hierdoor kan de totale hoeveelheid ballast weer wat verminderd worden en een nog dunnere laag (bijvoorbeeld 200 mm ?) onder in de

tunnel worden aangebracht. Zo wordt de tunnel weer iets lager en daardoor ook weer iets goedkoper. Tevens wordt de ideale cirkelvorm nog meer benaderd. Deze verandering wordt hier niet doorgevoerd.

### III.5. Tracé van bovenaf gezien in plattegrond

In figuur 23 op bladzijde 59 is een bovenaanzicht van het hele tracé van de tunnel te zien.

De tunnel komt in Noord iets ten oosten van de voormalige schutsluis Willem III aan land (zie foto 1 op bladzijde 60). De rails splitsen zich daar in een westelijke tak naar de Van der Peklaan en een oostelijke tak naar de Meeuwenlaan (zie fig.2 op blz. 6 en fig.3 op blz. 7).

Onder het IJ loopt de tunnel recht, aangezien dit het goedkoopst is.

De plaats van het zuidelijk landhoofd is nog niet precies vastgesteld, maar in hoofdstuk VI wordt gekozen voor de route door de bestaande Oostertoegang heen. Een andere mogelijkheid (gestippeld) is de tunnel iets ten oosten van de spoorviaducten aan land te laten komen (zie de foto's 2 en 3 op blz. 60).

#### Toelichting op de situatie bij de Oostertoegang

In voorgaande studies, op basis waarvan hier het tracé is vastgesteld, wordt er van uitgegaan, dat de tunnel door de Oostertoegang loopt. Hierdoor wordt gebruik gemaakt van een bestaande spooronderdoorgang. Dit lijkt een aantrekkelijk idee, maar dan moet er wel een goede oplossing gevonden worden voor passage van de spoorviaducten. Deze viaducten staan op een grote (circa  $65 * 75 \text{ m}^2$ ) twee meter dikke betonnen funderingsplaat welke weer ondersteund is door een groot aantal houten palen. Uit een in 1950 opgesteld rapport over de IJ-oeververbinding blijkt, dat de middenpijler van het spoorviaduct tot dan 60 à 80 mm is gezakt en de beide landhoofden 100 à 120 mm. Na 1940 zijn geen zakkingen meer geconstateerd en aangenomen wordt, dat het geheel is gestabiliseerd (Lit.26).

fig 23 :

Boven aanzicht van het  
tram-tunnel tracé.

(Schaal ca. 1 : 5000)

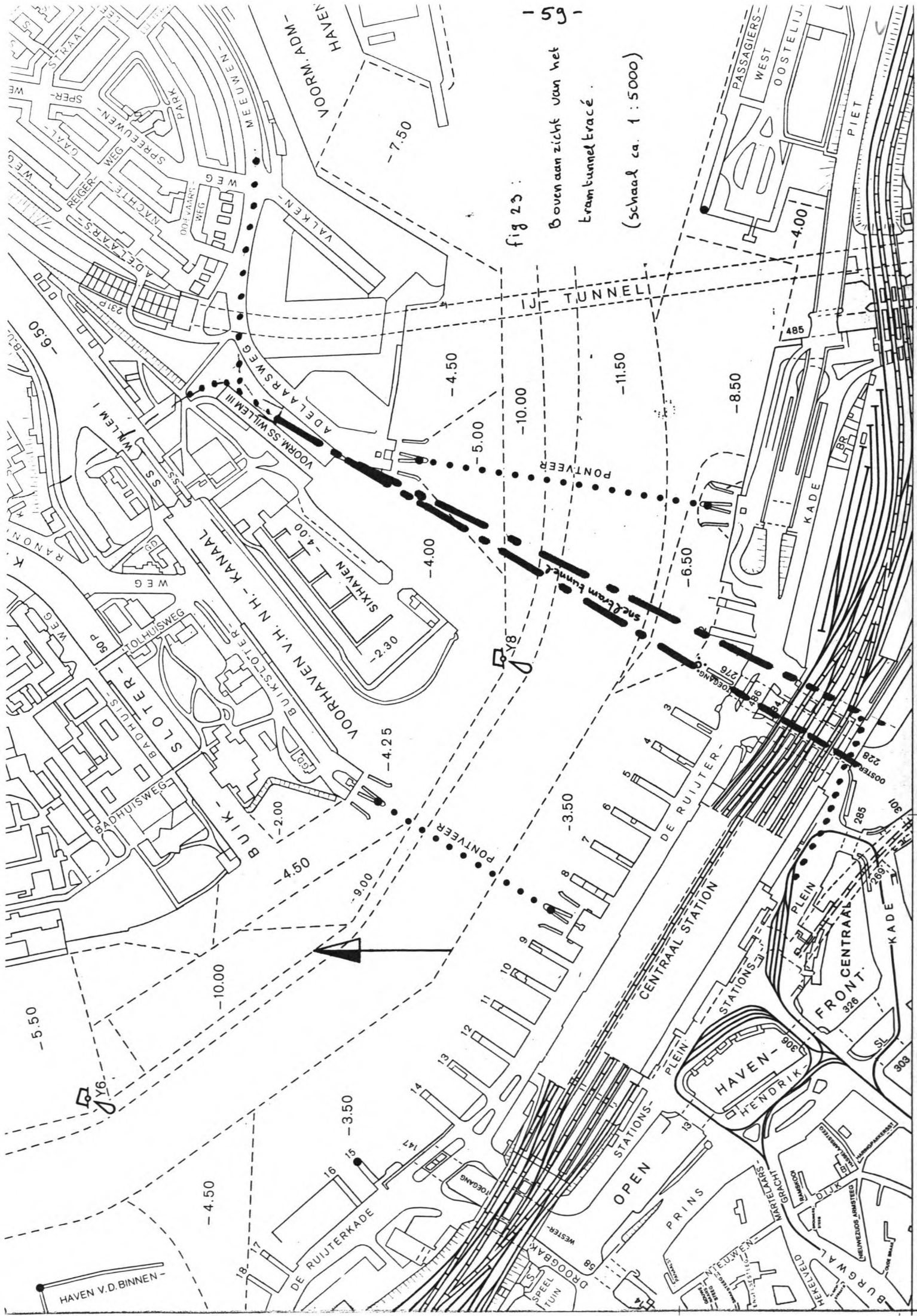




Foto 1 : De noordoever van het IJ. De schepen liggen in de voormalig schutsluis Willem III. De tunnel komt net rechts (oostelijk) van het K-bord aan land. Geheel rechts is de veersteiger en daarboven is één van de ventilatieschachten van de IJ-auto-tunnel te zien.



Foto 2 : De zuidoever van het IJ met in het midden de Oostertoegang. Rechts (westelijk) hiervan is geen ruimte meer, links nog wel. De Hefbrug is de eerste van een serie bruggen over de Oostertoegang.



Foto 3 : De Oostertoegang vanaf het zuiden gezien. De tijdelijke brug 228 versperst de weg voor alle scheepvaart. De hoge betonnen brug is de verbindingsbrug voor de PTT. Als de tram hier onder uit komt, moet meteen een scherpe bocht naar het Centraal Station (links van de foto) worden gemaakt.



Op deze problematiek wordt pas in Hoofdstuk VI ingegaan. Hier wordt daarom het tracé van de tunnel ter plaatse van de Ooster-toegang slechts globaal aangegeven. Er wordt wél vanuit gegaan, dat de tunnel onder de viaducten doorloopt. Dit is ook de oplossing die in hoofdstuk VI gekozen wordt.

Het blijkt daar, dat het gunstig is om het spoor lang recht-door te laten lopen (de tunnel is dan ook recht). De bocht naar het Stationsplein begint dan ook pas ter hoogte van de PTT-verbindingsbrug. De tramrails blijven dan met een boogstraal van 30 m (minimum boogstraal) (zie § III.3.1. VO) binnen de huidige oeverlijn van het open Havenfront. Het punt waarop de horizontale boog begint, wordt hier arbitrair gesteld op 35 m uit het hart van de funderingsplaat. Aangezien in deze scherpe boog forse weerstand op de tram wordt uitgeoefend, mag hier geen zeer steile helling meer aanwezig zijn (zie § III.3.6.).

Er wordt geen overgangsboog toegepast. Dit wordt niet gedaan omdat de mogelijkheden ter plaatse sterk beperkt zijn (weinig ruimte).

Uitgaande van het comfortcriterium :  $a_{\text{dwars}} \leq 0,8 \text{ m/s}^2$  en een maximaal toelaatbaar verkantingstekort van  $h_0 = 120 \text{ mm}$  in steenslag, geldt voor de maximale snelheid in de boog :

$$h_0 = h_{\text{ideaal}} = \frac{s \cdot v^2}{g \cdot R} \quad (s = \text{spoorbreedte} = 1,5 \text{ m})$$
$$\Rightarrow v = \frac{\sqrt{g \cdot R \cdot h_0}}{s} = \frac{\sqrt{9,81 * 30 * 0,120}}{1,5} = 4,85 \text{ m/s} = 17,5 \text{ km/h}$$

(zie Lit.12).

### III.6. Langsdoorsnede van tunnel en ondergrond

Allereerst wordt over het tracé uit de vorige paragraaf een doorsnede van het IJ gemaakt, met daarin de scheepvaartgeul zoals die nu ligt en in de toekomst waarschijnlijk zal liggen. Ook bruggen en andere bouwwerken worden hierin opgenomen. Vervolgens wordt aan de hand van bestaande grondboringen en

sonderingen een geologisch profiel over het geplande tunnel-tracé vastgesteld.

In het zo verkregen beeld van het IJ en omgeving en ondergrond kan daarna het lengteprofiel van de tunnel worden geprojecteerd.

### III.6.1. Doorsnede over het IJ met scheepvaartgeul, bruggen e.d.

Zie figuur 24 op bladzijde 63. Het tekenen van de huidige toestand is gebaseerd op Peilmetingenkaart uit 1981. Zo'n kaart wordt eens in de zeven jaar gemaakt. Op deze kaart is ook de huidige gegarandeerde bodemligging vermeld.

Zoals in het VO al vermeld is, worden de plannen om de vaargeul naar het noorden op te schuiven waarschijnlijk wel uitgevoerd. Of deze vaargeul ook nog op NAP - 13,00 m diepte gebracht zal worden, is evenwel nog zeer de vraag. De activiteiten in het Oostelijk Havengebied duiden niet op de noodzaak hiervoor. Toch wordt met deze verdieping rekening gehouden. De tunnel steekt dan niet uit boven naburige constructies onder water (IJ-autotunnel, kabels). Het wel hoger leggen van de tunnel als enig hoop punt in zijn omgeving, kan in de toekomst zeer belemmerend werken.

De afmetingen van de verplaatste geul zijn vastgesteld aan de hand van het ASRAN-rapport en tekening 0/50/T-8443 van rapport R-9-21 (Lit.3 en 17).

Deze afmetingen zijn globaal en worden in het vervolg aangehouden zoals hier vermeld.

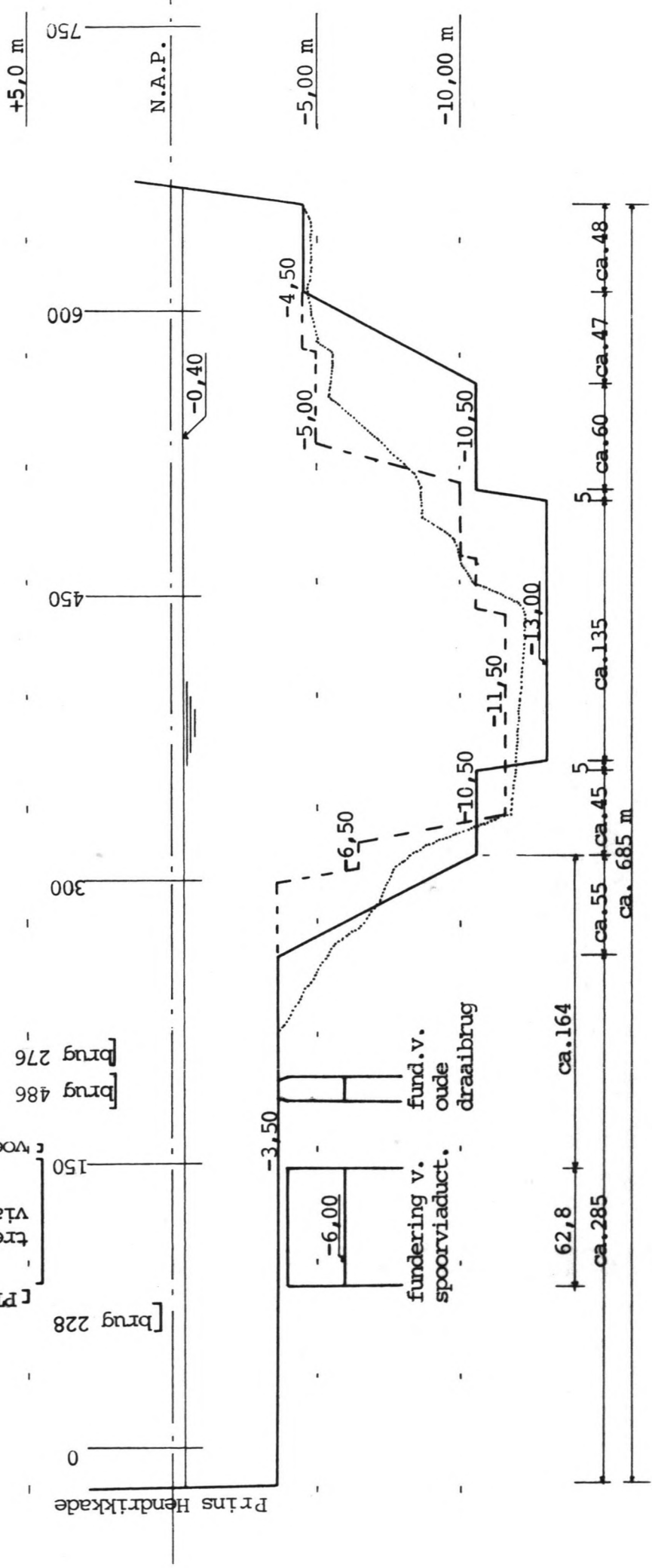
Voor precieze afmetingen van de situatie in het zuiden wordt verwezen naar § VI.1..

### III.6.2. Geologisch profiel

Het bureau Grondmechanica van de Dienst der Publieke Werken van Amsterdam heeft in het verleden een "notitie betreffende een tramtunnel onder het IJ" (Lit.26) opgesteld. Ook deze tramtunnel zou het zelfde tracé hebben als beschreven in § III.5.. De dienst heeft hiervoor de van belang zijnde sonderingen (alle zonder kleefmeting) en boringen verzameld. Op basis hiervan wordt hierna een profiel van de ondergrond getekend.

NOORD

ZUID



- ..... = bestaand bodemprofiel
- = huidig gegarandeerd bodemprofiel
- = maatgevend toekomstig bodemprofiel

Fig. 24 :

DWARSDOORSNEDE OVER HET IJ  
 over de lijn Oostertoegang - voormalige  
 schutsluis Willem III  
 schaal 1:200 / 1:3000

Eerst enige algemene geologische informatie (zie VO en eerder genoemde notitie). Aangenomen wordt, dat het "Oer-IJ" (de oudste fase van het IJ) een diep in de oude zeeklei en dekzanden ingesneden beek was. Het Oer-IJ mondde eerst bij Castricum in zee uit, later tussen Egmond en Bergen aan Zee.

Omstreeks 3000 v. Chr. bevond zich ter hoogte van de lijn Haarlem-Uitgeest een zeegat met daarachter strandwallen en een wadengebied. De zandwallenkust is door zandtransport in westelijke richting aangegroeid. Het zeegat veranderde hierdoor in een estuarium, waarop allerlei rivieren uitmondde. Er ontstond een ingewikkeld patroon van geulen die later werden opgevuld met andere sedimenten. Door de strandwallen werd het achterland ook steeds beter beschermd tegen overstromingen vanuit zee. Hierdoor kon zich afhankelijk van het milieu, veengroei ontwikkelen.

Tijdens de Duinkerke I transgressie (300 v. Chr.) nam de invloed van de zee weer toe. Veel veen ging verloren en er ontstond weer een open getijde geul, maar nu met enkele veeneilanden. Sinds ongeveer 100 v. Chr. verlandde het mondingsgebied voorgoed. Het IJ was nu een brede plas geworden met een veenbodem, al dan niet bedekt met verslagen veen ("Muckdeposits") De invloed van de Zuiderzee, waarvan het IJ een stille inham geworden was, kenmerkte zich daarna in hoofdzaak door opslibbing van het IJ-bekken met een zware kleisoort, IJ-klei genaamd.

De aldus ontstane formaties kunnen tot circa NAP -35 m voorkomen. Beneden deze lagen worden zandlagen aangetroffen die tijdens het Eemien (tot circa 70.000 v. Chr.) zijn afgezet. Hierin zit meestal bovenin fijner zand dan in de onderliggende lagen. In het algemeen is in Amsterdam de ervaring, dat het IJ en omgeving een grondmechanisch gezien zeer wisselvallig gebied is. De oude oergeul met zijn vele vertakkingen en verschillende opvullingen kan telkenmale weer voor verrassingen zorgen. Zo komen er bijvoorbeeld grondlagen voor met een natte volumieke massa van  $1080 \text{ kg/m}^3$ , bijna water dus. Bij welk ontwerp of uitvoeringsmethode dan ook, moet zeer veel aandacht worden geschonken aan de grondmechanische aspecten.

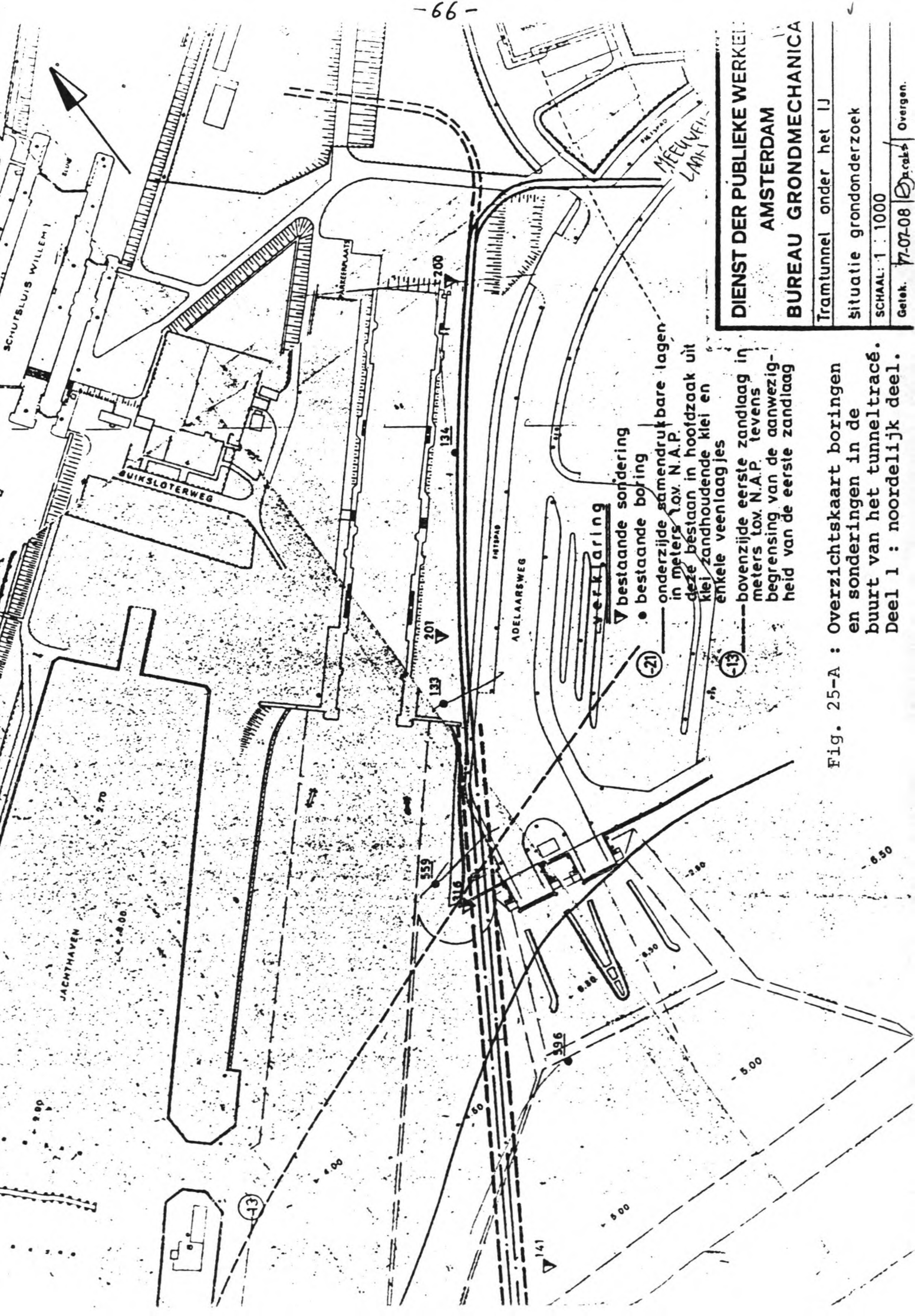
Een overzicht van de tot nu toe uitgevoerde grondonderzoeken wordt gegeven in figuur 25-A,B en C op respectievelijk de bladzijden 66, 67 en 68. Vervolgens worden enige karakteristieke boringen en sonderingen getoond, zie figuur 26-A t/m F op de bladzijden 69 t/m 75.

Een volledig overzicht van de voor het tracé van belang zijnde gegevens wordt gegeven in figuur 27 op bladzijde 76 (verticale langsdoorsnede).

Op basis van genoemde gegevens kan een schets gemaakt worden van het geologisch profiel ter plaatse van het tunneltracé. Dit wordt getoond in figuur 28 op bladzijde 77. Ter vergelijking is in figuur 29 op bladzijde 78 het langsprofiel van de IJ-autotunnel met ondergrond gegeven. Van zes boringen zijn monsteranalyses gegeven (zie tabel 2, blz. 79 t/m 85). Monstergegevens zijn : volumieke massa nat en droog en watergehalte in gewichts- en volumeprocenten. Het poriënvolume en de verzadigingsgraad worden ook gegeven, maar niet voor de bovenste lichte lagen. Een overzicht van de verdeling van de natte volumieke massa's is ook te zien in fig. 30 op blz. 86.

Aangezien er op korte afstand van elkaar grote verschillen in volumieke massa voorkomen (vergelijk B-753 en B-243 in fig. 30 op blz. 86) (NB : B = Boring, S = Sondering), is aan de hand van bovengenoemde analyses de massa van de korrels apart bepaald (zie tabel 2 op blz. 79 t/m 85). Het is hinderlijk, dat juist in de lichte bovenste lagen hiervoor niet voldoende gegevens voorhanden zijn. Voor deze lagen kunnen geen waarden worden gegeven. De overige lagen hebben alle een korrel met een volumieke massa van  $2640 \text{ à } 2660 \text{ kg/m}^3$ .

In deze lagen komen dus geen grote verschillen in korrelaansamenvoering voor. Een verklaring voor de grote variëteit in volumieke massa op korte afstand van elkaar, kan pas gevonden worden als nieuwe boringen (zijn de oude wel nauwkeurig ?) met analyses en sonderingen met kleefmeting worden gedaan.



**DIENST DER PUBLIEKE WERKEN**  
**AMSTERDAM**  
**BUREAU GRONDMECHANICA**

Tramtunnel onder het IJ

Situatie grondonderzoek

SCHAAL: 1 : 1000

Getek. 7-7-08 Overgen.

▽ bestaande sondering  
 ● bestaande boring  
 ○ — onderzijde samendrukbare lagen in meters tov. N.A.P.  
 ○ — deze bestaan in hoofdzaak uit klei zandhoudende klei en enkele veenlaagjes  
 ○ — — — — — bovenzijde eerste zandlaag in meters tov. N.A.P. tevens begrenzing van de aanwezigheid van de eerste zandlaag

Fig. 25-A : Overzichtskaart boringen en sonderingen in de buurt van het tunneltracé. Deel I : noordelijk deel.

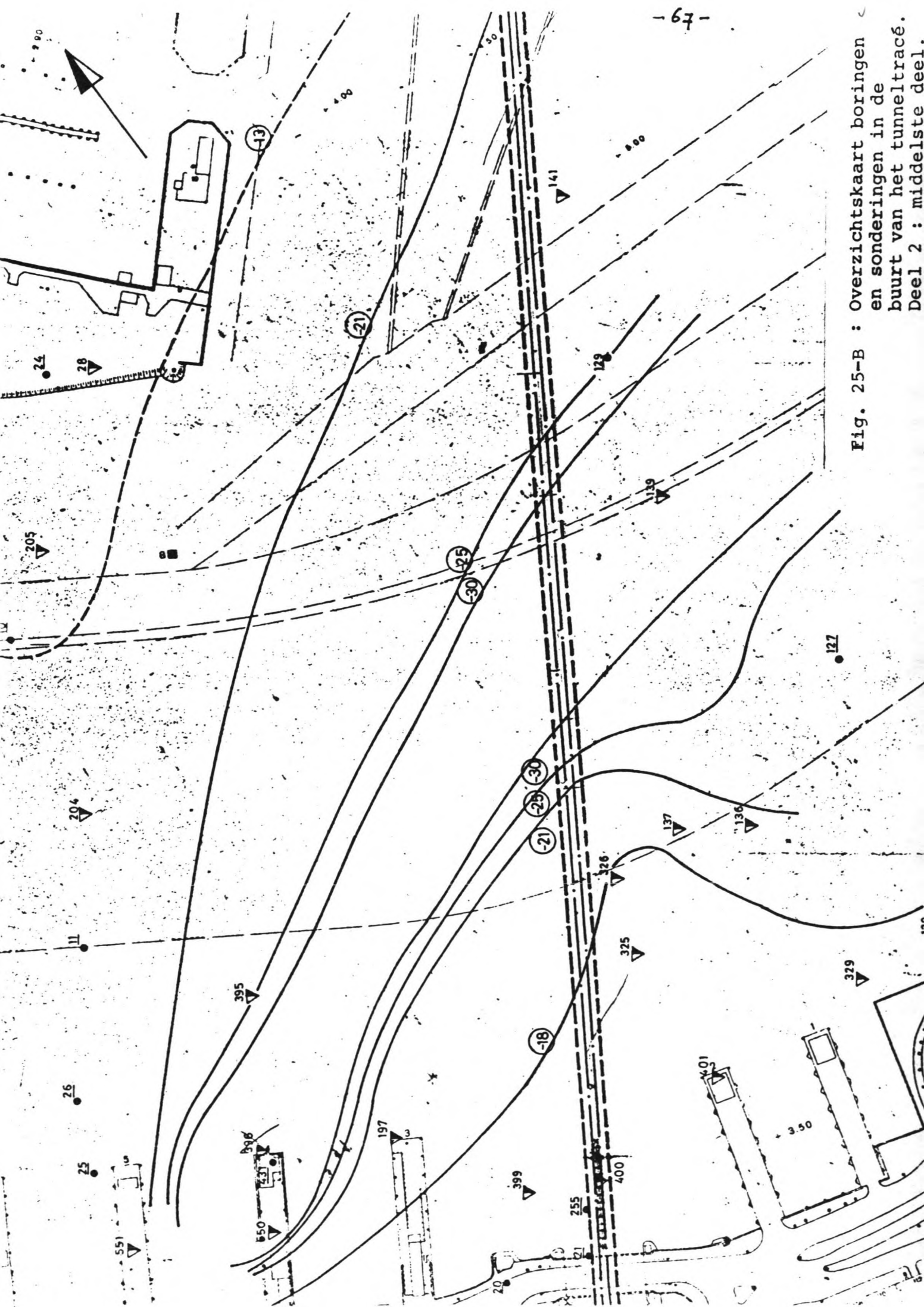
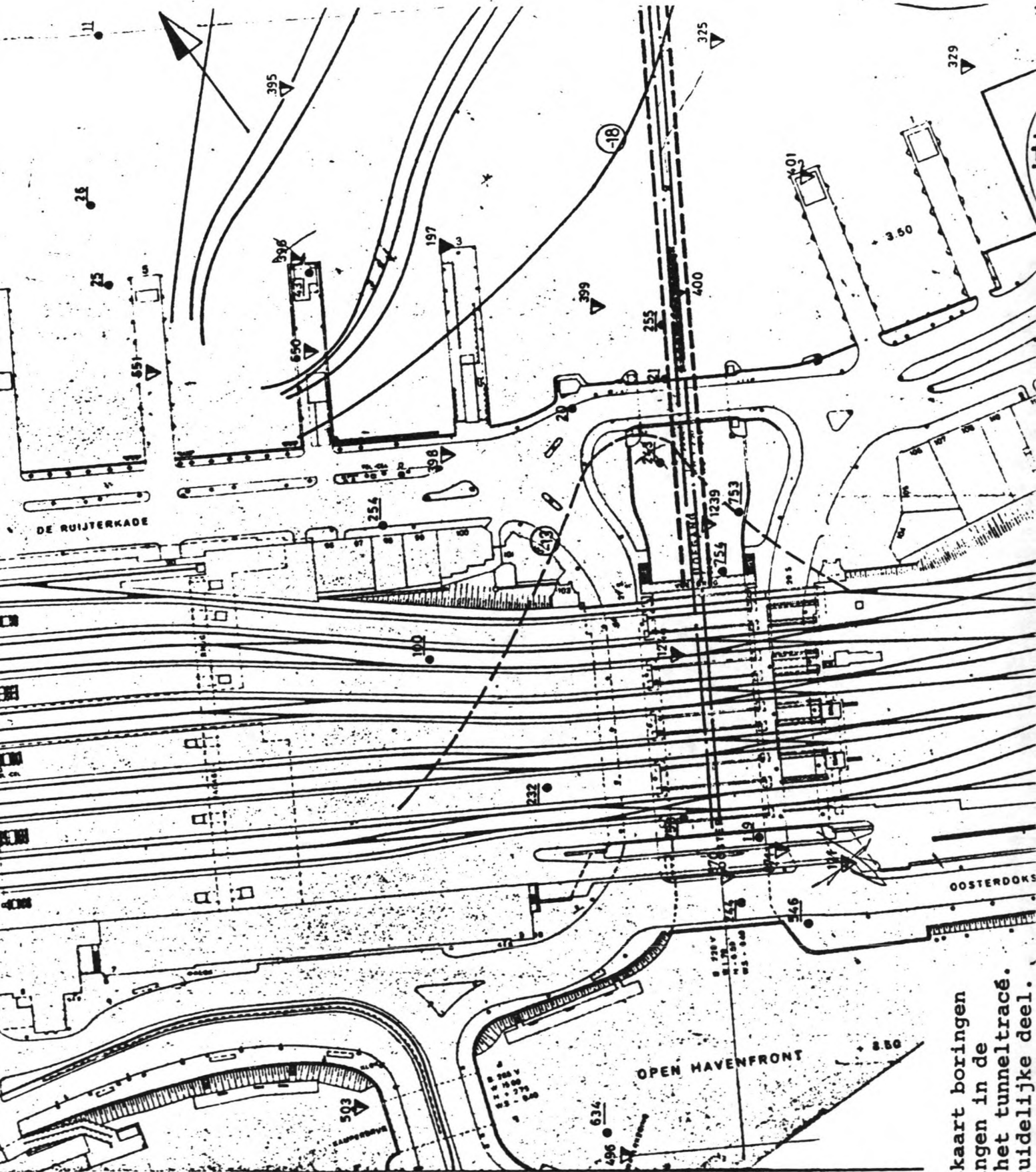


Fig. 25-B : Overzichtskaart boringen en sonderingen in de buurt van het tunneltracé. Deel 2 : middelste deel.



ig. 25-C : Overzichtskaart boringen en sonderingen in de buurt van het tunneltracé. Deel 3 : zuidelijke deel.



DIEPTE T.O.V. N.A.P. IN METERS

- 65 -

W.S. 0.55

Fig. 26-A : Sondering 400 . Voorbeeld van een sondering iets ten noorden van de Oostertoegang.  
 Bijbehorende boring : nr. 255 zie hiervoor fig. 26-B.  
 (Lit. 26).

1.00  
 N.A.P.  
 1.00  
 2.00  
 3.00  
 4.00  
 5.00  
 6.00  
 7.00  
 8.00  
 9.00  
 10.00  
 11.00  
 12.00  
 13.00  
 14.00  
 15.00  
 16.00  
 17.00  
 18.00  
 19.00  
 20.00  
 21.00  
 22.00  
 23.00  
 24.00

DIENT DER PUBLIEKE WERKEN  
 AMSTERDAM  
 BUREAU GRONDMECHANICA

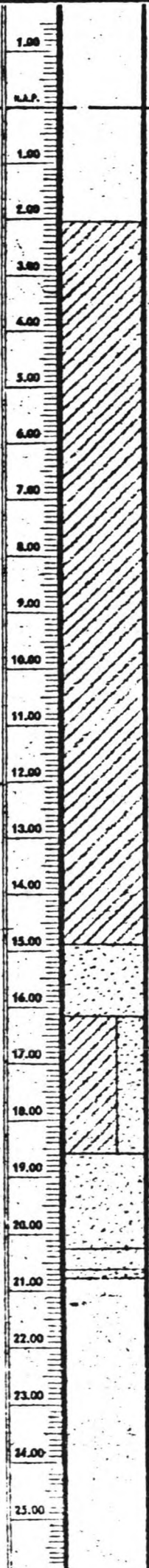
SONDERING  
 Conusweerstand in kg/cm<sup>2</sup>

Get.: *V. J. J. J.*  
 Get.: *V. J. J. J.*  
 Get.: *P. J. J. J.*

Opdr.No. 514  
 D6-400

DIEPTE T.O.V. N.A.P. IN METERS

Boring no. 49  
 70 Overgenomen van Staatsspoorwegen  
 lijn K, sectie 1, uitgev. 17-7-1871



bodem van het IJ

zachte blauwe klei

vet lichtgrijs zand

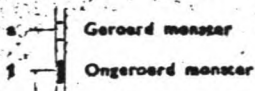
vetta zanderige klei

vet zand

zeer vast fijn zand

scherp loes zand

Fig. 26-B : Boring 255 . Voorbeeld van een boring iets ten noorden van de Oostertoegang. Bijbehorende sondering : nr. 400 , zie hiervoor fig. 26-A. (Lit. 26).



DIENT DER PUBLIEKE WERKEN  
 AMSTERDAM  
 BUREAU GRONDMECHANICA

BORING

Gez.: 7-12102	Opdr. No.
Gez.: /	● D6 - 255
Gez.: /	

Einde van de boring 20.75 m ÷ N.A.P.

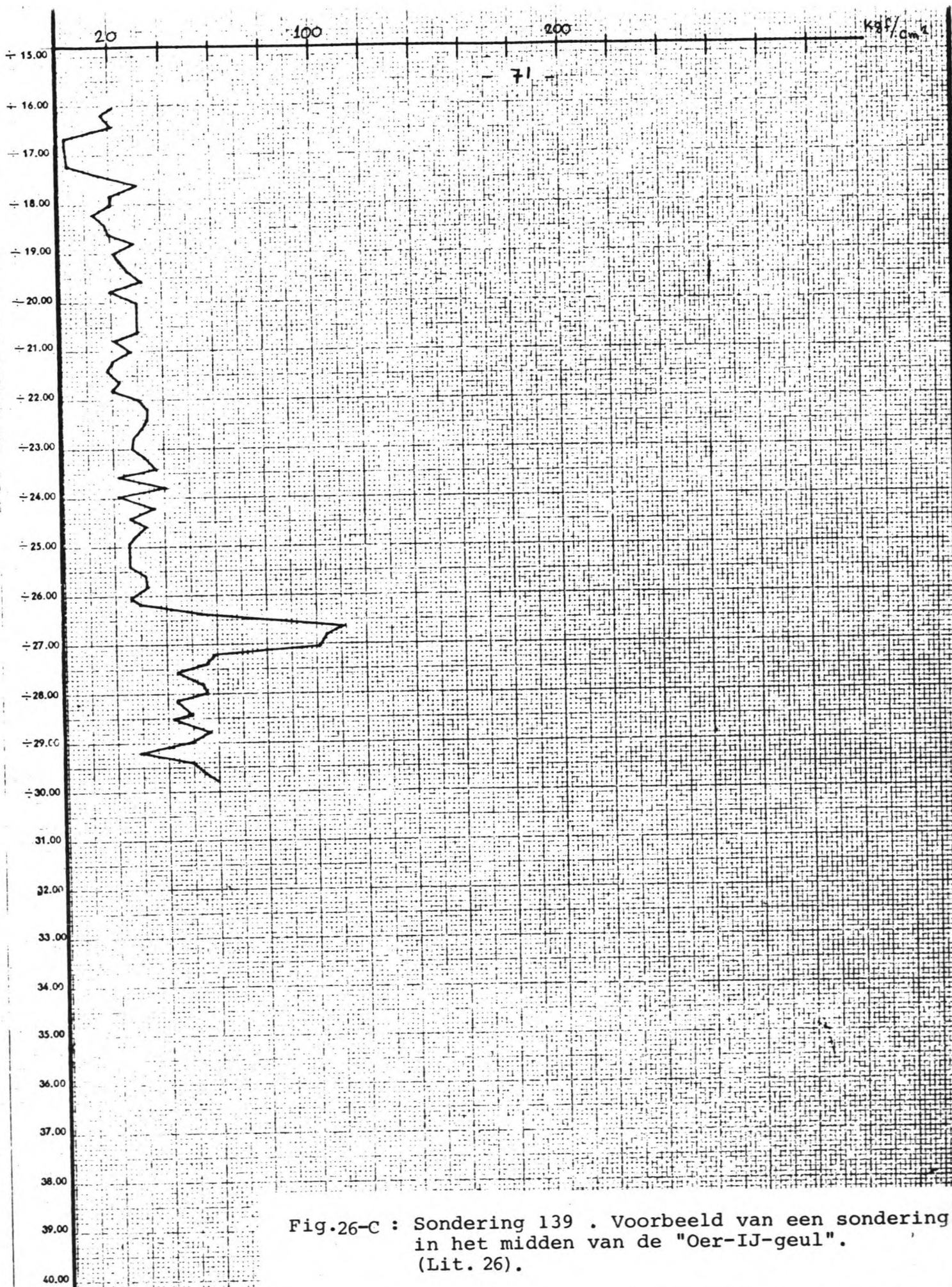


Fig.26-C : Sondring 139 . Voorbeeld van een sondring in het midden van de "Oer-IJ-geul".  
(Lit. 26).

DIENST DER PUBLIEKE WERKEN  
AMSTERDAM  
BUREAU GRONDMECHANICA

SONDERING  
Conusweerstand in kg/cm<sup>2</sup>

Get.: 22-3-1954 / J. J. 160  
Gec.:  
Opdr. No.

▼ D6-139

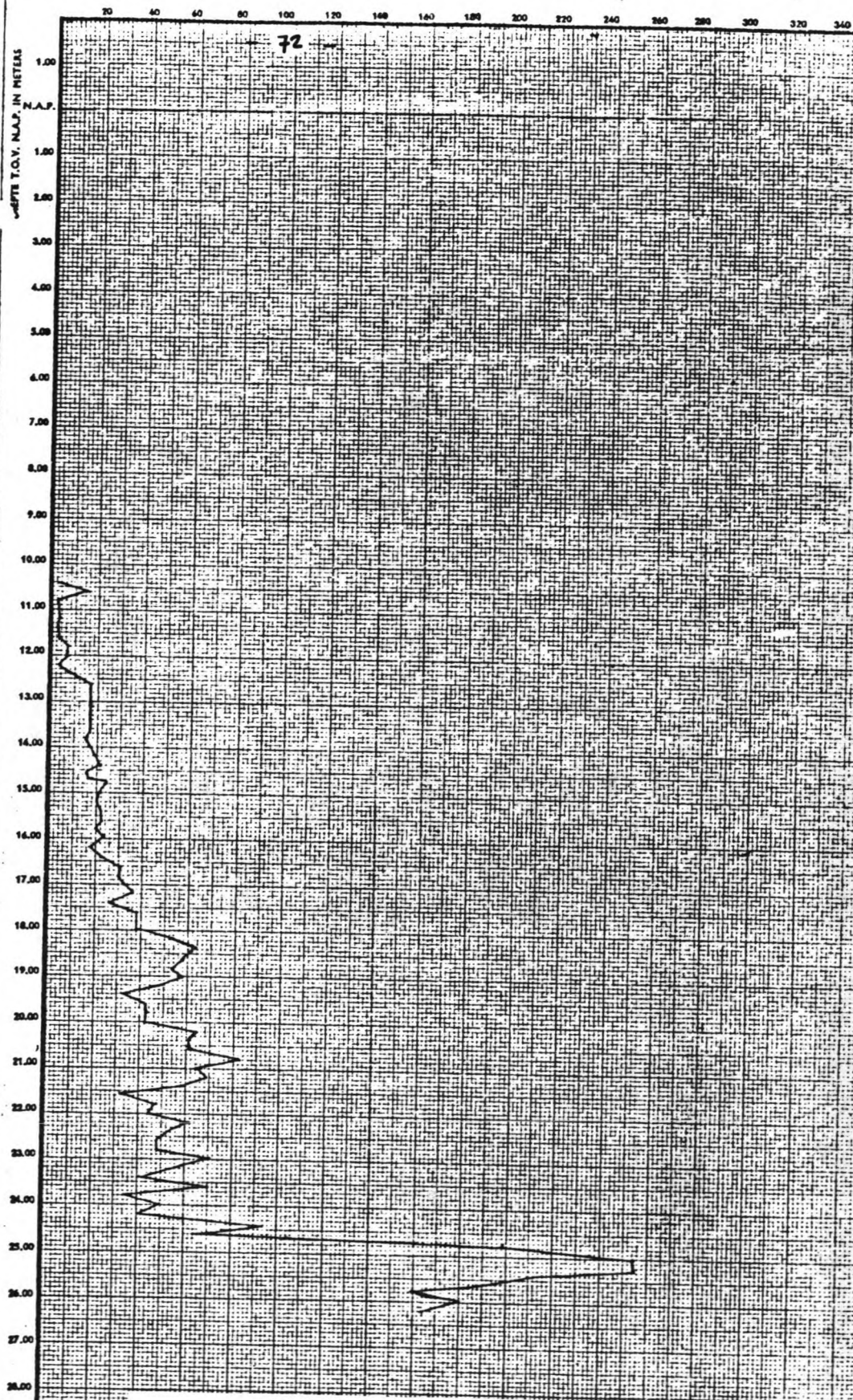


Fig. 26-D : Sondring 141 . Voorbeeld van een sondring iets ten noorden van de vaargeul.  
 Bijbehorende boring : nr. 129 zie hiervoor fig. 26-E<sub>1</sub> en 26-E<sub>2</sub> (Lit. 26 ).

X  
X  
X

# GEMEENTE AMSTERDAM.

- 73 -

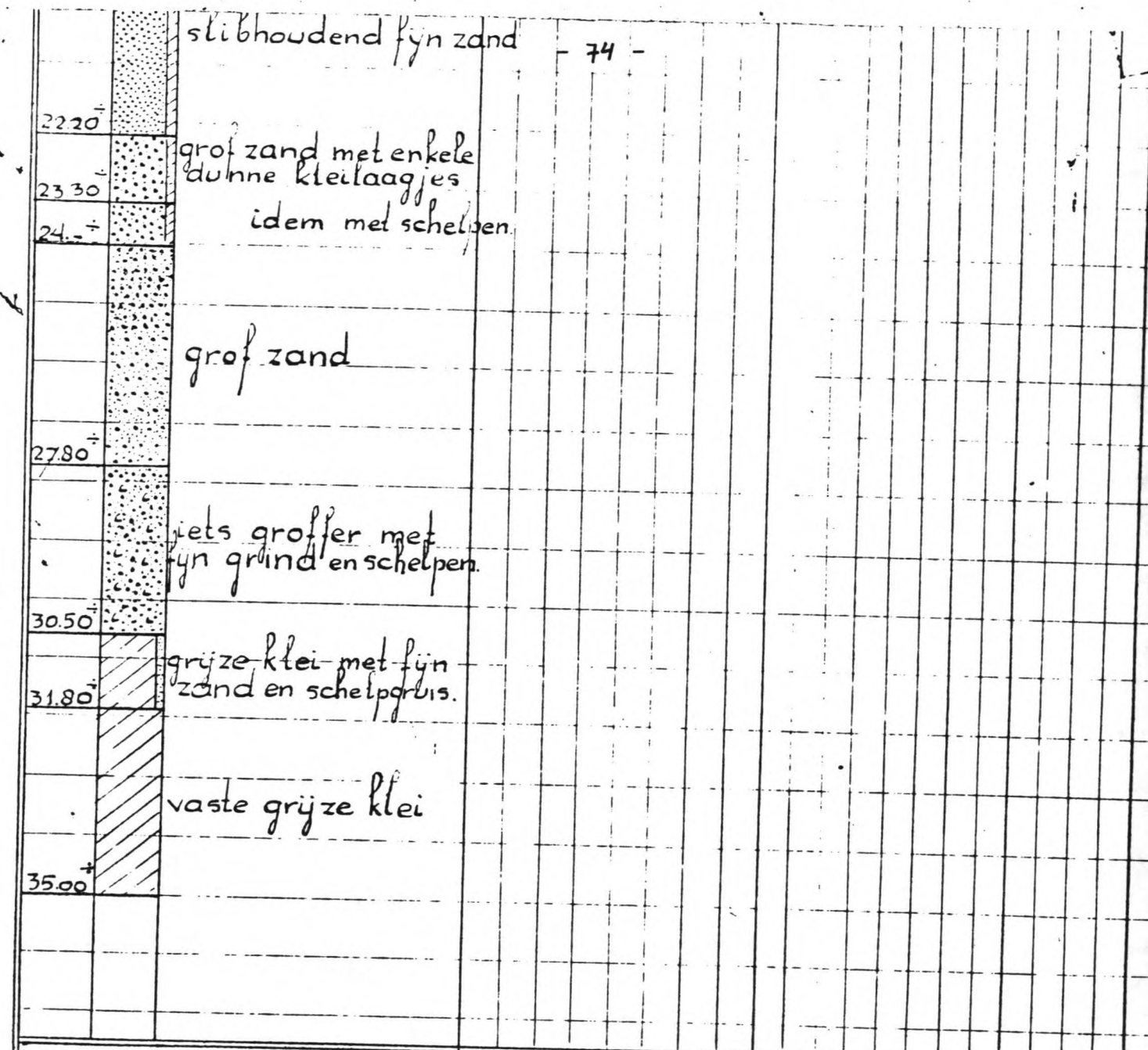
## PUBLIEKE WERKEN.

X  
X  
X

BO  
40

DIEPTE T.O.V. NAP	BOOR- STAAT	GRONDSOORT.	SAMENSTELLING IN %						DRUK PER $cm^2$ MET SONDEER APPARAAT										
			veen	klei.	leem	fyn zand	zand	grof zand	0	25	50	75	100	125	150	175	200	225	250
n.a.p. 0.50 <sup>+</sup>		gem. waterstand.							<b><u>D6-129</u></b>										
		water																	
7.15 <sup>+</sup>		modder.																	
8.40 <sup>+</sup>		slappe grijze klei met zand.																	
14.10 <sup>+</sup>		kleihoudend zand																	
18.90 <sup>+</sup> 19.10 <sup>+</sup>		veen met grijze klei met zandladjes																	
		slibhoudend fyn zand																	

Fig. 26-E<sub>1</sub>: Boring 129-bovenste deel .  
 Voorbeeld van een boring iets  
 ten noorden van de vaargeul.  
 Bijbehorende sondering :  
 nr. 141 , zie hiervoor fig.26-D  
 (Lit. 26 ) .



**OPMERKINGEN.**

Datum van uitvoering:  
Sept. 1942.

Aanneemster:  
N.V. Aanneming Mij  
in Firma C. de Rutter.  
Amsterdam

Opz. F. Halma.

Principaal: P.W. vfd.  
Utiliteitsbouw.

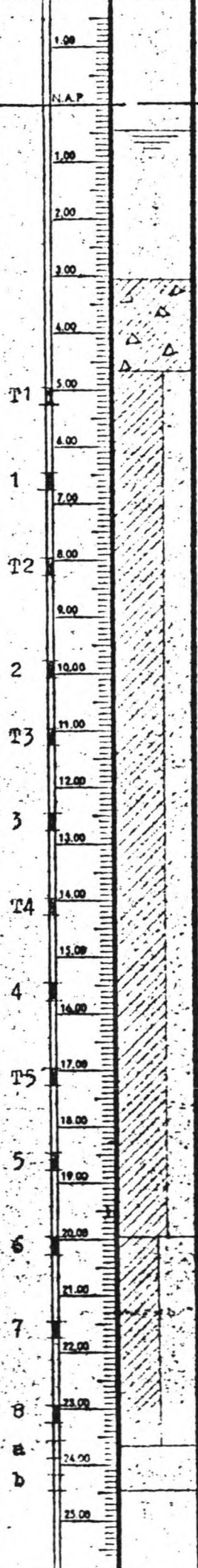
**SITUATIE**

**SCHAAL 1:**

VOOR SITUATIE ZIE TEKENINGEN  
U. 11286 A en B. EN BORINGEN

Fig. 26-E<sub>2</sub> : Onderste helft van boring 129 . Zie fig. 26-E<sub>1</sub> .

Diepte t.o.v. N.A.P. in meters



W.S. = 0.47 m - N.A.P.

water

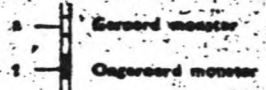
slib met puinstukken

grijze matig slappe tot matig vaste klei met fijn zandlaagjes

grijze matig slappe tot matig vaste klei met veel fijn zandlaagjes

grijs fijn zand

Fig. 26- F : Boring 596 . Voorbeeld van een boring nabij de veersteiger bij de Adelaarsweg. Zie tabel 2 voor de bijbehorende analyse. (Lit. 26) .

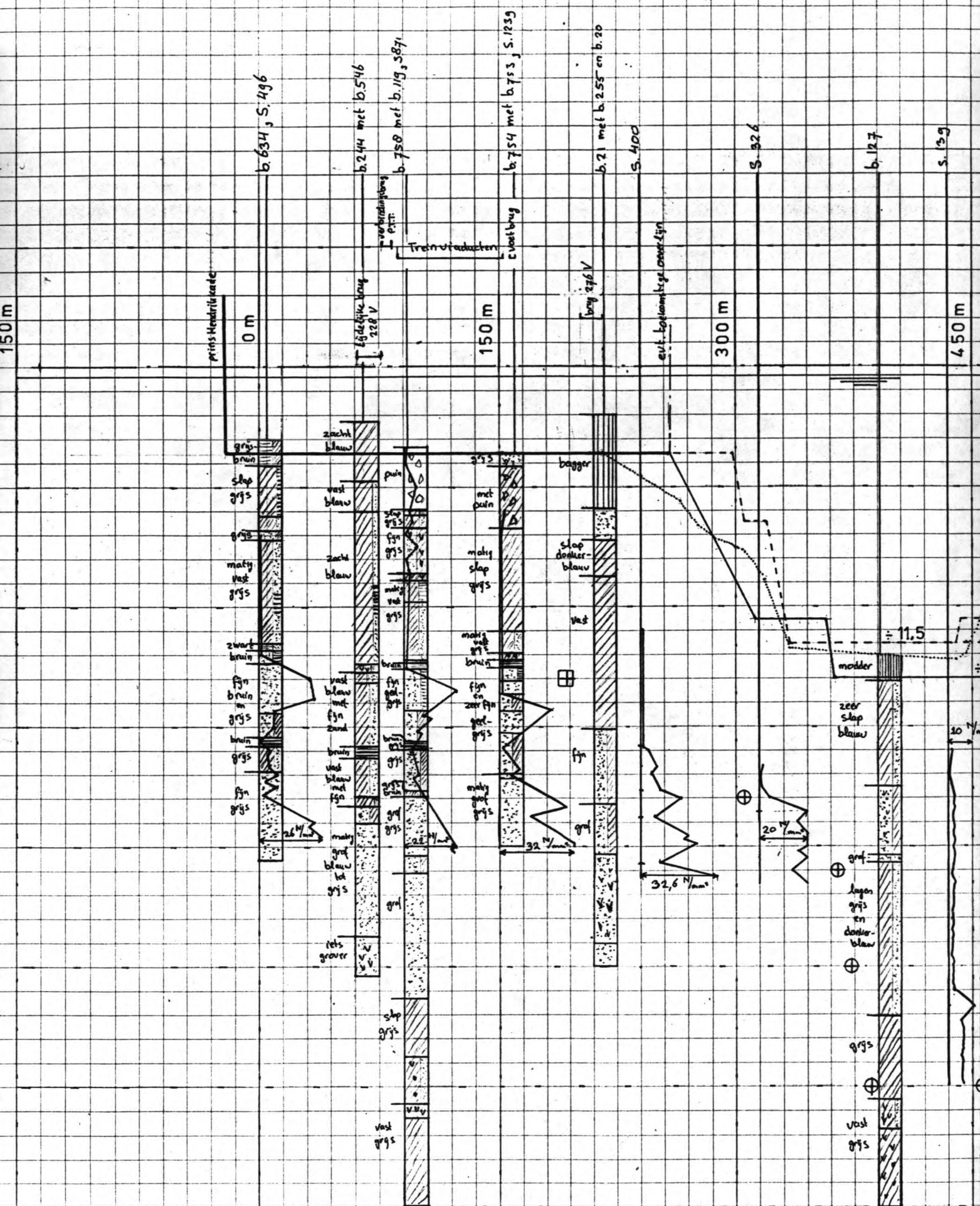


<b>DIENT DER PUBLIEKE WERKEN AMSTERDAM BUREAU GRONDMECHANICA</b>		
<b>BORING</b>		
Get.:		Opdr. No. 205
Gec.:		● D6 - 596
Gez.:		

Einde van de boring 24.17 m + N.A.P







- ..... = bestaand bodemprofiel
- = huidig gegarandeerd bodemprofiel
- = maatgevend toekomstig bodemprofiel
- ⊕ = bovenkant eerste zandlaag, tevens grens van voorkomen
- ⊗ = onderkant samendrukbare lagen

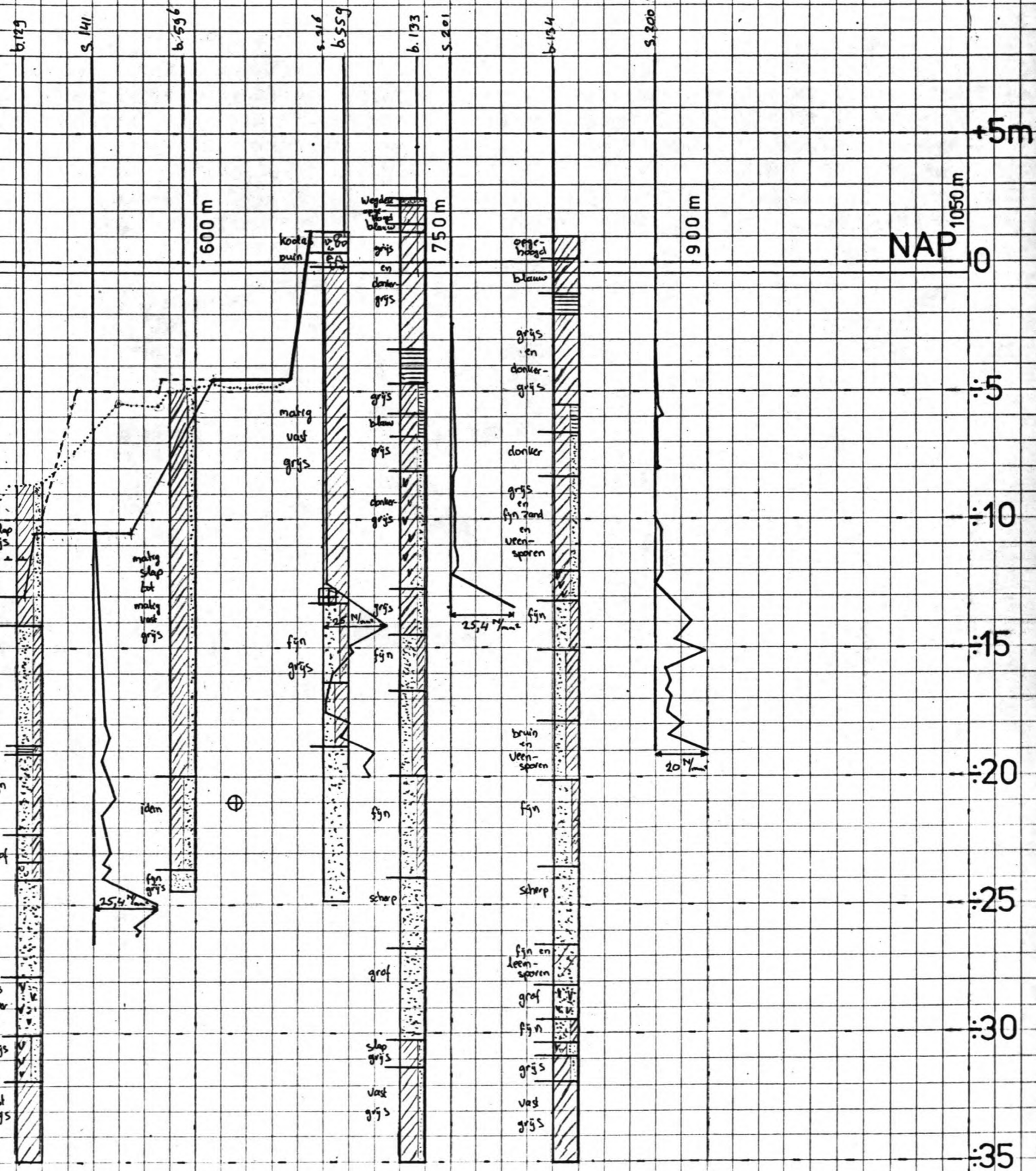
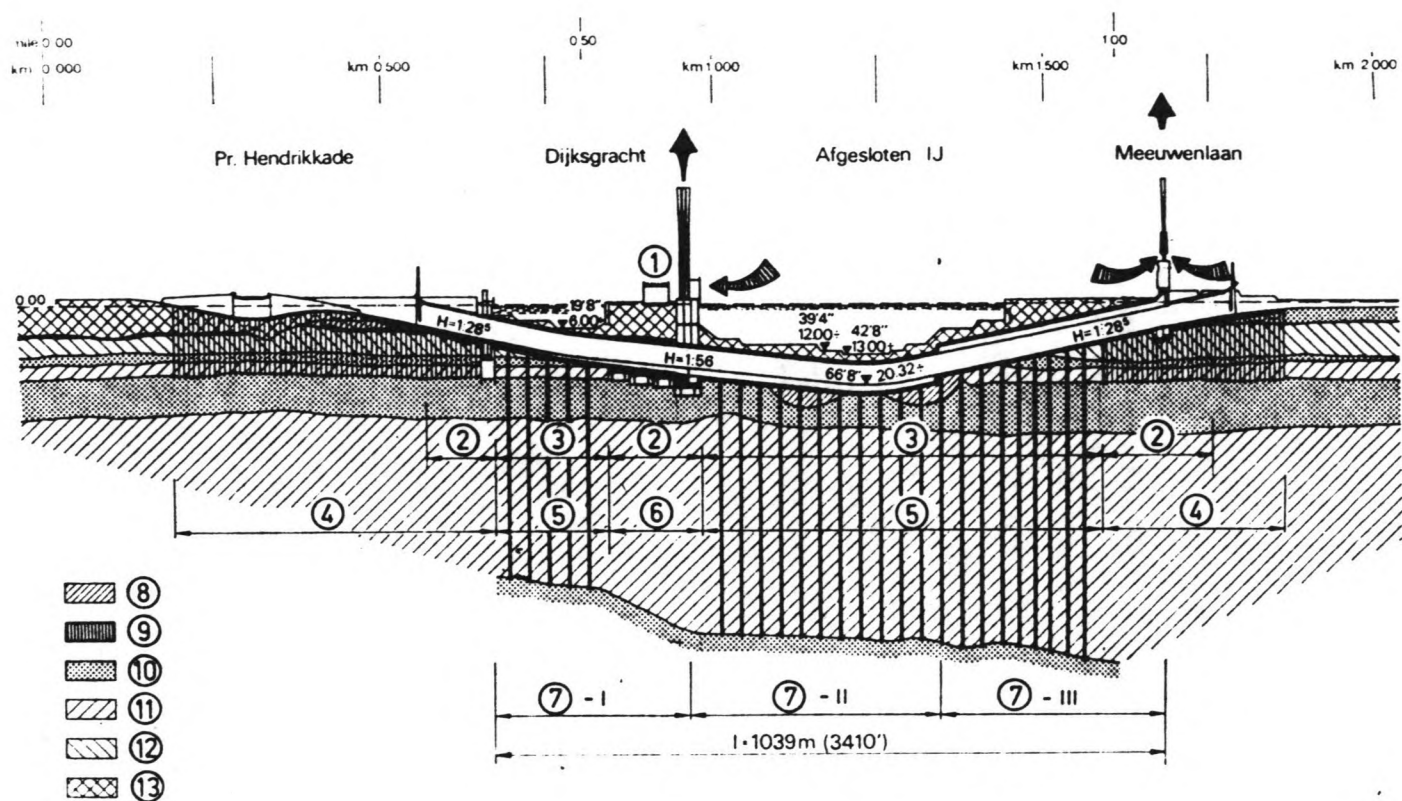


Fig. 27, blz. 76 :

VERTIKALE DSN. VAN HET IJ EN ONDERGROND OVER DE LIJN  
 OOSTERTOEGANG — VOORM. SS. WILLEM III  
 schaal 1 : 200 / 1 : 3000





1. spoorbaan
2. bouwput
3. afgezonken tunnelelement
4. betonpalen
5. boorpalen
6. luchtdruk caissons
7. ventilatiesectie
8. slappe klei
9. veen
10. zand
11. vaste klei
12. zandhoudende klei
13. opgehoogde of geroerde grond

Fig. 29 : Langsprofiel van IJ-autotunnel en ondergrond (Lit.6)

DIENST DES PUBLIEKE WERKEN  
 BUREAU GRONDMECHANICA  
 Amsterdam  
 Datum 7-4-9-6

\* Analyzelijsjt bij boring C6-243  
 \* Opdracht 2564.0  
 \* METRO KNOOPPUNT C5

$\gamma_v = \frac{100}{100-n} \cdot \gamma_d$

$\gamma_k$   
 Vol. massa van "kerende"

$\frac{V_w}{V_g} \cdot 100\%$

Watergeh. in vol. %  
 Verzadigingsgraad in %

n

Porievol. in %

W

Watergeh. in massa %

$\gamma_d$

Vol. massa droog in T/m<sup>3</sup>

$\gamma_n$

Vol. massa in T/m<sup>3</sup>

Monster Hoogte in meters  
 l.o.v. N.A.P.

getross. Sr = 100%  
 getrimd klasse n niet gegeven is

100 %  
 100 %

68.9  
 77.9  
 61.3  
 48.3  
 48.0  
 47.9  
 57.4  
 48.0  
 53.7  
 51.2  
 52.3  
 47.1  
 57.1  
 49.8  
 34.2  
 46.9  
 41.1  
 49.7  
 50.3  
 53.5  
 53.6  
 55.9  
 55.1  
 51.5  
 53.9  
 50.3  
 53.1  
 52.2  
 49.6  
 50.6  
 48.2  
 48.9  
 52.9  
 59.8  
 59.9  
 61.3  
 38.9  
 40.6  
 37.6

65.6  
 53.9  
 51.1  
 52.8  
 63.2  
 52.3  
 57.0  
 56.6  
 56.1  
 51.4  
 60.6  
 54.8  
 38.4  
 51.3  
 44.0  
 54.3  
 53.7  
 58.1  
 57.9  
 60.0  
 59.4  
 55.7  
 57.3  
 57.2  
 56.9  
 55.7  
 52.5  
 53.5  
 52.1  
 58.7  
 57.4  
 55.8  
 64.0  
 65.9  
 40.6  
 40.6  
 39.4

105.0  
 340.3  
 67.3  
 39.5  
 37.1  
 38.3  
 53.8  
 38.0  
 47.1  
 44.5  
 45.0  
 36.6  
 54.7  
 41.6  
 20.9  
 36.3  
 27.7  
 41.0  
 41.0  
 48.1  
 48.1  
 52.7  
 51.2  
 43.9  
 47.6  
 44.4  
 46.5  
 44.5  
 39.4  
 41.1  
 37.9  
 44.7  
 46.8  
 66.0  
 62.9  
 85.6  
 65.9  
 24.7  
 25.8  
 23.4

.66  
 .23  
 .91  
 1.22  
 1.30  
 1.25  
 .98  
 1.26  
 1.14  
 1.15  
 1.16  
 1.29  
 1.04  
 1.20  
 1.63  
 1.29  
 1.49  
 1.21  
 1.23  
 1.11  
 1.11  
 1.06  
 1.08  
 1.17  
 1.13  
 1.13  
 1.14  
 1.17  
 1.26  
 1.23  
 1.27  
 1.09  
 1.13  
 .91  
 .95  
 .72  
 1.57  
 1.57  
 1.61

1.35  
 1.01  
 1.52  
 1.70  
 1.78  
 1.73  
 1.55  
 1.74  
 1.68  
 1.66  
 1.69  
 1.76  
 1.61  
 1.70  
 1.98  
 1.76  
 1.90  
 1.71  
 1.73  
 1.65  
 1.65  
 1.62  
 1.63  
 1.69  
 1.67  
 1.64  
 1.67  
 1.70  
 1.67  
 1.76  
 1.76  
 1.74  
 1.75  
 1.58  
 1.66  
 1.50  
 1.55  
 1.33  
 1.96  
 1.98  
 1.98

-2.55 tot  
 -4.05 tot  
 -4.55 tot  
 -5.25 tot  
 -6.15 tot  
 -7.05 tot  
 -7.95 tot  
 -8.85 tot  
 -9.45 tot  
 -9.75 tot  
 -10.55 tot  
 -10.95 tot  
 -11.25 tot  
 -11.85 tot  
 -15.15 tot  
 -15.45 tot  
 -16.05 tot  
 -16.95 tot  
 -17.85 tot  
 -20.65 tot  
 -30.45 tot  
 -30.75 tot  
 -31.05 tot  
 -31.35 tot  
 -31.95 tot  
 -32.55 tot  
 -32.85 tot  
 -33.15 tot  
 -35.25 tot  
 -35.55 tot  
 -36.15 tot  
 -36.75 tot  
 -37.35 tot  
 -37.95 tot  
 -40.35 tot  
 -40.65 tot  
 -41.25 tot  
 -41.85 tot  
 -42.15 tot  
 -42.45 tot  
 -43.05 tot  
 -45.15 tot  
 -45.75 tot  
 -46.35 tot  
 -46.95 tot  
 -47.55 tot  
 -48.15 tot

2,12 ?  
 1,04 ?  
 4,05  
 2,65  
 2,66  
 2,65  
 2,66  
 2,64  
 2,65  
 2,65  
 2,65  
 2,66  
 2,65  
 2,66  
 2,65  
 2,64  
 2,65  
 2,66  
 2,65  
 2,66  
 2,64  
 2,65  
 2,66  
 2,64  
 2,65  
 2,66  
 2,65  
 2,64  
 2,65  
 2,66  
 2,65  
 2,64  
 2,65  
 2,66  
 2,65  
 2,64  
 2,65  
 2,66  
 2,64  
 2,11 ?  
 2,64  
 2,64  
 2,66

Tabel 2-A :  
 Monsteranalyse van boring 243.  
 Voor vervolg zie volgende bladzijde. (Lit.26).

54584 | 491

Meer- nummer	Hoogte in meters t.o.v. N.A.P.	Vol. massa in T/m <sup>3</sup>	Vol. massa droog in T/m <sup>3</sup>	Watergeh. in massa x in %	Porievool. in x in %	Waterget. in vol. x in %	Verzadigings graad in x	$\gamma_k$ in T/m <sup>3</sup>
40	-49.65 tot -49.95	1.95	1.59	23.6	40.1	37.5	93.7	2,65
41	-50.25 tot -50.55	1.96	1.59	23.3	39.9	37.1	93.0	2,65
42	-50.85 tot -51.15	1.97	1.58	25.2	40.5	39.7	98.1	2,66
43	-51.45 tot -51.75	2.00	1.65	21.5	37.9	35.3	93.2	2,66
44	-52.05 tot -52.35	2.00	1.63	22.6	38.5	36.9	95.8	2,65
45	-54.45 tot -54.75	1.88	1.45	29.2	45.2	42.3	93.6	2,65
46	-55.05 tot -55.35	1.87	1.43	31.4	46.2	44.7	96.9	2,66
47	-55.65 tot -55.95	1.86	1.42	31.1	46.6	44.1	94.7	2,66
48	-56.25 tot -56.55	1.81	1.38	31.4	47.9	43.3	98.4	2,65
49	-56.85 tot -57.15	2.07	1.74	19.2	34.5	33.3	96.5	2,66

$$\gamma_n = \frac{W_{\text{grond}}}{V_{\text{grond}}}$$

$$\gamma_d = \frac{W_{\text{korrels}}}{V_{\text{grond}}}$$

$$w = \frac{W_{\text{water}}}{W_{\text{korrels}}} \cdot 100 \% = \frac{W_g - W_k}{W_k} \cdot 100 \%$$

$$n = \frac{V_{\text{poriën}}}{V_g} \cdot 100 \%$$

$$S_r = \frac{V_{\text{water}}}{V_{\text{poriën}}} \cdot 100 \%$$

$$\gamma_k = \frac{W_{\text{korrels}}}{V_{\text{korrels}}} : \text{Volume korrels} = \frac{(100 - n)}{100} \cdot 1 \text{ [m}^3\text{]} \Rightarrow \gamma_k = \frac{100}{100 - n} \cdot \gamma_d$$

$$W_{\text{korrels}} = \gamma_d \cdot 1 \text{ [T]}$$

Tabel 2-B :  
 Vervolg van tabel 2-A .  
 Tevens formules voor een aantal  
 grootheden.

Behoort bij:

BORING: D 6 - 431. (pier 4)

Monster-nummer	Diepte in m —N.A.P.	$\gamma_n$ Volumegewicht in t/m <sup>3</sup>	$\gamma_d$ Droog Volumegewicht in t/m <sup>3</sup>	W Watergehalte in gewichts%	n Porositeit-volumen in %	$\frac{V_u}{V_v}$ Watergehalte in volume %	Sr Verzadigingsgraad in %	T <sub>8u</sub>
1	12.32 - 12.62	1.33	0.58	127.7	-	74.48	100.0	2,27
2	12.92 - 13.22	1.27	0.55	132.5	-	72.47	100.0	2,00
3	13.52 - 13.82	1.35	0.62	117.1	-	72.55	100.0	2,26
4	14.12 - 14.42	1.32	0.60	119.1	-	71.98	100.0	2,14
5	14.72 - 15.02	1.32	0.55	133.0	-	76.31	100.0	2,32
6	15.32 - 15.62	1.43	0.74	92.7	-	68.99	100.0	2,39
7	15.92 - 16.22	1.77	1.24	42.8	53.16	53.16	100.0	2,65
8	16.52 - 16.82	1.74	1.22	42.6	53.97	51.98	96.3	2,65
9	17.12 - 17.42	1.68	1.12	50.1	57.86	55.99	96.8	2,66
10	17.72 - 18.02	1.63	1.04	56.7	60.83	58.84	96.7	2,66
11	18.32 - 18.62	1.76	1.30	35.7	50.93	46.44	91.2	2,65
12	18.92 - 19.22	-	-	-	-	-	-	-
13	19.52 - 19.82	1.63	1.11	46.4	57.96	51.68	89.2	2,64
14	20.12 - 20.42	1.77	1.27	39.2	52.03	49.79	95.7	2,65
15	20.72 - 21.02	1.54	0.96	60.8	63.82	58.31	91.4	2,65
16	21.32 - 21.62	1.60	1.10	44.8	58.42	49.36	84.5	2,65
17	21.92 - 22.22	1.80	1.32	36.6	50.23	48.23	96.0	2,65
18	22.52 - 22.82	1.67	1.15	45.9	56.70	52.60	92.8	2,66
19	23.12 - 23.42	1.54	0.96	59.6	63.63	57.47	90.3	2,64
20	24.62 - 24.92	1.69	1.13	50.0	57.49	56.31	97.9	2,66
21	25.22 - 25.52	1.69	1.20	40.3	54.63	48.41	88.6	2,64
22	25.82 - 26.12	1.69	1.22	38.9	53.98	47.45	87.9	2,65
23	26.42 - 26.72	1.78	1.36	30.7	48.72	41.75	85.7	2,65
24	27.02 - 27.32	1.74	1.20	44.6	54.68	53.56	98.0	2,65
25	27.62 - 27.92	1.72	1.25	36.9	52.70	46.31	87.9	2,64
26	28.22 - 28.52	1.76	1.23	43.7	53.68	53.68	100.0	2,66
27	28.82 - 29.12	1.60	1.13	41.5	57.35	46.91	81.8	2,65
28	29.42 - 29.72	1.64	1.10	49.3	59.62	54.08	92.3	2,66
29	30.02 - 30.32	1.57	1.02	53.5	61.50	54.59	88.8	2,65

Tabel 2-C :  
Monsteranalyse van boring 431 .  
(Lit. 26).

Behoort bij:

BORING: D 6 - 596 (kop IJ-tunnel in Noord)

Monster- nummer	Diepte in m —N.A.P.	$\gamma_n$ Volume- gewicht in t/m <sup>3</sup>	$\gamma_d$ Droog Volume- gewicht in t/m <sup>3</sup>	W Watergehalte in gewichts%	n Porlën- volume in %	$\frac{V_w}{V_v} \times 100\%$ Watergehalte in volume%	Sr Verzadigings- graad in %	$\gamma_k$
1	4.67 - 4.97	1.65	1.11	48.6	57.98	54.07	93.3	2,64
2	5.27 - 5.57	1.55	0.95	63.7	64.27	60.36	93.9	2,66
3	5.87 - 6.17	1.67	1.09	52.7	58.74	57.74	98.3	2,64
4	6.47 - 6.77	1.61	1.06	51.5	59.91	54.68	91.3	2,64
5	7.07 - 7.37	1.78	1.26	40.5	52.31	51.18	97.8	2,64
6	7.67 - 7.97	1.73	1.22	41.7	53.87	51.01	94.7	2,64
7	8.27 - 8.57	1.59	1.00	58.4	62.10	58.61	94.4	2,64
8	8.87 - 9.17	1.74	1.20	44.7	54.74	53.61	97.9	2,65
9	9.47 - 9.77	1.70	1.16	46.5	56.25	53.97	95.9	2,65
10	10.07 - 10.37	1.54	0.96	59.5	63.68	57.28	89.9	2,64
11	10.67 - 10.97	1.60	1.02	56.8	61.38	58.10	94.7	2,64
12	11.27 - 11.57	1.65	1.16	43.2	56.40	49.92	88.5	2,66
13	11.87 - 12.17	1.75	1.26	38.7	52.44	48.81	93.1	2,65
14	12.47 - 12.77	1.70	1.15	47.7	56.47	55.08	97.5	2,64
15	13.07 - 13.37	1.70	1.19	42.2	54.99	50.30	91.5	2,64
16	13.67 - 13.97	1.78	1.27	39.5	51.89	50.39	97.1	2,64
17	14.27 - 14.57	1.70	1.17	46.0	55.95	53.65	95.9	2,66
18	14.87 - 15.17	1.84	1.43	29.3	46.16	41.77	90.5	2,66
19	15.47 - 15.77	1.70	1.20	41.2	54.62	49.60	90.8	2,64
20	16.07 - 16.37	1.75	1.32	32.3	50.00	42.81	85.6	2,64
21	16.67 - 16.97	1.73	1.26	37.8	52.53	47.60	90.6	2,64
22	17.27 - 17.57	1.68	1.13	49.0	57.55	55.18	95.9	2,66
23	17.87 - 18.17	1.74	1.24	40.1	53.24	49.73	93.4	2,65
24	18.47 - 18.77	1.75	1.26	39.4	52.51	49.61	94.5	2,65
25	19.07 - 19.37	1.82	1.34	36.3	49.51	48.58	98.1	2,65
26	19.67 - 19.97	1.78	1.31	35.5	50.51	46.61	92.3	2,65
27	20.27 - 20.57	1.72	1.23	40.5	53.72	49.64	92.4	2,63
28	20.87 - 21.17	1.87	1.47	27.0	44.35	39.75	89.7	2,64
29	21.47 - 21.77	1.84	1.38	33.1	47.95	45.61	95.1	2,65
30	22.07 - 22.37	1.80	1.30	38.0	50.83	49.58	97.5	2,64
31	22.67 - 22.97	1.93	1.55	25.0	41.60	38.71	93.1	2,65
32	23.27 - 23.57	1.72	1.16	48.5	56.29	56.16	99.8	2,65

Tabel 2-D :  
Monsteranalyse van boring 596 .  
(Lit. 26).



Behoort bij:

BORING: D ( - 634 ( open havenfront)

Monster- nummer	Diepte in m -N.A.P.	Volume- gewicht in t/m <sup>3</sup>	Droog Volume- gewicht in t/m <sup>3</sup>	Watergehalte in gewichts%	Porie- volume in %	Watergehalte in volume%	Verzadigings- graad in %	
							Sr	γ <sub>u</sub>
1	3.22 - 3.52	1.70	1.13	50.6	57.28	57.28	100.0	2,65
2	3.82 - 4.12	1.11	0.28	294.0	-	83.20	100?	1,67
3	4.42 - 4.72	1.43	0.79	80.5	-	63.90	100?	2,19
4	5.02 - 5.32	1.74	1.18	46.9	55.39	55.39	100.0	2,65
5	5.62 - 5.92	1.73	1.17	47.5	55.72	55.72	100.0	2,64
6.	6.22 - 6.52	1.72	1.16	48.4	56.20	56.20	100.0	2,65
7.	6.82 - 7.12	-	-	-	-	-	-	-
8.	7.42 - 7.72	-	-	-	-	-	-	-
9.	8.02 - 8.32	1.62	1.00	61.9	62.26	61.86	99.4	2,65
10.	8.62 - 8.92	1.54	0.92	67.3	65.20	62.03	95.1	2,64
11.	9.52 - 9.82	1.43	0.74	93.7	-	69.23	100?	2,40
12.	10.12 - 10.42	1.49	0.79	87.9	70.06	69.80	99.6	2,64
13.	10.72 - 11.02	1.73	1.20	44.5	54.80	53.36	97.4	2,65
14.	11.32 - 11.62	1.82	1.32	37.9	50.11	50.11	100.0	2,65
15.	11.92 - 12.22	1.47	0.75	94.7	71.49	71.49	100.0	2,63
16.	14.92 - 15.22	-	-	-	-	-	-	-
17.	15.52 - 15.82	-	-	-	-	-	-	-
18.	16.12 - 16.42	1.80	1.31	37.8	50.60	49.46	97.7	2,65
19.	16.72 - 17.02	1.95	1.53	27.7	42.32	42.32	100.0	2,65
20.	17.32 - 17.62	1.92	1.49	29.6	43.95	43.95	100.0	2,66
21.	17.92 - 18.22	2.04	1.68	21.9	36.73	36.73	100.0	2,66

Tabel 2-E :

Monsteranalyses bij boring 634 .  
(Lit. 26).

L

DIENST DER PUBLIEKE WERKEN AMSTERDAM Bureau Grondmechanica	Rekennummer no. 295	Gez. 10.9.51	791 Grm. 2
	<b>ANALYSELIJST</b>	Gez. 1	
		Gez. 1/1 7 14 1/2	

Behoort bij opdracht 2113

BORING D6 - 753 (Noorden van Oostertoegang)

Monster- nummer	Diepte in m —N.A.P.	$\gamma_n$ Volume- gewicht in t/m <sup>3</sup>	$\gamma_d$ Droog Volume- gewicht in t/m <sup>3</sup>	W Watergehalte in gewichts%	n Poriën- volume in %	$\frac{V_n}{V_g}$ Watergehalte in volume%	Verzadigings- graad in %
1	7.00 - 7.30	1.31	0.60	119.4	-	71.3	100 <sup>?</sup> - 2.09 <sup>?</sup>
2	7.60 - 7.90	1.23	0.50	147.7	-	73.2	100 <sup>?</sup> - 1.07 <sup>?</sup>
3	8.20 - 8.50	1.26	0.53	138.1	-	73.2	100 <sup>?</sup> - 1.98 <sup>?</sup>
4	8.80 - 9.10	1.23	0.58	111.2	-	64.7	100 <sup>?</sup> - 1.64 <sup>?</sup>
5	9.40 - 9.70	1.20	0.52	133.1	-	68.7	100 <sup>?</sup> - 1.66 <sup>?</sup>
6	10.30 - 10.60	1.28	0.57	123.1	-	70.6	100 <sup>?</sup> - 1.94 <sup>?</sup>
7	11.20 - 11.50	1.23	0.55	124.6	-	68.4	100 <sup>?</sup> - 1.74 <sup>?</sup>
8	11.80 - 12.10	1.25	0.50	148.0	-	74.6	100 <sup>?</sup> - 1.97 <sup>?</sup>
9	12.40 - 12.70	1.28	0.56	129.7	-	72.3	100 <sup>?</sup> - 2.02 <sup>?</sup>
10	13.00 - 13.30	1.28	0.57	123.1	-	70.5	100 <sup>?</sup> - 1.93 <sup>?</sup>
11	13.60 - 13.90	1.27	0.56	127.6	-	71.5	100 <sup>?</sup> - 1.96 <sup>?</sup>
12	14.80 - 15.10	1.96	1.59	23.7	40.1	37.5	93.6 2.65
13	15.40 - 15.70	1.95	1.55	26.1	41.7	40.3	96.8 2.66
14	16.30 - 16.60	1.83	1.37	33.6	48.5	45.9	94.8 2.66

Tabel 2-F :  
Monsteranalyses bij boring 753 .  
(Lit. 26)..

Behoort bij opdracht 2110

BORING 20 - 758 (in Oostertoegang)

Monster- nummer	Diepte in m —N.A.P.	$\gamma_n$ Volume- gewicht in t/m <sup>3</sup>	$\gamma_d$ Droog Volume- gewicht in t/m <sup>3</sup>	W Watergehalte in gewichts%	n Porien- volume in %	$V_w$ $\frac{V_w}{V_g} \times 100$ Watergehalte in volume%	$S_r$ Verzadigings- graad in %
1	6.21 - 6.51	1.49	0.90	65.3	66.0	58.8	39.1 <sup>2,65</sup>
2	6.81 - 7.11	1.86	1.47	26.6	44.7	39.1	37.5 <sup>2,66</sup>
3	7.41 - 7.71	1.82	1.32	37.8	50.0	50.0	100.0 <sup>2,64</sup>
4	8.01 - 8.31	1.84	1.41	30.2	46.7	42.7	91.3 <sup>2,65</sup>
5	8.61 - 8.91	1.50	0.78	91.9	-	72.0	100? - <sup>2,79</sup>
6	9.21 - 9.51	1.36	0.73	87.7	-	63.7	100? - <sup>2,01</sup>
7	9.81 - 10.11	1.51	0.88	71.4	66.8	62.8	94.0 <sup>2,65</sup>
8	10.41 - 10.71	1.68	1.20	40.2	54.9	48.1	87.7 <sup>2,66</sup>
9	12.21 - 12.51	1.26	0.58	117.3	-	68.2	100? - <sup>1,812</sup>
10	14.61 - 14.91	1.89	1.55	22.0	41.5	34.1	82.1 <sup>2,65</sup>
11	15.21 - 15.51	1.96	1.62	21.3	39.0	34.4	83.2 <sup>2,66</sup>
12	15.81 - 16.11	1.89	1.48	27.1	44.0	40.3	91.6 <sup>2,64</sup>
13	16.41 - 16.71	1.72	1.29	33.8	51.4	43.5	84.5 <sup>2,65</sup>

Tabel 2-G :  
 Monsteranalyses bij boring 758.  
 (Lit. 26).

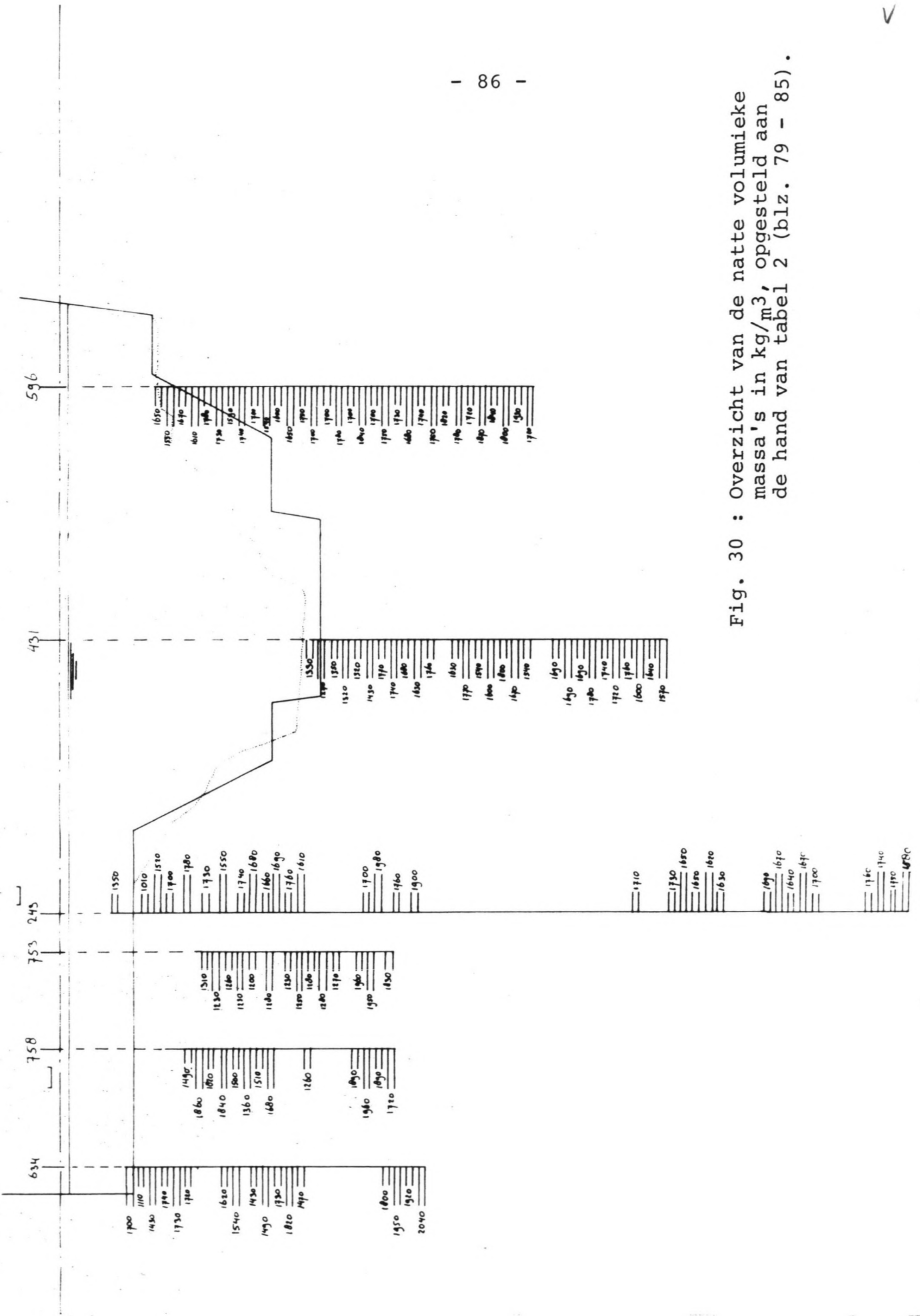


Fig. 30 : Overzicht van de natte volumieke massa's in kg/m<sup>3</sup>, opgesteld aan de hand van tabel 2 (blz. 79 - 85).

### III.6.3. Langsprofiel van de tunnel

Zie figuur 31 op blz. 88.

Diepteligging : Zoals in § III.6.1. al is vermeld, wordt deze gekozen overeenkomstig de diepteligging van de IJ-autotunnel. Dat wil zeggen, dat het diepste punt van het dak overeen moet komen met dat van de IJ-autotunnel en dat dezelfde mogelijkheden voor verlegging en verdieping van de vaargeul worden opengelaten.

Rekening wordt daarom gehouden met de diepe verlegde vaargeul van fig.24 op blz. 63. Het laagste punt van het IJ-autotunneldak ligt op circa NAP - 14,70 m. Dit is maatgevend voor het tramtunneldak. Ter vergelijking : het Hemspoortunneldak heeft als laagste niveau NAP - 16,30 m, maar daar is de gegarandeerde geuldiepte dan ook NAP -15,50 m.

Hellingen : De steilst toepasbare helling is 7,5% (zie VO). Deze moet in het zuiden ook worden toegepast teneinde zo min mogelijk van de funderingsplaat onder de treinviaducten over de Oostertoegang te hoeven aantasten. Als het materieel toch geschikt is voor 7,5% helling, dan kan deze ook in het noorden worden toegepast. Dit maakt de tunnel korter en dus goedkoper (zie VO).

Verticale bogen :  $R_v = \frac{1}{2}v^2$  met  $R_v \geq 500$  m (v in km/h)

Bij 70 km/h (mogelijke topsnelheid) :  $R_v = 2450$  m.

(Dit geldt voor stadsspoorwegen en is gebaseerd op een toelaatbare verticale versnelling  $a_v = 0,15$  m/s<sup>2</sup>. Overgangsbogen zijn wegens de ruime verticale afrondingsbogen niet nodig.

(Lit.12).

Dwangpunten : Punten waar de tunnel onder of boven moet blijven zijn : Uitgaande van een minimale gronddekking van 1,0 m (zie Lit.17) moet de tunnel een meter onder de in fig. 24 op blz. 63 geschetste scheepvaartgeul blijven. De hoekpunten van deze geul zullen dwangpunten zijn.

of hoek 0,5m

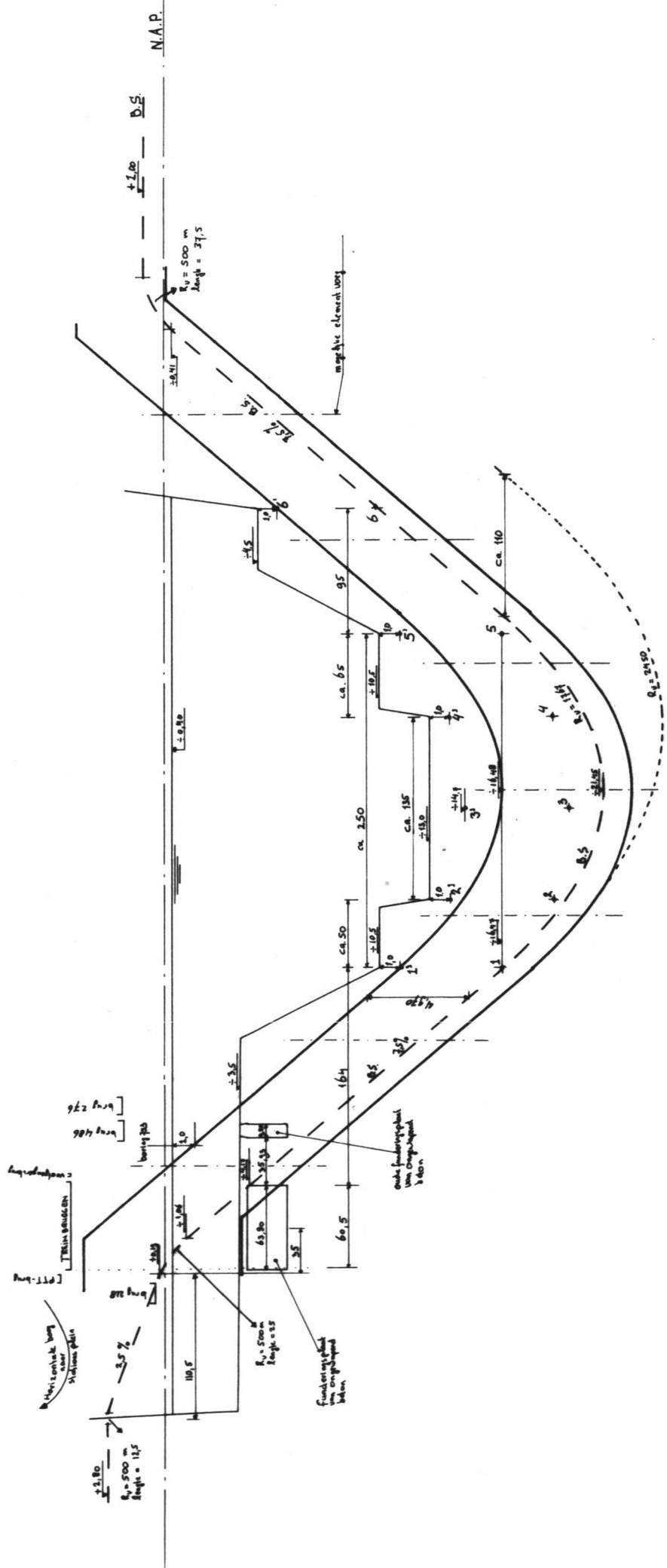


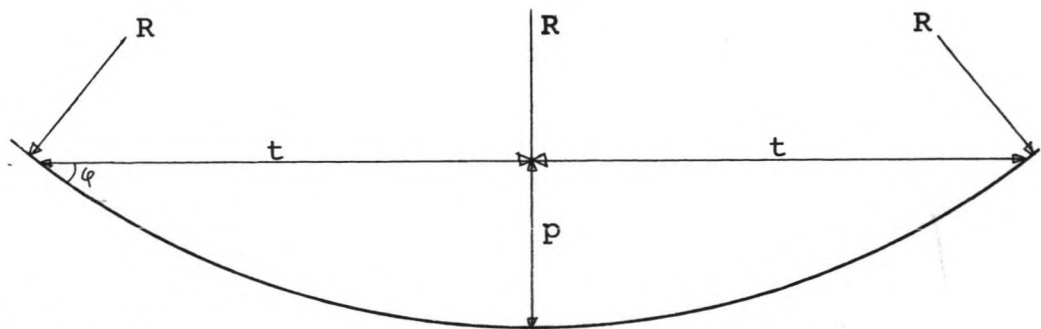
FIG. 31 : LENGTE DOORSNEDE TUNNEL  
 meten in meters, hoogte tot N.A.P.

Verder ligt in het zuiden onder de treinviaducten een funderingsplaat die als het kan helemaal niet aangetast mag worden (zie vooral ook § VI.1.). Ook is het voor de aansluiting op het Stationsplein van belang, dat de tram zo hoog mogelijk onder de Oostertoegangsbruggen uitkomt. Dit zijn beide redenen om in het zuiden een zo steil mogelijke helling toe te passen.

Dwangpunten 1' t/m 6' in figuur 31 op blz. 88 geven de bovengrens voor het tunneldak weer. Op 4970 mm (afstand dak - BS) daaronder liggen de punten 1 t/m 6 die de bovengrens voor Bovenkant Spoor aangeven.

Als allereerst wordt uitgegaan van de wens zo min mogelijk te hoeven slopen van de funderingsplaat onder de treinviaducten, dan betekent dit dat vanaf dwangpunt 1 (meest links) een helling van 7,5% gevolgd moet worden. Dit kan ingetekend worden in de figuur 31 op blz. 88.

Verder kunnen voor een verticale afrondingsboog de volgende vergelijkingen worden opgesteld :



Pythagoras :

$$R^2 = t^2 + (R-p)^2 \quad , \text{ dus: } t^2 + p^2 - 2Rp = 0$$

$$\Rightarrow t = \sqrt{2Rp - p^2} \quad , \text{ dus: } R = \frac{t^2 + p^2}{2p}$$

$$p = \frac{2R \pm \sqrt{4R^2 - 4t^2}}{2}$$

$$\text{èn: } t = R \cdot \tan \varphi$$

Fig. 32 : Vergelijkingen voor een afrondingsboog.

Als uitgegaan wordt van  $v_{\text{in tunnel}} = 70 \text{ km/h} \Rightarrow R_v = \frac{1}{2}v^2 = 2450 \text{ m}$ .

Wil de boog aansluiten op 7,5% helling dan moet  $t = 0,075 * R = 183,75 \text{ m}$  lang zijn. Als dan in het noorden wederom een 7,5% helling wordt toegepast, wordt de boog  $2t = 367,50 \text{ m}$  lang. Dit is geschetst in fig.31 op blz. 88.

Deze boog gaat ruim onder de andere dwangpunten door. De tunnel wordt ongeveer 110 m langer dan in het geval dat vanaf dwangpunt 6 een helling van 7,5% gevolgd zou worden.

Het is voor de tunnelbouwkosten beter als een boogstraal gevonden wordt die ook in punt 6 precies aansluit op een doorgaande 7,5% helling. Dit zal dan een kleinere boogstraal dan 2450 m zijn. Er zal daarom (uitgaande van dezelfde verticale versnelling  $a_v = 0,15 \text{ m/s}^2$ ) een lagere snelheid gereden moeten worden dan 70 km/h.

In hoe  
verre is  
dit accep-  
tabel?

Een helling van 7,5% door punt 6' komt na  $\frac{6,0}{0,075} = 80,0 \text{ m}$  (naar links), op het niveau van punt 1' en 5'.

Dit punt bevindt zich 15 m rechts van 3'.

Het volgende kan dan gesteld worden :

$$2t = 250 + 15 = 265 \text{ m} \Rightarrow t = 132,5 \text{ m}$$

$$\varphi = \arctan 0,075 \Rightarrow \tan \varphi = 0,075$$

$$R = \frac{t}{\tan \varphi} = \frac{132,5}{0,075} = 1766,67 = 1767 \text{ m}$$

Deze boog gaat onder de dwangpunten 2', 3', 4' en 5' door.

Het dak van de tunnel heeft als diepste punt :  $\text{NAP} - 11,5 - p = - 11,5 - 4,98 = \text{NAP} - 16,5 \text{ m}$ .

Het is mogelijk door met nog kleinere afrondingsbogen te werken en hiervan ook meerdere toe te passen, de tunnel precies de dwangpunten te laten volgen.

De tunnel kan dan wat hoger komen te liggen.

Dit is evenwel in verband met voertuigexploitatie (en dan met name het passagierscomfort) niet toelaatbaar. Eén lange, weliswaar nogal krappe maar wel constante, verticale boog wordt als veel prettiger ervaren dan een steeds veranderende boogstraal met als gevolg een steeds veranderende verticale versnelling.



De snelheid waarmee de boog met  $R_v = 1767$  m kan worden bere-  
den is :

$$v^2 = 2 \cdot R_v \Rightarrow v = \sqrt{3534} = 59,45 \text{ km/h.}$$

Mocht het vervoerbedrijf een grotere snelheid willen toepas-  
sen dan moet òf dit criterium worden aangepast, dus grotere  
verticale versnellingen worden toegelaten, òf er moet een  
grotere boogstraal worden toegepast. Een grotere  $R_v$  maakt  
echter wel dat de tunnel èn dieper komt te liggen èn langer  
wordt, dus duurder uitvalt.

Het voordeel van hogere snelheden en voldoende comfort moet  
worden afgewogen tegen het nadeel van hogere bouwkosten.  
Hier wordt aangenomen, dat de snelheid van circa 60 km/h  
voldoende is. De praktische capaciteit (zie § III.3.2. VO)  
van de tunnel verandert hierdoor niet omdat niet de snelheid  
in de tunnel maar het aantal trams dat per uur kan halteren  
hiervoor maatgevend is.

Opvallend is, dat niet de grote diepte van de vaargeul en de  
ligging van de diepe vaargeul maatgevend is voor het langs-  
profiel. Het belangrijkste dwangpunt is de knik in de geul  
aan de zuidzijde op NAP - 10,5 m (punt 1). Als dit punt iets  
meer naar het noorden zou kunnen of iets hoger zou kunnen ko-  
men te liggen, kan nog meer van de funderingsplaat onder de  
Oostertoegang intact blijven. Bij uitvoering van het project  
zal bekeken moeten worden hoe "hard" de eisen voor de sloop-  
vaartgeul-ligging zijn.

Ook is het mogelijk de gronddekking minder te laten zijn. Als  
het tunneldak zodanig wordt gedimensioneerd, dat een vallend  
of slepend anker geen belangrijke schade toebrengt, kan deze  
gronddekking in principe minder worden. Mindere gronddekking  
kan evenwel in de toekomst ook hinderlijk zijn voor het op  
diepte houden van de vaargeul. Baggermachines kunnen bescha-  
digd worden. Hier wordt de 1,0 m gronddekking verder aangehou-  
den.

Dus : in midden :  $R_v = 1767$  m over 265 m lengte

op NAP - 11,5 m (dakniveau) gaat de boog over in 7,5%helli

✓

NB : De dakhoogte is maatgevend. Als bijvoorbeeld in verband met te verwachten zettingen de afstand dak-bovenkant spoor groter <sup>wordt</sup> wordt in het inwendige van de tunnel, dan moet het spoor dieper komen te liggen. Het dak blijft op hetzelfde niveau.

Situatie bij Oostertoegang

In § III.5. is gesteld (aanname), dat op 35 m (naar het zuiden) uit het hart van de funderingsplaat van de treinviaducten de horizontale boog ( $R_H = 30$  m) naar het Stationsplein begint. Op dat punt mag geen steile helling meer aanwezig zijn omdat dan de totale weerstand voor de tram te groot zou zijn. Daarom wordt dit punt aangenomen als het einde van de verticale overgangsboog. Na dit punt loopt het spoor verder onder een 2,5% helling tot een niveau van NAP + 2,80 m bereikt is, zodat op maaiveldniveau op het Stationsplein kan worden gehalteerd (zie Lit.17, tekening T.8443).

Acceptabel?

De verticale afrondingsboog die wordt toegepast, is de kleinst mogelijke :  $R_V = 500$  m. Deze kan worden bereiden met

$v = \sqrt{2R_V} = 31,6$  km/h. Voor de bocht met  $R_H = 30$  m moet toch worden afgeremd, dus deze lage toelaatbare snelheid is geen bezwaar. Deze horizontale boog mag bereiden worden met : (uitgaande van  $a_H \leq 0,8$  m/s<sup>2</sup>) :  $v = 17,5$  km/h (zie § III.5.).

De overgangsboog zorgt ervoor, dat de helling van 7,5% overgaat in 2,5%.

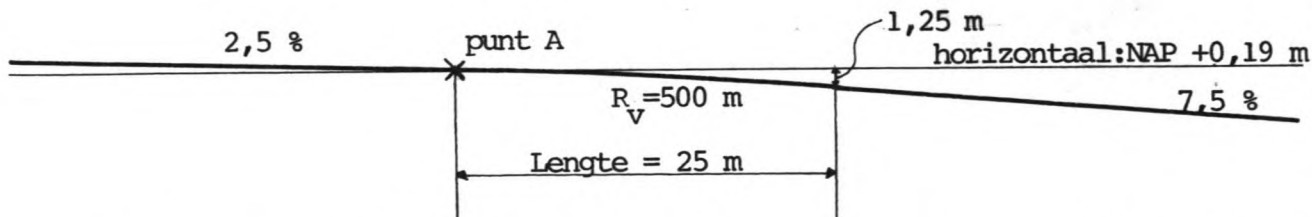


Fig. 33 : Verticale overgangsboog ter plaatse van de Oostertoegang.

De boog "overbrugt" 5%  $\Rightarrow$  lengte boog =  $t = \tan \varphi' \cdot R$  (zie blz. 89) =  $0,05 * 500 = 25$  m .

$p$  = zakking ten opzichte van 2,5% helling =  $0,625$  m

totale zakking ten opzichte van A =  $2,5\% * 25 + p = 0,625 + 0,625 = 1,25$  m

Voor Bovenkant Spoor (BS) komt punt A te liggen op :  
(zie fig. 31 op blz. 88)

Dwangpunt 1 ligt op NAP - 16,47 m en op circa  $164 + 31,4 + 35 = 230,4$  m rechts van A ; De 7,5% helling loopt  $230,4 - 25 = 205,4$  m door. Het niveau van A = (niveau van 1) +  $(205,4 * 0,075) + (1,25) = \text{NAP} - 16,47 + 15,41 + 1,25 = \underline{\text{NAP} + 0,19}$  m.

Op de noordelijke (rechter) rand van de funderingsplaat ligt BS op :  $\text{NAP} - 16,47 + 164 * 0,075 = \underline{\text{NAP} - 4,17}$  m.

Het tunneldak en de tunnelvloer worden bij de Oostertoegang nog niet getekend omdat de afmetingen van de tunnel daar nog niet bekend zijn. Zie hiervoor hoofdstuk VI.

Het is wel duidelijk, dat de tunnel zo dwars door de oude funderingsplaat van de vroegere draaibrug heenloopt. Ook moet de tijdelijke brug 228 welke net ten zuiden van de PTT brug ligt, verdwijnen.

De overige bruggen kunnen zonder bezwaar intact blijven volgens deze langsdoorsnede. Er is voldoende vrije ruimte onder de bruggen aanwezig.

De overgang van 2,5% helling naar horizontaal spoor (dit gebeurt ten westen van de Oostertoegang) gaat ook weer door middel van  $R_v = 500$  m. De snelheid van de tram kan hier toch niet meer zo hoog zijn, omdat vlak daarna de halte komt.

De lengte van deze boog is :  $t = \tan \varphi \cdot R = 0,025 * 500 = \underline{12,5}$  m.  
 $p = 0,16$  m  $\Rightarrow$  aangezien de boog eindigt op NAP + 2,80 m, begint hij op  $\text{NAP} + 2,80 + 0,16 = \underline{\text{NAP} + 2,64}$  m.

De 2,5% helling is dan lang :

$\frac{2,64 - 0,19}{0,025} = 98,0$  m. De totale lengte vanaf punt A tot ni-

veau NAP + 2,80 m is  $98,0 + 12,5 = \underline{110,5}$  m.



In het noorden moet het spoor op NAP + 1,00 m komen te lopen. De overgangsboog moet gekozen worden afhankelijk van de exploitatieeisen. Als bijvoorbeeld vlak na de tunnel een halte komt, dan kan volstaan worden met  $R_v = R_{\min} = 500$  m ( $v = 31,6$  km/h, is laag want tram moet voor halte afremmen). Als het de bedoeling is, dat de tram met grotere snelheid kan rijden hier, dan is een grotere straal nodig : bijvoorbeeld  $v = 60$  km/h (=  $v_{\text{toelaatbaar onder in tunnel}}$ ) geeft :

$$R_v = \frac{1}{2}v^2 = 1800 \text{ m} , \text{ of bij } 70 \text{ km/h} : R_v = 2450 \text{ m}.$$

$$\text{De lengte van de boog} = 0,075 * R \text{ en } p = \frac{2R - \sqrt{4R^2 - 4t^2}}{2}$$

(Zie fig. 32 op blz. 89.)

Bij de verschillende snelheden worden deze waardes :

$$v \leq 31,6 \text{ km/h} \Rightarrow R_v = R_{\min} = 500 \text{ m} \Rightarrow \text{lengte boog} = 37,5 \text{ m} \Rightarrow p = 1,41 \text{ m}$$

$$v = 60 \text{ km/h} \Rightarrow R_v = R_{\min} = 1800 \text{ m} \Rightarrow \text{lengte boog} = 135 \text{ m} \Rightarrow p = 5,07 \text{ m}$$

$$v = 70 \text{ km/h} \Rightarrow R_v = R_{\min} = 2450 \text{ m} \Rightarrow \text{lengte boog} = 183,75 \text{ m} \Rightarrow p = 6,90 \text{ m}$$

Over halteplaatsen wordt in het VO weinig vermeld. Wel wordt gesproken van de mogelijkheid om de tunnelcapaciteit te vergroten door trams te koppelen vlak voor de tunnel. Hiervoor moeten de trams in het noorden een halte en koppelplaats hebben.

Voor de tunnelbouw is het het makkelijkst als de overgangsboog zo kort mogelijk is, omdat dan de tunnelementen recht kunnen zijn.

Om deze twee redenen wordt hier gekozen voor  $R_v = 500$  m maar het is goed mogelijk, dat dit in de praktijk groter moet worden.

**NB :** Ook in het noorden worden het dak en de vloer niet verder getekend omdat deze in een nadere studie nog ontworpen moeten worden.

Concluderend : (niveau's gelden voor BS)

Horizontale afstanden vanaf punt A: (einde verticale overgangsboog in zuiden, begin horizontale boog naar Stationsplein, punt A : op NAP + 0,19 m )

Naar Stationsplein : (westelijk)

- helling 2,5% lang 98,0 m (tot NAP + 2,64 m)
- daaropvolgend verticale boog  $R_V = 500$  m lang 12,5 m tot NAP + 2,80 m
- in punt A begint ook horizontale boog  $R_H = 30$  m

Naar Noorden :

- overgangsboog verticaal  $R_V = 500$  m , lang 25 m tot NAP - 1,06 m
- daarna helling 7,5% lang 205,4 m tot NAP - 16,47 m
- dan verticale overgangsboog  $R_V = 1767$  m, lang 265 m, weer tot NAP - 16,47 m
- Diepste punt NAP - 21,45 m
- daarna helling 7,5% lang 214,1 m tot NAP - 0,41 m
- gevolgd door een verticale overgangsboog  $R_V = 500$  m, lang 37,5 m waarna het spoor op NAP + 1,00 m gekomen is.

### III.7. Indeling van tunnel in elementen

Zie fig. 31 op blz. 88. Aangenomen wordt, dat de afzinkelementen doorlopen tot de plaats waar het dak precies de waterlijn (NAP - 0,40 m) raakt. Er wordt hier dus gekozen voor het zo lang mogelijk maken van het afzinkbare gedeelte.

Of dit in het noorden noodzakelijk is, is afhankelijk van de gevolgen die een grote waterstandsverlaging in een diepe bouwput voor de omgeving heeft. Hierbij moet bedacht worden, dat de open bouwput vlakbij de IJ-autotunnel komt te liggen. Een grondwaterstandsverlaging zal een vergroting van neerwaartse druk op de palenfundering tot gevolg hebben. Maar wellicht kan juist gebruik gemaakt worden van de nog aanwezige zware damwandconstructie (betonnen bogen tot 22 m lengte) van de vroegere bouwput van de IJ-autotunnel (zie § III.3.6. VO). Ook moet rekening gehouden worden met de invloed op naburige woningen. Dit gebied vertoont overigens nog steeds zakkingen : Tot ca. 1,5 mm per jaar.

Als bovenstaande zaken geen grote problemen opleveren, kan beter gezorgd worden, dat in het noorden het afzinkbare deel zo kort mogelijk wordt daar dit in het algemeen voor Nederlandse omstandigheden het goedkoopste is (Lit.23).

In het zuiden is grondwaterstandsverlaging niet mogelijk (zie hoofdstuk VI) in verband met overbelasting van de houten palen onder de spoorviaducten. Waarschijnlijk wordt de afzinkmethode hier op speciale wijze zeer ver doorgezet. Een precieze vaststelling van lengte van de afzinkelementen kan pas gebeuren nadat de problematiek van de landhoofden is bestudeerd.

Dit zal in deze studie alleen voor het zuidelijke gedeelte gebeuren. Daarom wordt aangenomen, dat in het noorden de afzinkmethode ver wordt doorgezet. Deze aanname is van weinig invloed op het verdere verloop van het onderzoek.

Nu kan de lengte van het af te zinken gedeelte als volgt worden bepaald :

Als dak op NAP - 0,40 m dan BS op NAP - 0,40 - 4,97 = NAP - 5,37

Dit punt bevindt zich op  $\frac{16,47 - 5,37}{0,075} = 148,00$  m links van dwangpunt 1.

De lengte van dak op waterlijn tot dak op waterlijn is dus :  $2 * 148,00 + \text{booglengte} = 2 * 148,00 + 265 = \underline{561,00 \text{ m.}}$

Uitgaande van symmetrie-overwegingen die handig zijn bij het bouwen van de tunnelementen, wordt een voeg in het midden van de verticale afrondingsboog aangenomen. De tunnel wordt vervolgens opgedeeld in een even aantal, liefst evenlange, delen. Bijvoorbeeld 6 stukken van  $\frac{561}{6} = 93,50$  m lengte. Ieder stuk kan op zich weer opgedeeld worden in kleinere moten die ten opzichte van elkaar een hoekverdraaiing kunnen ondergaan. De tunnel ligt dan als een ketting, die soepel eventuele zettingsverschillen kan volgen, in de IJ-bodem.

Dilatatievoegen worden normaal om de 20 à 25 m aangebracht dus het is logisch de moten deze lengte te geven. dus : lengte van moot =  $\frac{93,50}{4} = 23,375$  m.

Dit is een wat onhandige maat bij de betonbouw. De lengte kan beter iets korter worden (niet langer want dan komt dak van afzinkgedeelte boven water. De aanname dat dakniveau = water niveau is immers slechts met moeite haalbaar).

Is dit  
Zonder een  
logisch?

Dit is relatief  
kort (denk  
aan zinkkosten)

Zit er veel  
een sluitvoeg  
in, die ook  
Lengte vraagt?

Conclusie : mootlengte = 23,30 m  
elementlengte = 4 \* 23,30 = 93,20 m  
afzinklengte = 6 \* 93,20 = 559,20 m

Hier wordt dus gekozen voor vrij korte tunnelelementen : 93,20 m. De Hemspoortunnel heeft geleerd, dat het zelfs mogelijk zou zijn om de tunnel in twee delen van circa 280 m lengte af te zinken. De keuze valt hier op kortere elementen omdat :

- deze makkelijker te hanteren en te sturen zijn. Dit is vooral van belang voor het element dat gedeeltelijk onder en tussen de bruggen 486 en 276 gevaren moet worden
- bij kortere elementen zullen er tijdens transport, afzinken en vlak na afzinken (als element nog niet in mootjes is verdeeld) kleinere momenten in langsrichting optreden
- de vrij sterk gebogen ( $R_v = 1767$  m) elementen in het midden zijn makkelijk te maken en te vervoeren als ze korter zijn : lange, sterk gebogen elementen geven ook hoge langsspanningen bij vervoer.

De oplossing voor de aansluiting op de zuidoever kan invloed hebben op de lengte van het "normale" afzinkgedeelte. Het kan noodzakelijk zijn, dat het afzinken toch nog verder wordt doorgetrokken of juist minder ver.

In hoofdstuk VI wordt bepaald, dat er in het zuiden inderdaad gebruik kan worden gemaakt van een speciaal vormgegeven afzinkelement. Dit element is circa 80 m lang. De lengtes onder het IJ-gedeelte blijven ongeveer gelijk aan de zo juist genoemde.

Omdat de andere elementen nauwelijks verandering ondergaan en omdat een iets andere lengte op de beschouwingen in hoofdstuk IV en hoofdstuk V van weinig invloed is, wordt voorlopig uitgegaan van de op de hierboven genoemde afmetingen.

Bouwdok : Het bouwdok dat op de noordoever van het IJ ligt, (zie figuur 34 op blz. 98) iets ten oosten van de Coentunnel, is het dok dat ook voor de bouw van de IJ-autotunnel, Coentunnel en Hemspoortunnel is gebruikt. Voor de bouw van de

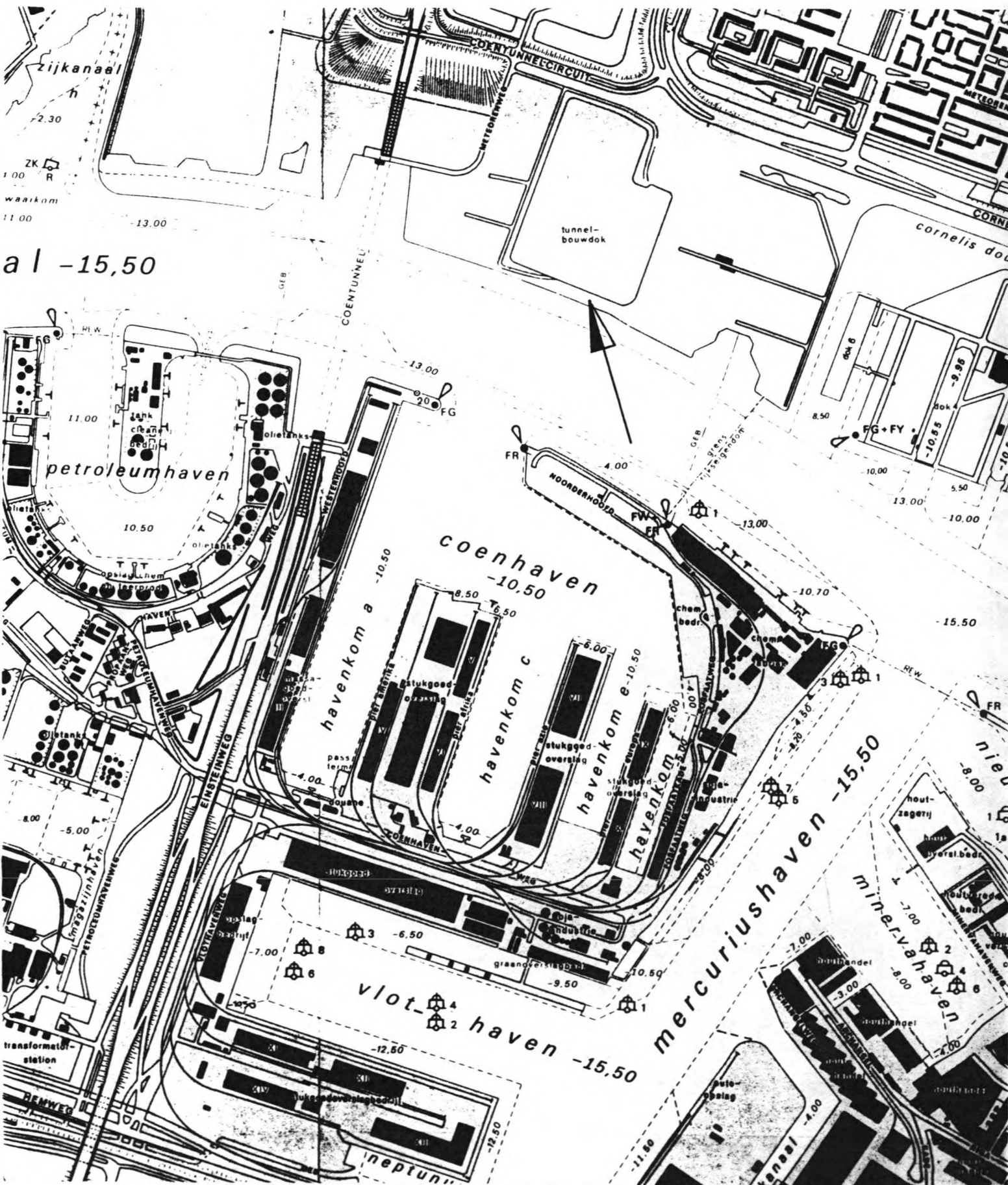


Fig. 34 : Het tunnelbouwdok ligt op de noordoever ter plaatse van de overgang van het IJ naar het Noordzeekanaal. (Deel van kaart: "Bakens, tonnen en meerboeien in de haven van Amsterdam", december 1981).



Hemspoortunnel werden de dokken van IJ- en Coentunnel samengetrokken.

Het dok is geschikt voor elementen tot circa 268 m (Hemspoortunnel) lang. De afmetingen zijn globaal 300 \* 200 m = (60.000 m<sup>2</sup>).

De zes elementen van circa 93 m lang en circa 10 m breed en het zuidelijke opritelement van circa 80 m lang en circa 10 m breed kunnen hier makkelijk in gemaakt worden.

Het is niet waarschijnlijk dat het eerst weer verkleinen van het bouwdok (dan goedkoper droogleggen) een voordeliger oplossing is. Dit wordt hier niet verder onderzocht.

oOoOo

#### IV. MOGELIJKHEDEN VOOR FUNDERING OP STAAL

Bij het aanbrengen van een tunnel met behulp van de afzinkmethode, wordt eerst een sleuf in de bodem gemaakt. Daarin wordt op een zandbed dat bijvoorbeeld door onderspoelen wordt aangebracht, een tunneldeel geplaatst. Vervolgens wordt de sleuf weer gedicht met een opvulmateriaal.

Bij deze werkwijze wordt dus aanwezige grond vervangen door tunnel plus zand (dat door onderspoelen of onderstorten is aangebracht) plus opvulmateriaal.

Om een indruk te krijgen van de mogelijkheden voor funderen op staal kan allereerst de massa van tunnel plus onderspoeling vergeleken worden met de massa van de grond die daar eerst zat. Het opvulmateriaal kan in principe vele volumieke massa's hebben en wordt in eerste instantie niet in de beschouwing meegenomen. Na deze eerste controle van de mogelijkheden wordt in § IV.4.1. berekend, dat een fundering op staal voldoende draagvermogen bezit. Dit wordt gedaan met de formules van Prandtl.

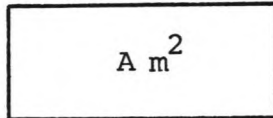
Uitgangspunt van deze eerste beschouwing is, dat als de massa van tunnel plus zand minder is dan of gelijk is aan de massa van weggehaalde grond, dat dan de korrelspanningen onder de constructie niet groter worden en er dus ook geen grote zakkingen hoeven te worden verwacht (er vanuit gaande, dat de bodem nauwelijks zakkingen vertoonde) (zie fig. 35 op blz. 101). Hierdoor wordt er dus voorlopig vanuit gegaan, dat de sleuf weer wordt opgevuld met een zelfde soort materiaal als er zat.

In fig. 30 op blz. 86 en tabel 2 op blz. 79 t/m 85 zijn de volumieke massa's van de grond gegeven in  $\text{ton}/\text{m}^3$ . Daarom wordt in het volgende gerekend met  $10^3 \text{ kg}/\text{m}^3$ .

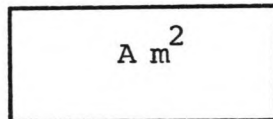
##### Uitgangspunten :

- tunneldoorsnede van fig.22 op blz. 56 ( $O = 59,310 \text{ m}^2$ )
- volumieke massa  $\rho$  van de tunnel =  $1079,1 \approx 1080 \text{ kg}/\text{m}^3$  (zie blz 46)
- $\rho$  zandonderspoeling =  $1960 \text{ kg}/\text{m}^3$  (volgens Van Tongeren, Lit.16-G)
- als dikte van zandpakket circa 1 m is en bestaat uit losge-

- pakte korrels met diameter  $\geq 0,5$  mm en  $\rho_{\text{korrel}} = 2600 \text{ kg/m}^3$   
 met losse pakking : 40 à 42%  $\Rightarrow \rho_{\text{zand droog}} = 1560 \text{ kg/m}^3$   
 (poriëengehalte)  $\Rightarrow \rho_{\text{zand nat}} = 1960 \text{ kg/m}^3$
- $\rho_{\text{grond}}$  volgens fig.30 op blz. 86
  - oppervlak van zandonderspoeling in dwarsdoorsnede =  $10 \text{ m}^2$
  - $g = 10 \text{ m/s}^2$  (versnelling van de zwaartekracht)



Dwarsdoorsnedeoppervlak A met de massa van de tunnel + zandonderspoeling



Dwarsdoorsnedeoppervlak A met de massa van de nu nog aanwezige grond

Indien verschil  $\leq 0$  : dan is massa grond  $\geq$  massa constructie, en dus fundering op staal in principe mogelijk.

Fig. 35 : Principe van eerste controle of fundering op staal mogelijk is.

#### IV.1. Bepalen massa van tunnel en onderspoeling

Tunnel : Oppervlakte dwarsdoorsnede (fig.22 op blz. 56) =  $59,31 \text{ m}^2$

$\rho_{\text{constructiebeton}} + 90\% \text{ van ballast} = 1080 \text{ kg/m}^3$

$\Rightarrow$ massa beton + 90% ballast = $59,31 * 1080$	$= 64,05 * 10^3 \text{ kg/r}$
andere 10% ballast (§ III.3.) = $0,2295 * 1600$	$= 0,37 * 10^3 \text{ kg/r}$
rails : $4 * 41,38 \text{ kg/m}$	$= 0,17 * 10^3 \text{ kg/r}$
overige demontabele voorzieningen : schatting	$= 0,30 * 10^3 \text{ kg/r}$
<b>Totaal :</b>	<u><math>64,89 * 10^3 \text{ kg/r}</math></u>

(dus de tunnel heeft zonder trams circa een massa van

$\frac{64,89}{59,31} * 10^3 = \underline{1094 \text{ kg/m}^3}$ ).

Zandonderspoeling :  $10 \text{ m}^2 * 1960 \text{ kg/m}^3 = \underline{19,60 * 10^3 \text{ kg/r}}$

Dus : tunnel (zonder trams) + zandonderspoeling =  $84,49 * 10^3 \text{ kg/r}$

De oppervlakte in dwarsdoorsnede van zand + tunnel =  $69,31 \text{ m}^2$ .

$$\text{Dus : } \underline{\int_{\text{tunnel leeg}} + \text{zand}} = \frac{84,49}{69,31} * 10^3 = \underline{\underline{1219 \text{ kg/m}^3}}$$

Trams : Alleen het geval van een stilstaande tram (dus geen stootbelasting) wordt van belang geacht.

Een rijdende tram geeft door het bewegen weliswaar een wat grotere belasting door dynamische effecten, maar deze is zo kortdurend, dat aangenomen wordt, dat de korrelspanningen hierdoor niet zullen worden verhoogd. Een groot deel van de trillingen wordt namelijk gedempt door de steenslagkorrels van het spoorballastbed. Verder zullen deze zeer korte belastingpieken eerst door wateroverspanningen worden opgenomen en pas na afstromen van het water door het korrelskelet. In de kleiïge gronden onder de zandonderspoeling duurt het afstromen veel langer dan de belastingpiek. Het water heeft dus niet de tijd om af te stromen. De meest extreme situatie doet zich voor als om wat voor reden dan ook twee trams (op ieder spoor één) precies naast elkaar gedurende langere tijd stilstaan. Er wordt uitgegaan van het volgende belastingschema :

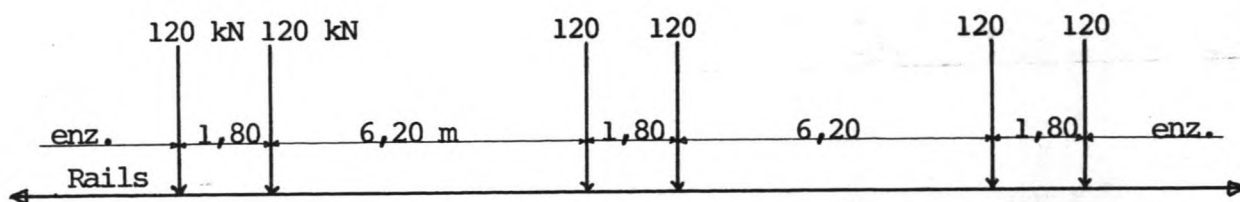
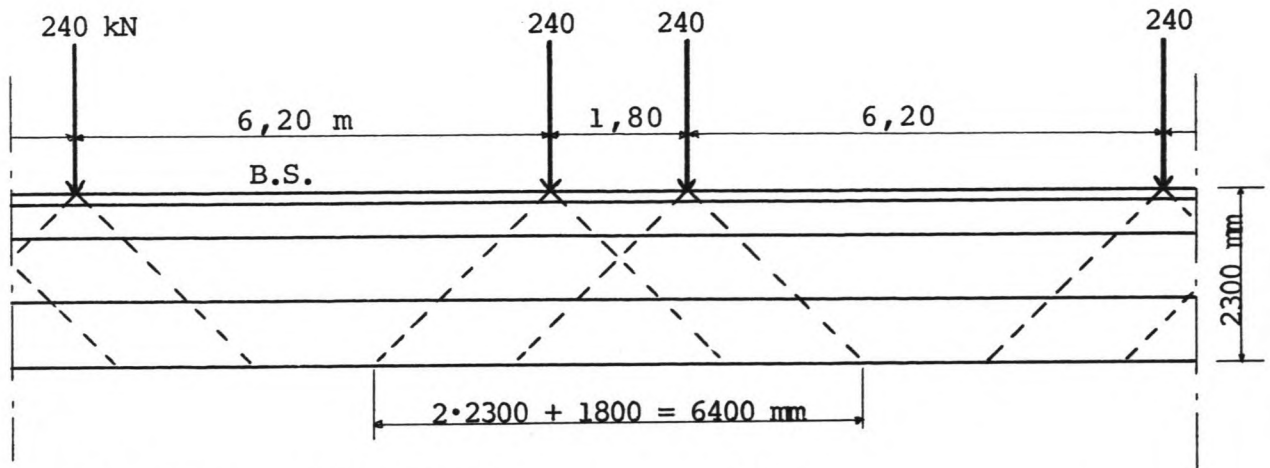


Fig. 36 : Laststelsel van èèn sneltram op een kunstwerk.

Deze wiellasten zullen zich globaal onder lijnen van  $45^\circ$  naar onderen verspreiden. Zie fig. 37 op bladzijde 103.

Plaatselijk wordt de belasting verhoogd met  $\frac{4 * 120}{6,400} =$   
 $75,0 \text{ kN/m} = 7,50 * 10^3 \text{ kg/m}$ .

Hiermee wordt ook de gemiddelde volumieke massa verhoogd met :  
 $\frac{7,50 * 10^3}{69,31} = 108 \text{ kg/m}^3$ .



Rail S 41 : profielhoogte	=	138 mm	
Afstand B.S. tot betonvloer	=	600	
Dikte betonvloer = 215 + 665	=	880	Totale dikte onder B.S.
Dikte zandbed (aannname, geslonken)	= ca.	820	is ca. 2300 mm

Twee trams naast elkaar , dus puntlast =  $2 * 120 = 240$  kN

Fig.37 : Last op ondergrond door twee precies naast elkaar stilstaande trams in de tunnel.

(vervolg van blz. 102)

De totale extreme volumieke massa wordt zo : (volle tunnel + zandonderspoeling)

$$1219 + 108 = \underline{\underline{1,33 * 10^3 \text{ kg/m}^3}}$$

Dit moet vergeleken worden met volumieke massa van de grond.

NB 1 : De tunnel met twee trams en zonder zandonderspoeling heeft een volumieke massa :  $\rho = 1220 \text{ kg/m}^3$

NB 2 : Er wordt hier niet aangenomen, dat de tramlasten zich gelijkmatig over de hele lengte spreiden. Dit is gedaan omdat het mogelijk is, dat juist direct onder de wiel- lasten de druk op de ondergrond groter is dan onder de daarnaast gelegen delen. Deze aanname is overigens van weinig invloed. Indien gelijkmatige spreiding zou zijn aangehouden, volgt :

plaatselijke belastingverhoging	=	60,0 kN/m
gemiddelde volumieke massaverhoging	=	87 $\text{kg/m}^3$
totale extreme volumieke massa	=	$1,31 * 10^3 \text{ kg/m}^3$

NB 3 : Als op steeds dezelfde plaats een rijdende tram op de ondergrond gaat "hameren" dan kunnen op die plaats wel degelijk zakkingen gaan plaatsvinden. Dit is evenwel niet een kwestie van te grote belasting door eigen gewicht, maar van te grote belasting door een niet goed verdeelde ondersteuning, waardoor de dynamische (stootfactor) effecten veel sterker worden. Door dit trillen kan de grond onder en naast de tunnel verdicht worden waardoor zakkingen zullen optreden.

Hier wordt aangenomen, dat deze dichtheidsvergroting door trillen in de onderliggende kleilagen van geen betekenis zal zijn. De trillingen worden enorm gedempt door ballastbed, beton en zandbed, zodat aangenomen kan worden, dat de telkens zeer kort durende trillingen verwaarloosd mogen worden.

NB 4 : Nog anders wordt het als de eigen frequentie van de tunnel in de buurt ligt van de opgelegde trilling die veroorzaakt wordt door het rijden van een (lange) tram. Ook dit dynamische effect wordt hier niet verder bestudeerd.

#### IV.2. Vergelijking van tunnelmassa met massa van weg te halen grond

Massa's van weggehaalde grond volgens lengtedoorsnede (zie § III. 6.3., fig.30 blz. 86).

Van noord naar zuid (rechts naar links) :

\* Boring 596 : gemiddelde massa van de weg te halen grond

$$= \frac{1}{11} * ( 1740 + 1700 + 1540 + 1600 + 1650 + 1750 + 1700 + 1700 + 1780 + 1700 + 1840 )$$

= 1700 kg/m<sup>3</sup>. (De getallen geven de volumieke massa's van boven naar beneden.)

Dit is aanmerkelijk meer dan de 1330 kg/m<sup>3</sup> van de tunnel + zand (zie § IV.1.). Er is ook geen enkele waarde kleiner of gelijk aan 1330 kg/m<sup>3</sup>. Dus : hier is fundering op staal waarschijnlijk mogelijk.

~~Maar hoe zit het met de eerder door mij genoemde "zwellings" ? Die zal nu ook in de eindfase optreden, doordat gewicht kleiner is dan aanvankelijke bovenbelasting!~~

\* Meer naar het noorden komen grotendeels dezelfde grondlagen voor. Op de plaats waar de tunnel boven de grond gaat komen, begint evenwel ook een veenlaagje. Het tunnelgewicht kan boven de grondwaterspiegel verminderd worden. De situatie moet in detail nader beschouwd worden.

\* Boring 431 : (diepste punt van Oer-IJ-geul)

$$\text{gemiddelde massa} = \frac{1}{11} * (1320 + 1430 + 1770 + 1740 + 1680 + 1630 + 1760 + 1630 + 1630 + 1770 + 1540)$$
$$= \underline{1627 \text{ kg/m}^3}.$$

Ook dit is aanmerkelijk meer dan de  $1330 \text{ kg/m}^3$  van de tunnel. Wèl hebben een aantal laagjes een iets lagere volumieke massa dan de tunnel.

Hoe hoger de tunnel hier komt te liggen, des te lichter wordt de weggehaalde grond.

Een extreem : stel bovenkant tunnel = huidige geuldiepte

⇒ gemiddelde massa =  $1484 \text{ kg/m}^3$ . Ook dit is duidelijk meer dan volumieke massa totale tunnel =  $1330 \text{ kg/m}^3$ . Dus : hier is fundering op staal waarschijnlijk mogelijk.

\* Boring 243 : hier komt de tunnel nèt boven de gegarandeerde bodemdiepte uit. De gemiddelde massa van de grond is globaal gelijk aan (ondergrens) :  $\frac{1}{11} * (1350 + 1010 + 1010 + 1520 + 1700 + 1700 + 1780 + 1730 + 1550 + 1550 + 1740) = \underline{1513 \text{ kg/m}^3}$ .

Dit is meer dan de tunnel volumieke massa.

Als ervan wordt uitgegaan, dat boven de gegarandeerde diepte geen grond meer aanwezig is, volgt :

$$\frac{1}{11} * (\underbrace{1000 + 1000}_{\text{water}} + 1010 + 1520 + 1700 + 1700 + 1780 + 1730 + 1550 + 1550 + 1740) = \underline{1480 \text{ kg/m}^3}, \text{ ook}$$

dit is meer dan de tunnel volumieke massa. Ook hier is dus waarschijnlijk fundering op staal mogelijk.

\* Ter plaatse van de boringen 753, 758 en 634 komt de tunnel voor een groot deel boven de bodem en ook geleidelijk boven water uit. Deze boringen zijn gemaakt op de plaats waar de normale afzinkmethode niet meer wordt toegepast. (zie § III.7.).

Teneinde een uitspraak te kunnen doen over de mogelijkheden voor funderen op staal op deze plaatsen, moet eerst het benodigde gewicht (om opdrijven te voorkomen) van de oprit worden bepaald. Dit wordt hieronder gedaan voor de noordelijke oprit. De resultaten zullen overeenkomen met die van een beschouwing van de zuidelijke oprit, maar daar wordt in hoofdstuk VI al veel uitvoeriger op ingegaan.

De werkwijze is als volgt : Er van uitgaande, dat de noordelijke oprit alleen op staal gefundeerd is, moet deze ook niet opdrijven bij een calamiteuze hoge waterstand. Hieruit kan een benodigd eigen gewicht worden bepaald, dat ook bij normale waterstand en ook bij een extreem lage waterstand aanwezig is. De fundering moet het gewicht bij extreem lage waterstand zonder problemen kunnen dragen.

Navraag bij Publieke Werken Amsterdam leerde, dat rekening gehouden moet worden met een :

- extreem hoge waterstand : NAP +1,50 m (als sluizen bij IJmuiden het be-
- extreem lage waterstand : NAP -0,80 m geven; zie Lit.17)
- de normale waterstand van het IJ = NAP -0,40 m

De vorm van het opritelement aan de noordoever is ongeveer als volgt (zie ook fig.32 op blz. 89) :

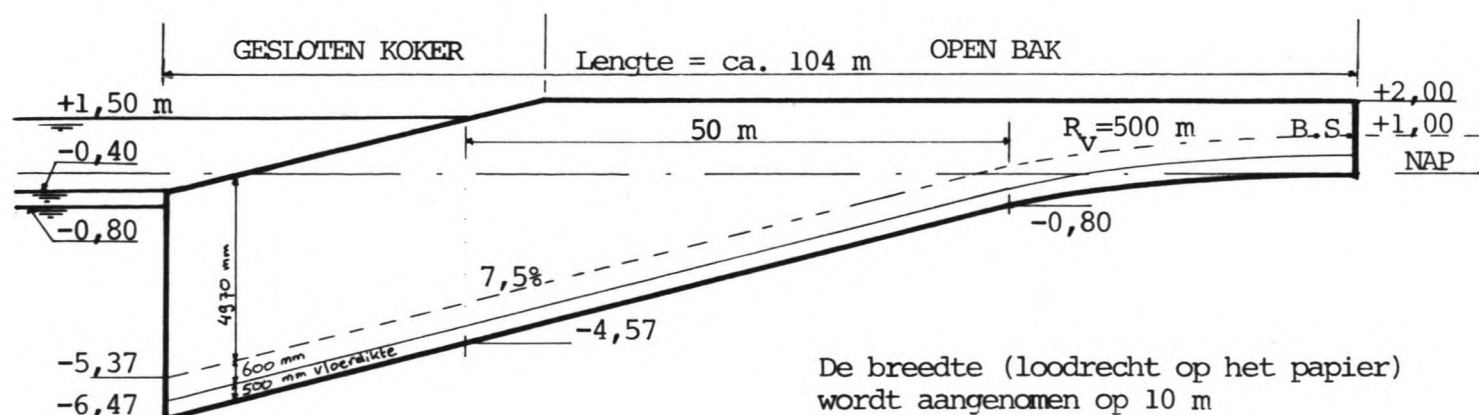


Fig. 38 : Globale vorm en afmetingen van het noordelijk landhoofd.

Er is aangenomen, dat de dikte van het ballastbed hetzelfde is als in het afzinkgedeelte : 600 mm van BS tot bovenkant vloer.



En dat de tunnelvloer minder dik kan zijn (minder waterdruk  $\Rightarrow$  minder spanningen en ballastbeton kan ook op tunneldak) zodat de diepte van de tunnel minder kan zijn. Dit is gunstig voor vermindering van opdrijvende kracht.

De tunnelbovenkant komt op NAP + 2,00 m te liggen : 50 cm boven de extreem hoge waterstand. Bij deze waterstand kan de tunnelopening met vloeddeuren worden afgesloten zodat het water niet de tunnel instroomt (Een andere mogelijkheid is de tunnelonderkant door te laten stijgen tot NAP + 2,00 m, er wordt dan een dijk gevormd. Het spoor moet dan evenwel tot circa NAP +3,10 m stijgen in plaats van tot NAP + 1,00 m. Deze oplossing maakt de tunnel in aanleg duurder (want langer) en in exploitatie duurder (langere helling)).

Teneinde een indicatie voor de belasting op de ondergrond te krijgen, wordt nu alleen gerekend met het tunnelgedeelte dat bij waterstand NAP + 1,50 m nog net boven water zit en bij waterstand NAP -0,80 m net niet meer in het water zit. Dit geldt voor circa 50 m :

Opdrijvende kracht bij extreem hoge waterstand is voor dit stuk van 50 m gelijk aan het tunnelvolume onder water  $\ast \gamma$  water.

$$\begin{aligned} F_{op} &= \text{breedte} \ast \left\{ \frac{1}{2} \ast 50 \ast (4,57-0,80) + 50 \ast (1,50 + 0,80) \right\} \ast \gamma_w \\ &= 10 \ast 209,25 \ast 10 \\ &= 20925 \text{ kN.} \end{aligned}$$

Stellen we de veiligheid tegen opdrijven op 5% dan moet het totale eigen gewicht van deze 50 m zijn :

$1,05 \ast 20925 = 21970 \text{ kN}$ . Over 50 m lengte (bij een breedte van 10 m) komt dit gemiddeld neer op  $439 \text{ kN/m}$  of  $43,9 \text{ kN/m}^2$ . Bij een gemiddelde tunnelhoogte over deze 50 m van :

$\frac{6,07 + 2,08}{2} \approx 4,50 \text{ m}$  betekent dit een volumieke massa van  $990 \text{ kg/m}^3$ .

De klei die nu nog op de plaats van de toekomstige tunnel zit, heeft een volumieke massa van 1500 à 1700  $\text{kg/m}^3$  (vergelijk boring 596).

Het is dus niet onwaarschijnlijk, dat een fundering op staal ook hier mogelijk is.

Er moet echter wel bedacht worden, dat :

- in bovenstaande enkele grove aannamen zijn gedaan
- de tunnel gedeeltelijk boven het huidige grondniveau uitkomt en dus voor dat deel niet in de plaats van grond komt
- er ook een zakkingsberekening gemaakt moet worden die kan aantonen, dat een fundering op staal niet zonder meer voldoet. Er zijn hier namelijk bijvoorbeeld wel weer veenlagen aanwezig.
- de eerste en tweede zandlaag hier weer wel aanwezig zijn, zodat eventuele funderingspalen niet erg lang behoeven te zijn

Conclusies : Funderen op staal lijkt voor het normale afzink-gedeelte (IJ-gedeelte) goed mogelijk.  
Het is niet onwaarschijnlijk, dat een staalfundering ook voor de noordelijke oprit mogelijk is.

In hoofdstuk V wordt verder ingegaan op de fundering van het IJ-gedeelte. In hoofdstuk VI wordt een oplossing gegeven voor het zuidelijk landhoofd. Over het noordelijk landhoofd worden alleen in dit hoofdstuk nog enkele opmerkingen gemaakt. In de onderhavige studie wordt geen uitgewerkte oplossing voor het noordelijk landhoofd gegeven.

#### IV.3. Langskrachten in tunnel en op fundering

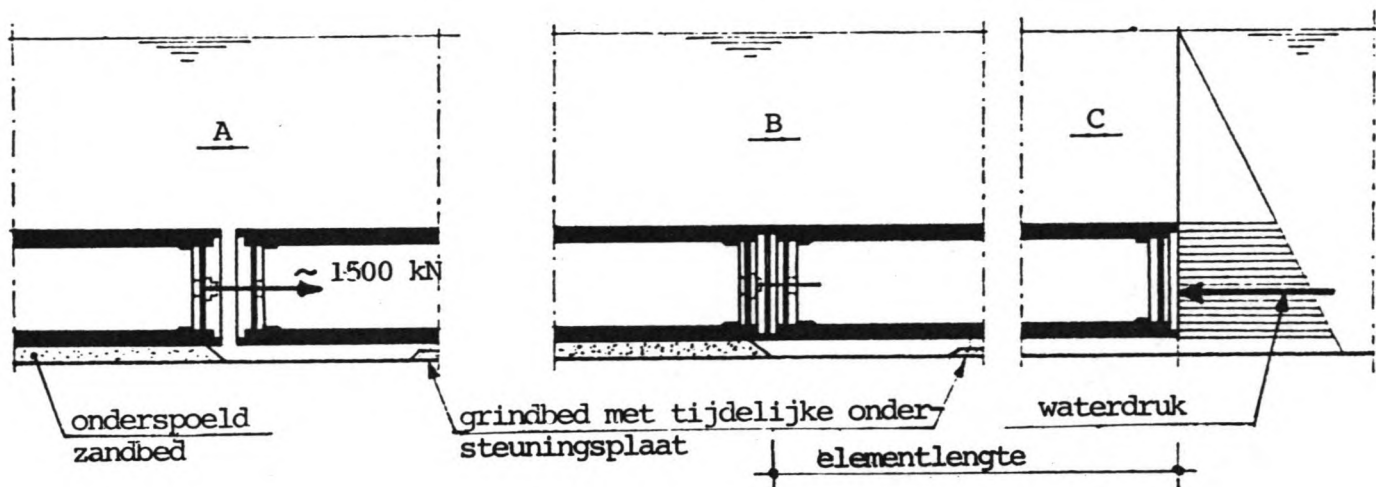
Tot nu toe zijn enkel verticale lasten op de ondergrond beschouwd. Maar ook in dwars- of in langsrichting kunnen krachten worden uitgeoefend.

De dwarskrachten worden in § V.1. beschouwd, hier wordt aangenomen, dat deze nagenoeg symmetrisch zullen zijn. De fundering hoeft dan dus geen krachten in dwarsrichting op te nemen. Langskrachten in de tunnel zullen in hoofdzaak ontstaan door hydrostatische waterdruk en door temperatuurvariaties.

##### IV.3.1. Langskrachten door waterdruk

Bij de afzinkmethode wordt na het afzinken van een element, dit tegen een al eerder afgezonken element aangetrokken (door gerin-

ge waterballast weegt het element onder water bijna niets en kan het makkelijk over zijn opleggingen verschuiven) waardoor een waterdichte ruimte ontstaat. Zie onderstaande figuur 39.



- Fase A : Het nieuwe element wordt met vijzels tegen het voorlaatste element aangetrokken met 1500 à 2000 kN .
- Fase B : Het water in de ontstane afgesloten ruimte wordt naar buiten gepompt. In de tussenkamer verdwijnen de waterdrukken.
- Fase C : De volledige hydrostatische waterdruk (grootte afhankelijk van de waterdiepte) tegen het vrije uiteinde drukt het nieuwe element volledig tegen het voorlaatste aan.

Fig. 39 : Het aansluiten van het zojuist afgezonken tunnelelement tegen zijn voorganger. (Fig. is overgenomen uit Lit.11)

Deze ruimte is rondom afgesloten door een rubber "GINA"-profiel dat aan een van de tunnelelementen is aangebracht. De ruimte kan door een kopschot worden leeggepompt, waardoor de hydrostatische waterdruk wegvalt. Op het andere uiteinde van het net afgezonken element staat nog wel waterdruk. Deze drukt het GINA-profiel nog verder in. De zo verkregen langskrachten blijven in principe altijd aanwezig. Dit wordtanschouwelijk gemaakt in figuur 40 op bladzijde 110.

Het laatste element wordt in het algemeen naast een (in een open bouwput vervaardigd) landhoofd geplaatst. Het wordt op de boven omschreven wijze tegen het laatst afgezonken element aangedrukt. De ruimte tussen landhoofd en laatste afzinkelement

Fig. 40 : Het in principe bepalen van de langskrachten in de elementvoegen = samendrukkingskracht van de Gina's.

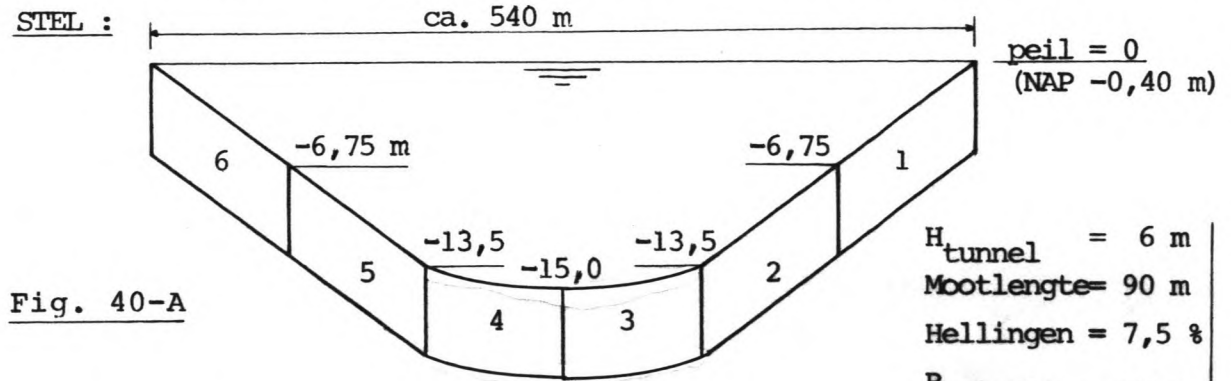


Fig. 40-A

Neem bijv. element 2 :

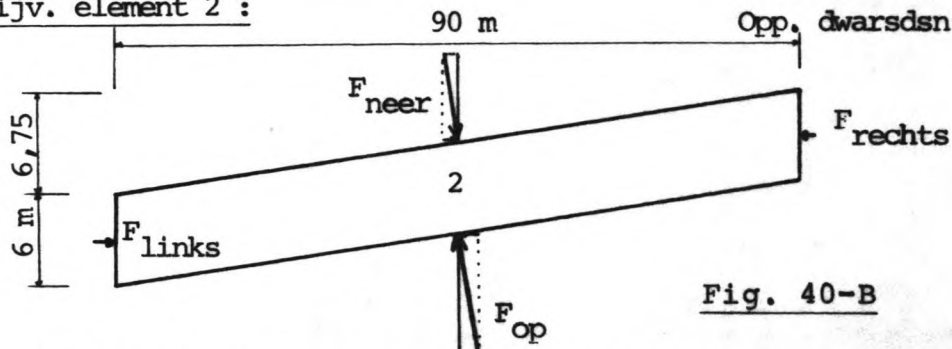


Fig. 40-B

$$F_{\text{neer}} = (\text{gemiddelde diepte}) * \text{water} * (\text{bovenoppervlak}) = 10,13 \cdot 10 \cdot 900 = 91125 \text{ kN}$$

$$F_{\text{op}} = ( \quad , \quad ) * \quad , \quad * (\text{onder} \quad , \quad ) = 16,13 \cdot 10 \cdot 900 = 145125 \text{ kN}$$

$$F_{\text{op}} - F_{\text{neer}} = 54000 \text{ kN}$$

$$(F_{\text{op}} - F_{\text{neer}})_{\text{horizontaal}} = 54000 * \text{helling} = 54000 * 0,075 = 4050 \text{ kN}$$

$$F_{\text{links}} = (\text{gemiddelde diepte}) * \text{water} * (\text{dwarsoppervlak}) = 16,50 \cdot 10 \cdot 60 = 9900 \text{ kN}$$

$$F_{\text{rechts}} = F_{\text{links}} - (F_{\text{op}} - F_{\text{neer}})_{\text{horizontaal}} = 9900 - 4050 = 5850 \text{ kN} \quad , \quad \text{en} :$$

$$F_{\text{rechts}} = (\text{gemiddelde diepte}) * \text{water} * (\text{dwarsoppervlak}) = 9,75 \cdot 10 \cdot 60 = 5850 \text{ kN}$$

Op dezelfde wijze kunnen de andere langskrachten worden bepaald.

De figuur hieronder geeft een overzicht van alle horizontale krachten die door de hydrostatische waterdruk worden veroorzaakt :

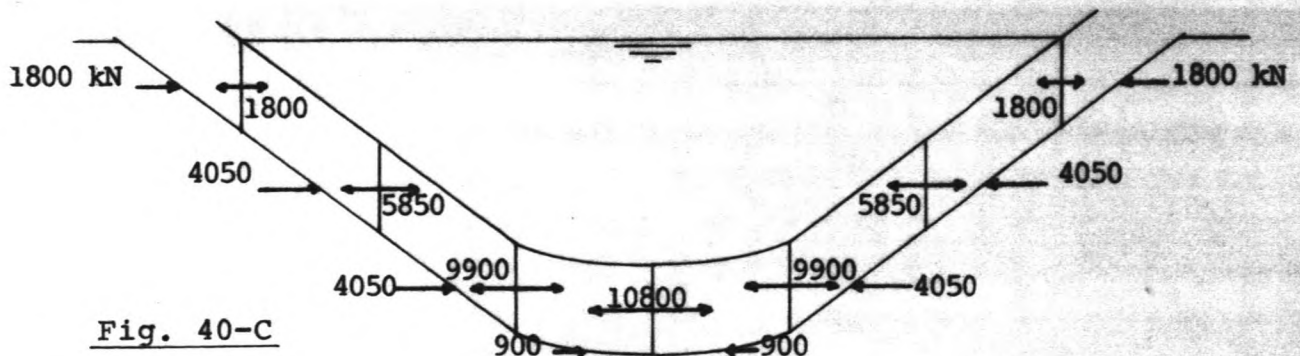


Fig. 40-C

(circa 1 m omdat enige speling bij afzinken nodig is) kan niet op de normale manier worden gedicht. Het laatste zinkelement mag namelijk niet meer verschuiven omdat dan de dichtingen van de voorgaande zinkelementen onvoldoende waterdicht kunnen worden. Daarom worden in het algemeen eerst waterdichte schotten om de opening van circa 1 m breed heen gebouwd en dan worden er wiggen tussen het landhoofd en het tunnelement geplaatst, zodat de afstand op 1 m gefixeerd wordt. Vervolgens kan het water weggepompt worden en de resterende 1 m tunnel in den droge worden gebouwd.

Bij deze procedure worden bijna alle horizontale krachten geleverd door de hydrostatische waterdruk (en voor een klein deel door vijzels en gronddruk en grondwrijving). De krachten waarmee de GINA-profielen worden samengedrukt, zijn afhankelijk van de dwarsdoorsnede die binnen het profiel ligt en de diepte :

$F = (\text{waterdruk}) * (\text{oppervlakte dwarsdoorsnede})$ , de waterdruk is afhankelijk van de diepte.

Onder aan figuur 40 op blz. 110 is te zien, dat de waterdruk in langsrichting in evenwicht is. Door deze methode hoeft dus geen kracht in langsrichting op de fundering te worden uitgeoefend. Er hoeft geen sprake te zijn van opspannen tussen de landhoofden.

Hiervan zal wel sprake zijn als blijkt, dat de kracht in de bovenste GINA te klein is om ten allen tijde de waterdichtheid te garanderen. Dan kan òf door middel van drukvijzels de tunnel tussen de landhoofden worden opgespannen, òf door middel van trek een grotere kracht in het profiel worden aangebracht. In het voorontwerp voor de tramtunnel, dat gemaakt is door de Dienst der Publieke Werken van Amsterdam (Lit.17) komt men tot de conclusie, dat in de bovenste voeg inderdaad een te kleine langskracht aanwezig is. Zij kiezen voor de tweede oplossing. Er wordt een aanvullende trekkracht met behulp van vijzels aangebracht, die na het maken van de definitieve voeg wordt vervangen door een voorspanning. De voorspankabels koppelen de bovenste afzinkvoeg vast aan het landhoofd.

Om toch nog een hoekverdraaiing (tunnel ligt als een ketting op de bodem en zettingen moeten gevolgd kunnen worden) mogelijk

te maken, wordt in de voeg in beide wanden, op dezelfde plaats als de voorspanning, een hardrubber plaat aangebracht (zie figuur 41 op bladzijde 113). Voorspanning en hardrubber plaat vormen tesamen een scharnierpunt waarom de tunnelelementen in langsrichting kunnen kantelen. Dit scharnierpunt wordt zo precies mogelijk ter hoogte van de spoorstaven aangebracht zodat deze niet langer of korter behoeven te worden.

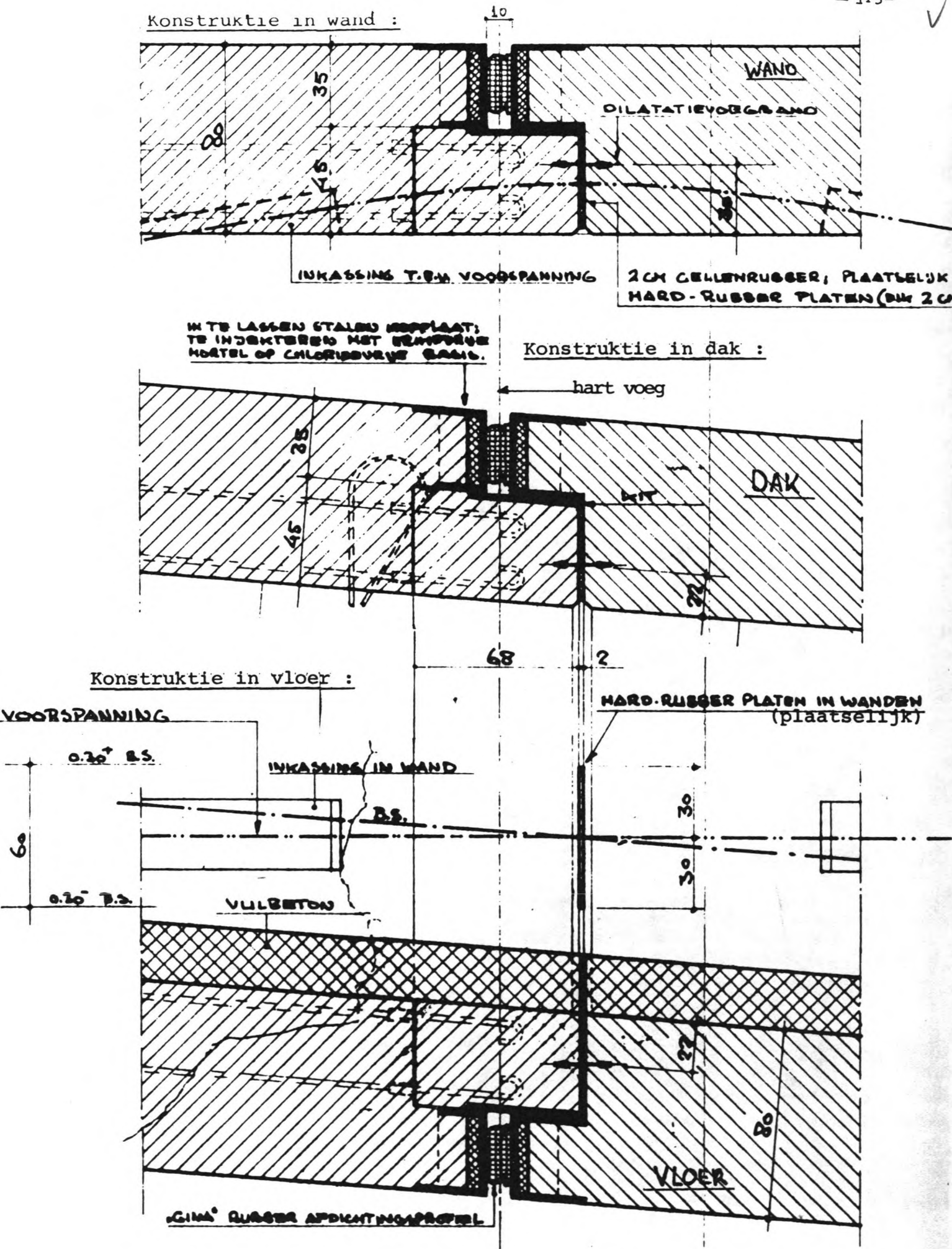
Op precies dezelfde manier (maar nu zonder voorspanning) worden hardrubber platen in de moot-voegen aangebracht (zie figuur 42 op blz. 114). Dit om te voorkomen, dat de ingedrukte "GINA-veren" zich kunnen ontspannen na het doorsnijden van de tijdelijke wapeningsstaven door de mootvoegen. Hierdoor zouden de mootvoegen dichtgedrukt worden en hoekverdraaiing onmogelijk worden. De genoemde wapeningsstaven zijn aangebracht om tijdens het transport het element een stijf geheel te laten zijn.

Ook door het aanbrengen van een voorspanning over de bovenste zinkvoeg wordt geen horizontale kracht op de fundering uitgeoefend. Het betekent wel, dat het opritelement en het bovenste afzinkelement aan elkaar gekoppeld zijn. Dit heeft wel consequenties voor de langskrachten door temperatuurvariaties (zie § IV.3.2.).

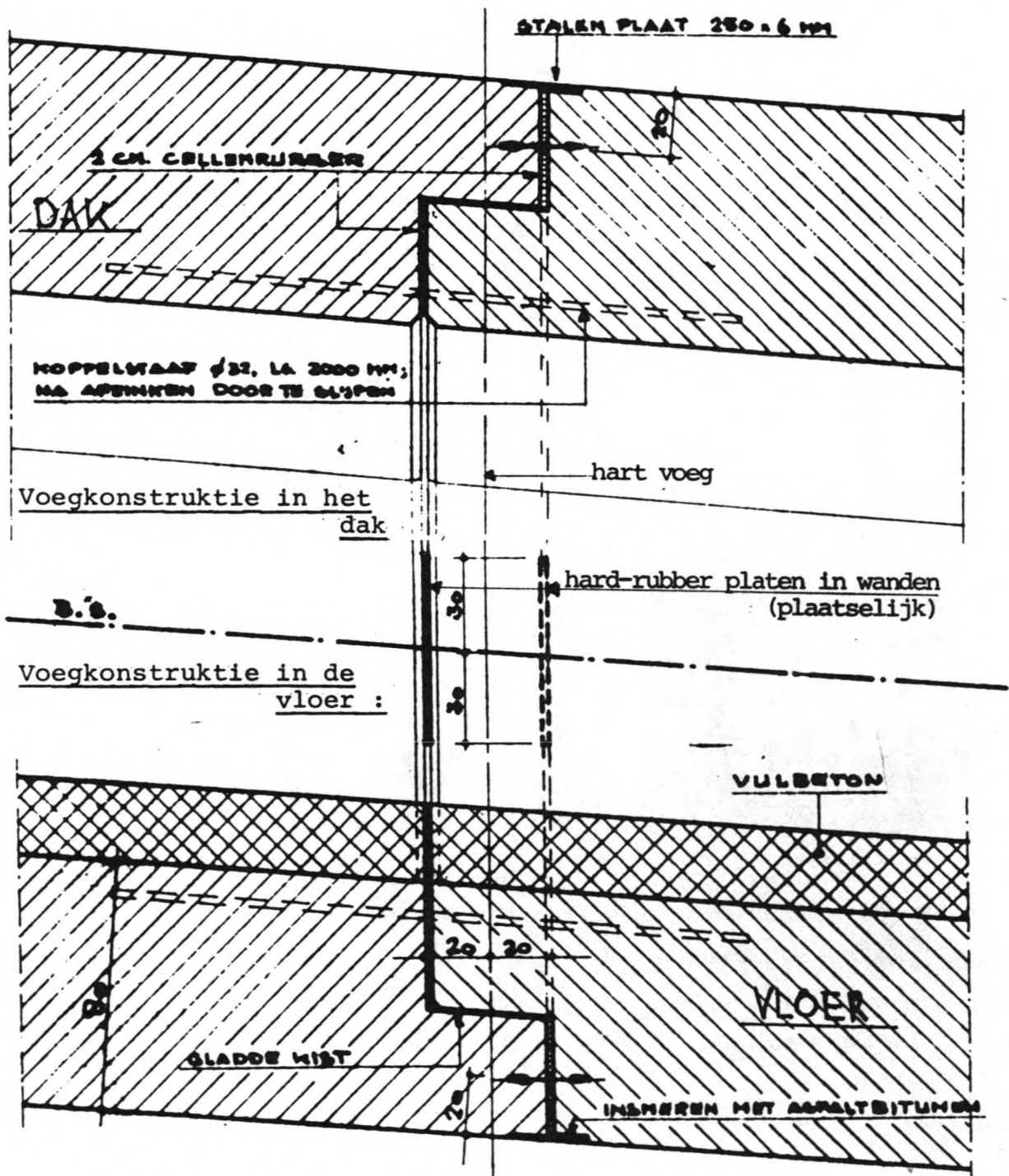
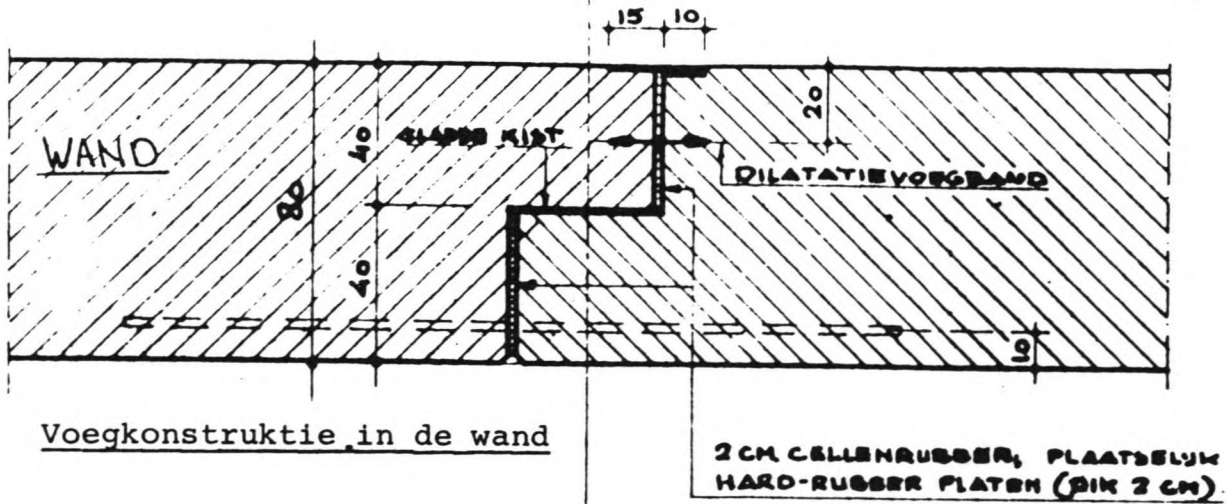
NB : Waarschijnlijk is het noordelijk landhoofd geen monolitische constructie maar zullen er verscheidene dilatatievoegen in aangebracht worden. De kans is dan aanwezig, dat de funderingsconstructie onder de laagste moot van dit landhoofd een groot deel van de reactiekracht op de waterdruk gaat leveren. Het grootste deel van deze kracht zal dan geleverd worden door grondwrijving langs de wanden van die moot.

#### IV.3.2. Langskrachten door temperatuurvariaties

Deze beschouwing is voor een deel gebaseerd op Hoofdstuk VI van rapport R-9-21 van Publieke Werken Amsterdam (Lit.17) : "De beschouwing is sterk versimpeld en dient slechts om de probleemstelling in orde van grote te kunnen bepalen".



Figuur 41 : Zinkvoeg constructie in de twee bovenste zinkvoegen naar tekening T-8450 van rapport R-9.21 (Lit.17 ).



Figuur 42 : Mootvoegkonstruktie naar tekening T-8450 van rapport R-9.21 (Lit. 17 ).



Het water en de ondergrond van het IJ zullen op wat grotere diepte een vrij constante temperatuur van circa  $10^{\circ}$  C hebben. De luchttemperatuur in de tunnel zal met een jaarlijkse cyclus een maximum van circa  $20^{\circ}$  C en een minimum van circa  $0^{\circ}$  C aannemen. De buitenomtrek van de tunnel zal dus een vrijwel constante temperatuur van  $10^{\circ}$  C hebben terwijl de binnenomtrektemperatuur zal variëren tussen  $0^{\circ}$  C en  $20^{\circ}$  C. In het midden van de wanden, dak en vloer zal de temperatuur variëren tussen  $5^{\circ}$  C en  $15^{\circ}$  C (de temperatuur verandert slechts traag, zodat zich een rechte temperatuursgradiënt tussen binnen- en buitenzijde kan instellen).

De gemiddelde tunneltemperatuur is dus  $10 \pm 5^{\circ}$  C. Als uitgegaan wordt van de afmetingen zoals in § III.7. aangenomen :

- mootlengte = 23,30 m
- elementlengte =  $4 * 23,30 = 93,20$  m
- afzinklengte =  $6 * 93,20 = 559,20$  m

En van een lineaire uitzettingscoëfficiënt van de gewapende betonconstructie van  $\alpha = 14 * 10^{-6} \text{ m/m}^{\circ}\text{C}$  (Lit.18).

Een temperatuurvariatie van  $\pm 5^{\circ}\text{C}$  geeft dan een lengteverandering

moot	$L = 23,30$	$\Delta L = \pm 1,6 \text{ mm}$	$(= \alpha \cdot L \cdot \Delta T)$
element	$L = 93,20$	$\Delta L = \pm 6,5 \text{ mm}$	
afzinkgedeelte	$L = 559,20$	$\Delta L = \pm 39,1 \text{ mm}$	

Aan de onderzijde zal de tunnel door grondwrijvingsweerstand deze lengteverandering niet zonder meer kunnen ondergaan. Hogere delen van de dwarsdoorsnede zullen minder wrijvingsweerstand ondervinden. Dit effect wordt hier buiten beschouwing gelaten omdat het aan het principe van lengteveranderingen door temperatuurvariaties weinig afdoet (Lit.27). In het volgende wordt namelijk eerst het principe van de krachtswerking besproken. Op het einde wordt gekeken wat er in werkelijkheid ongeveer zal gebeuren.

Welke langskrachten zullen ontstaan door deze temperatuurwisselingen is afhankelijk van de mogelijkheid die de tunnel heeft om te bewegen. Als deze beweging onbelemmerd kan gebeuren, zullen er geen langskrachten ontstaan. De elementen van de tunnel worden langer en deze verlenging zal zich geheel doorzetten naar de

bovenste elementen. (Er wordt steeds aangenomen, dat de elementen wrijvingsloos over de bodem schuiven). De uiterste randen van de tunnel zullen de grootste verplaatsingen ondergaan :

Totale lengte van tunnel (inclusief open bak) is circa 750 m

$$\Rightarrow \text{totale } \Delta L = \alpha \cdot \Delta T \cdot L = \pm 52,5 \text{ mm}$$

Iedere rand krijgt hier de helft van = 26,3 mm

$\Rightarrow$  uiterste randen schuiven  $\pm 26,3$  mm heen en weer, dus in totaal 52,5 mm.

Het is wel mogelijk een constructie te ontwerpen die deze 52,5 mm kan overlappen.

Als de beweging van de tunnel wel belemmerd wordt, dan zullen er wel langskrachten optreden. Als er van uitgegaan wordt, dat de tunnel bij de gemiddelde temperatuur van  $10^{\circ}$  C wordt aangebracht (tijdens transport en afzinken neemt de tunnel de temperatuur van het water aan) heeft de tunnel dan ook de gemiddelde lengte.

In hoofdstuk VI wordt ingegaan op de oplossing voor het tunnelgedeelte in de Oostertoegang. Het blijkt, dat daar de tunnel op palen gefundeerd wordt. Het is wel mogelijk een constructie te maken waardoor de tunnel over de palen heen kan glijden maar dit is tamelijk ingewikkeld (zie IJ-autotunnel, Lit.6). Het is ook mogelijk de tunnel hier te fixeren. Dit kan bijvoorbeeld door de tunnel te verankeren aan de damwanden die toch nodig zijn om de tunneldelen in de Oostertoegang te varen. Voor het maken van een sleuf met hellingen onder natuurlijk talud is hier namelijk waarschijnlijk geen ruimte.

Gesteld dat gekozen wordt voor fixeren, dan wordt tevens de bovenste moot van het bovenste afzinkelement mee-gefixeerd. Deze zit namelijk door voorspanning verbonden aan de oprit (zie blz. 112).

Als nu gekozen wordt voor het volledig fixeren van de zuidelijke oprit dan zal de uiterste rand van de noordelijke oprit de volledige lengte variatie door temperatuurwisseling moeten kunnen volgen. De horizontale verplaatsing wordt daar dan :  
 $\pm 52,5$  mm, dus in totaal 105 mm.

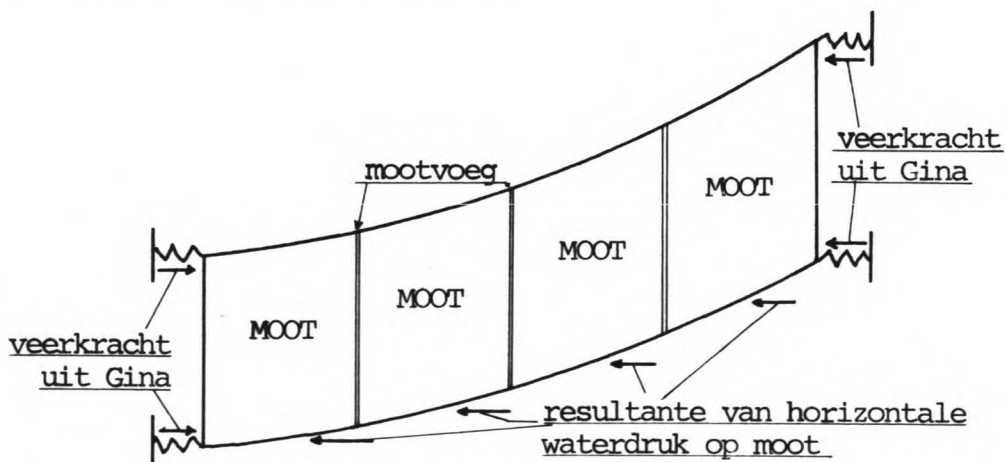
Het is veel moeilijker een constructie te ontwerpen die deze 105 mm overlapt dan een die "slechts" 52,5 mm hoeft te overlappen.

Er kan evenwel ook worden overwogen òók de noordelijke oprit te fixeren. Dit kan eveneens gebeuren door de tunnel te verbinden aan damwanden maar nu die van de bouwkuip. Zeker als ook het noorder landhoofd op palen wordt gefundeerd, lijkt dit de beste oplossing.

Bij fixatie van zuider- en noorder landhoofd (plus telkens de bovenste moot van het bovenste zinkelement) zit de tunnel ingeklemd tussen de twee landhoofden. De tussenliggende delen kunnen niet meer vrij bewegen.

Wat gebeurt er dan bij temperatuurafname : de betonnen elementen worden korter.

Aangezien de totale lengte gelijk moet blijven (fixatie landhoofden) zullen de veren die in de tunnel zitten zich kunnen ontspannen. Vooral de GINA-profielen (fig.41 op blz. 113) zullen kunnen uitzetten. Het cellenrubber in de mootvoegen functioneert in principe ook als veer, maar is veel dunner en kan dus veel minder uitzetten. De GINA-profielen zullen nog een zodanige veerkracht moeten uitoefenen, dat alle voegen dichtgedrukt blijven. In hoofdlijnen ziet de krachtswerking op het element er als volgt uit :



Bij lengteverkorting zullen de Gina-veren zich ontspannen. De elementvoegen, waarin deze veren zitten worden wijder. De mootvoegen zullen bijna niet wijder worden

Fig. 43 : Krachtswerking in hoofdlijnen in geval van verkorting door temperatuurafname.

NB : Er is een kleine kans, dat de waterdichtheid van de GINA-dichting niet meer 100% is door het ontspannen. Ook bestaat de mogelijkheid, dat het materiaal van het GINA-profiel na lange tijd niet meer zo elastisch is (verouderen). Men past dan ook wel een secundaire dichting met een Omega-profiel toe :

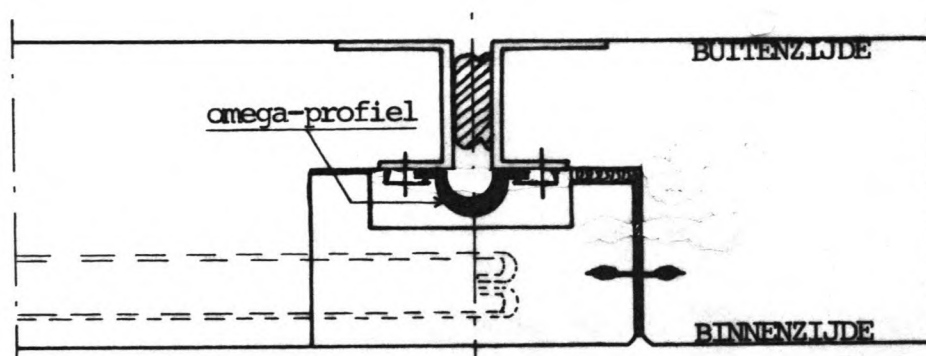


Fig. 44 : Voorbeeld van elementvoeg met een omega-profiel als secundaire dichting. (Vergelijk met fig. 41).

Een nadeel van deze oplossing dat vooral in dit geval meetelt, is het feit dat de doorsnede van de betonnen deugel sterk vermindert. In het algemeen wordt de deugelconstructie aangebracht na het aanvullen van de sleuf (Lit.23) zodat de grootste zakkingsen al geschied zijn. De deugel hoeft dan niet meer zulke grote dwarskrachten over te brengen. In dit geval moeten er gedurende langere tijd zakkingsen worden verwacht (slechte ondergrond). De deugel moet daarom grote dwarskrachten kunnen overbrengen.

*in wand 1/2 of vloer?*

In geval van temperatuuroptoesame : de tunnel wil langer worden. De veren worden hierdoor verder ingedrukt en zullen een grotere veerkracht gaan leveren. De reactie hiervoor wordt geleverd

door de gefixeerde landhoofden. Doordat de uitzetting van de tunnel wordt beperkt, zullen er langs-drukspanningen ontstaan. De langskrachten zullen minder groot zijn dan volgt uit :

$$F = \sigma \cdot A = \epsilon \cdot E \cdot A = \frac{\Delta L}{L} \cdot E \cdot A = \frac{\alpha \cdot L \cdot \Delta T}{L} \cdot E \cdot A = \alpha \cdot E \cdot A \cdot \Delta T$$

De  $\Delta T$  wordt namelijk niet instant<sup>aan</sup> aangebracht, maar is een gevolg van de seizoenswisselingen in temperatuur. Deze  $\Delta T$  komt dus zeer geleidelijk tot stand en een deel van de op te bouwen spanning wordt door relaxatie weer te niet gedaan. De relaxatie compenseert voor een deel de temperatuurspanningen. De reductie die optreedt, is evenwel slechts enkele procenten (zie § II.2. en Lit.4).

Het is afhankelijk van de verhoudingen in veerstijfheid van GINA-profielen, cellenrubber en betonelementen, welke van deze drie het meest ingedrukt zal worden. Ook de weerstand van de grond moet hierbij beschouwd worden.

Door deze veerstijfheden en de grondwrijving zullen de hiervoor berekende verplaatsingen minder zijn. Gedacht kan worden aan een reductie van wel circa 50% . Over de hele tunnellingte resteert dan een lengteverandering van circa 50 mm.

Zoals al eerder is vermeld (§ IV.3.1.) stelt Publieke Werken Amsterdam voor om de bewegingsmogelijkheid van de bovenste zinkvoeg te beperken. Dit om te voorkomen, dat bij temperatuurstijging de beweging voor het grootste deel door deze voeg wordt opgenomen. Deze voeg is namelijk met de kleinste druk samengeperst (zie fig. 40C op blz. 110). De beweging kan worden beperkt door het 20 mm dikke zachte voegmateriaal in de wanden (zie fig.41 op blz.113) ter hoogte van de spoorstaven (scharnierpunt!) te vervangen door 15 mm hardrubber en 5 mm zacht.

Geconcludeerd kan worden, dat, indien het bezwaarlijk wordt geacht de opritelementen over de paalfundering te laten schuiven, de opritelementen moeten worden gefixeerd. Dit kan bijvoorbeeld door ze te koppelen aan damwandschermen die bij de bouw van de tunnel toch noodzakelijk zijn. Deze damwandschermen zullen dan drukkrachten moeten kunnen opnemen die ontstaan

bij temperatuurverhoging. Ook de grondwrijving langs de tunnel en landhoofden neemt evenwel een deel voor zijn rekening. Bij temperatuurverlaging ten opzichte van de montagetemperatuur, ontstaan geen krachten op de damwanden.

De damwandschermen zullen wel continu de horizontale resultante van de waterdruk op de tunneldelen die eraan verbonden zijn, moeten opnemen. Ook hier neemt de grondwrijving op de landhoofden een deel voor zijn rekening.

Indien geen fixatie wordt toegepast, moet òn een glijoplegging over de funderingspalen onder het zuidelijke (eventueel noordelijke) landhoofd òn een overlappingsconstructie (voor horizontale bewegingen) aan de uiterste rand van de tunnel worden ontworpen.

Als slechts aan een zijde van de tunnel fixatie plaatsvindt, zal het andere uiteinde een twee maal zo grote horizontale beweging moeten kunnen ondergaan.

#### IV.4. Conclusies voor mogelijke fundering

Per tunneldeel (IJ-gedeelte = afzinkgedeelte; zuidelijke oprit; noordelijke oprit) wordt vastgesteld welke funderingsvorm in de hierna volgende hoofdstukken zal worden uitgewerkt. Indien mogelijk wordt overal een fundering op staal gekozen. Vooropgesteld zij, dat in de praktijk slechts na het doen van nieuw en uitgebreider grondonderzoek overgegaan kan worden tot het kiezen van de funderingsmethode.

##### IV.4.1. Het afzinkgedeelte onder het IJ

In § IV.2. werd aangetoond, dat het eigen gewicht van de tunnelconstructie inclusief zandonderspoeling duidelijk minder is dan het eigen gewicht van de grond die eerst op de plaats van tunnel inclusief zand aanwezig was.

De volumieke massa van de tunnel (met daarin twee stilstaande trams) òn de zandonderspoeling is namelijk  $1330 \text{ kg/m}^3$  en de volumieke massa van de nu nog aanwezige grond varieert van  $1480 - 1700 \text{ kg/m}^3$ .

Indien nu de geulopvulling naast en boven de tunnel een zelfde volumieke massa heeft als de nu aanwezige grond, dan zullen de verticale korrelspanningen onder de tunnel iets afnemen in vergelijking met de huidige situatie. Zettingen zijn dan niet te verwachten.

Een fundering op staal is voor dit gedeelte dus mogelijk als een goede oplossing voor het aanvulmateriaal wordt gevonden. Er moet rekening gehouden worden met het feit dat de ondergrond (klei) bij het graven van de sleuf zal zwellen. Als de tunnel en sleufvulling zijn aangebracht, zal deze zwel teniet gedaan worden. Er zullen dus wel initiële zakkingen optreden.

Het blijkt dat als het draagvermogen van de ondergrond volgens Prandtl (Lit. 28 en 29) wordt bepaald er een veiligheidsfactor  $F = 4,1$  (bij  $\varphi = 10^\circ$ ) gevonden wordt.

Ter vergelijking (Lit.29) : voor het voetdraagvermogen van boorpaal of diepwand wordt in het algemeen  $F = 2,5$  voor niet-cohesieve gronden aangeboden (hier is ook gedaan of geen cohesie aanwezig is) en  $F \geq 3$  voor cohesieve gronden onder de voet. In deze aanbeveling is mede betrokken de veiligheidsfactor voor het vormveranderingsdraagvermogen met betrekking tot het bouwwerk. Voor een monumentaal gebouw waarvoor kosten nog moeite hoeven te worden gespaard, zal een hogere veiligheidsfactor, bijvoorbeeld  $F = 4$  de voorkeur verdienen.

Ook op grond van deze berekening kan dus gesteld worden, dat een fundering op staal goed mogelijk is.

NB : voor verschillende gronddekkingen boven de tunnel volgen verschillende veiligheden.

gronddekking	draagvermogen	belasting op ondergrond	veiligheid
1,0 m (mini-)	117 kN/m <sup>2</sup>	28,6 kN/m <sup>2</sup>	4,1
2,0 m (nium)	130	33,4	3,9
3,0 m	143	38,2	3,7
4,0 m	155	43,0	3,6
5,0 m	168	47,8	3,5

Maar mèt in achtneming van de aanneme, dat er geen cohesie is, dat de volumieke massa naast de tunnel  $1480 \text{ kg/m}^3$  is èn dat  $\varphi$  slechts  $10^\circ$  is, blijft er toch een zeer ruime veiligheid over.

#### IV.4.2. Zuidelijke oprit

Hier komt de tunnel boven de nu aanwezige bodem en ook boven water uit. Dit maakt in combinatie met het feit dat de grond plaatselijk erg slecht is, (boring 753, fig.27 op blz. 76 en tabel 2 op blz. 79 t/m 85) het waarschijnlijk nodig, dat een fundering op palen of iets dergelijks gekozen moet worden. In hoofdstuk VI wordt aangetoond, dat dit ook nodig is om de bestaande fundering van de treinviaducten (waar de tunnel overheen gaat) te ontzien.

Op deze plaats zijn de eerste en tweede zandlaag, in tegenstelling tot het IJ-gedeelte, wèl aanwezig zodat funderingspalen van een normale lengte kunnen zijn (10 à 15 m lengte in plaats van de 60 à 80 m die bij de IJ-autotunnel is toegepast).

Of een aparte fixatie tegen langsbewegingen door temperatuurvariaties noodzakelijk is, is afhankelijk van de detaillering van de paalopleggingen. Zie verder hoofdstuk VI.

#### IV.4.3. Noordelijke oprit

Het is niet onwaarschijnlijk, dat hier een fundering op staal mogelijk is. Nader onderzoek moet dit uitwijzen. Dit wordt in deze studie niet gedaan.

Of een fixatie tegen horizontale verschuivingen moet worden toegepast, is mede afhankelijk van de keuze hiervoor bij de zuidelijke oprit.

Waarschijnlijk is dat als in het zuiden gefixeerd wordt, dat dat dan ook in het noorden moet gebeuren omdat anders de op te nemen horizontale verschuivingen door temperatuurvariaties te groot worden.



V. UITWERKING VAN HET IJ-GEDEELTE

Om een goede indruk van de statische belasting op de tunnel te krijgen, wordt eerst gerekend met een sleufaanvulling na het afzinken van precies hetzelfde materiaal als nu in de IJ-bodem aanwezig is. In de volgende paragraaf wordt dieper ingegaan op verschillende mogelijkheden voor de sleufaanvulling en de daarbij te verwachten zettingen.

Ook wordt gekeken naar mogelijke verschillen in horizontale belasting en de eventueel daardoor veroorzaakte verplaatsingen. Tot slot wordt heel in het kort de uitvoering van de afzinktunnel behandeld.

V.1. Belasting op tunnel in diepste punt

Situatie : (aangenomen wordt, dat vaargeul voorlopig op NAP -11,50 blijft) (zie ook langsdoorsnede in fig.31 op blz. 88 en dwarsdoorsnede in fig. 22 op blz. 56).

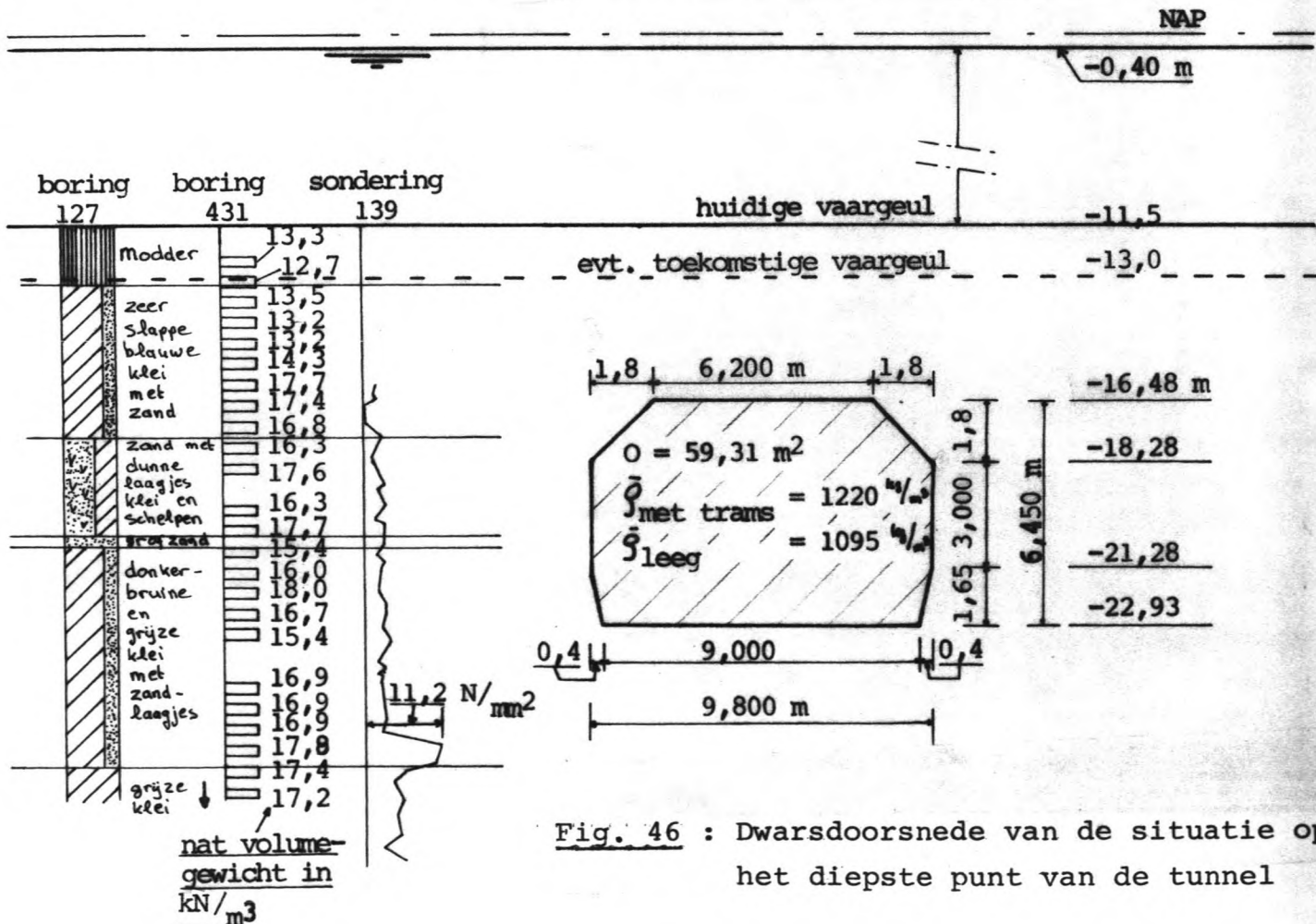


Fig. 46 : Dwarsdoorsnede van de situatie op het diepste punt van de tunnel

$\rho_{\text{grond, nat}}$  (volumieke massa van grond onder water) boven de tunnel (5 m dik) is gemiddeld :  $1400 \text{ kg/m}^3$  (Geuldiepte NAP -11,5 m)

$\rho_{\text{grond, nat}}$  naast de tunnel (6,45 m dik) is gemiddeld :  $1680 \text{ kg/m}^3$

Er wordt er hier dus van uitgegaan, dat een zelfde soort grond als nu aanwezig is als aanvulmateriaal wordt gebruikt (zie § V.4.). De verticale spanningen in de grond naast de tunnel worden nu :

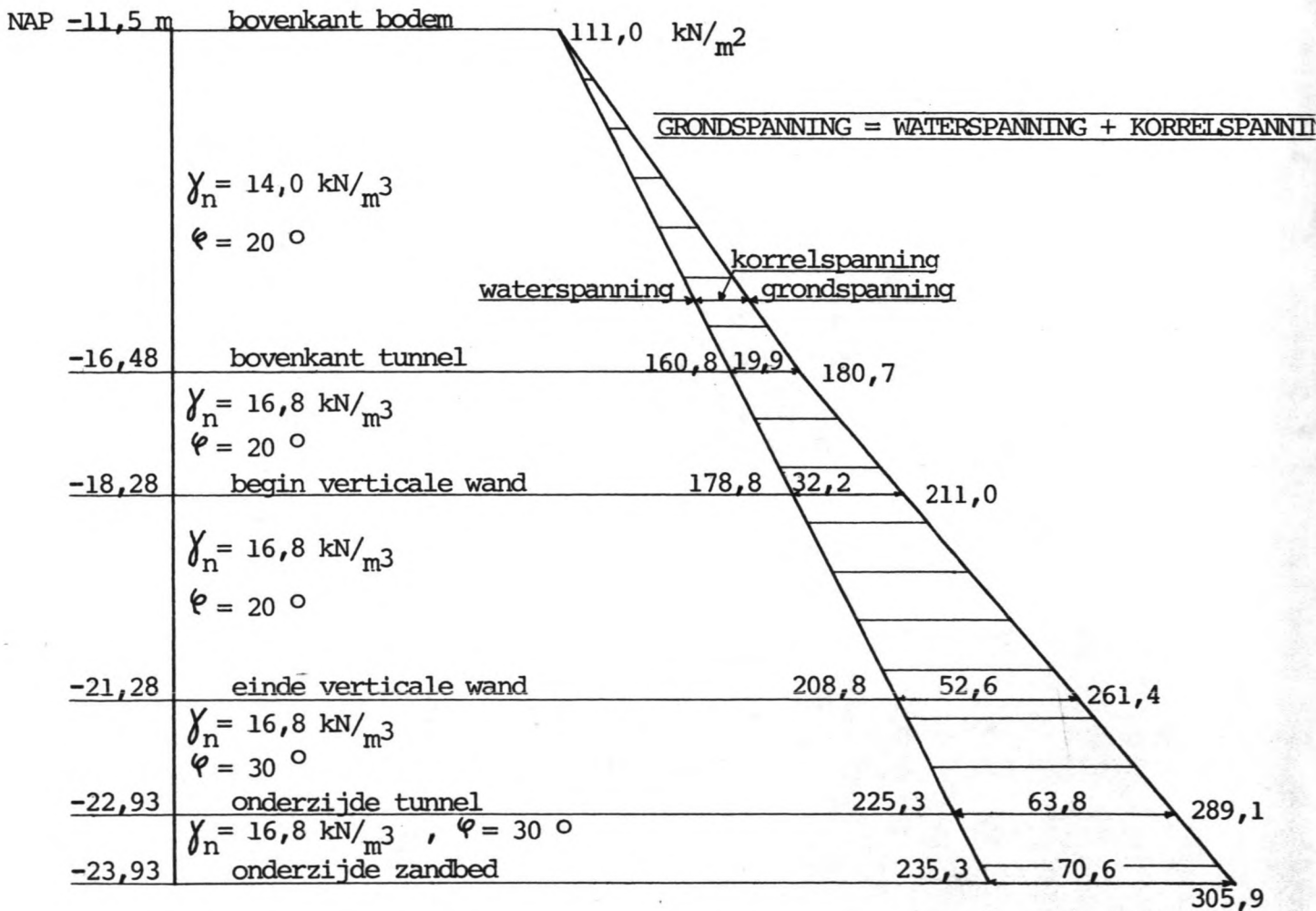


Fig. 47 : Verticale spanningen in de bodem naast de tunnel op basis van de schematisering van fig. 46 .

Teneinde een globale indruk te verkrijgen van korrel- en waterdrukken die op de tunnel worden uitgeoefend, worden nog een aantal aannamen gedaan :

\* Bovenvlak : 6,200 m breed. Dit vlak zal meer grond dragen dan de grond die recht boven dit vlak aanwezig is. Doordat de tunnel een stijf geheel in een slappe omgeving is, zal de grond op de tunnel gaan rusten. Daarom wordt een grondwig met zijden die ongeveer onder natuurlijk talud verlopen, aangenomen. Wel wordt verondersteld dat deze wig een over de breedte gemiddelde druk geeft. Aangenomen wordt, dat de hoek waaronder de wig verloopt  $20^{\circ}$  is, dit is waarschijnlijk iets aan de hoge kant, dus een veilige aanname.

\* Zijvlak : 3,000 m hoog. De tunnelconstructie wordt geacht zo stijf te zijn, dat zich in de grond geen glijvlakken kunnen ontwikkelen. De uitgeoefende druk is dan gelijk aan de neutrale korreldruk (Lit.23). Voor cohesief materiaal

$$\lambda_n = 0,95 \cdot (1 - \sin \phi) \quad (\text{formule van Brooker \& Ireland, 1965}).$$

\* Bovendriehoek : Gedeeltelijk rust hier een verticale korreldruk en gedeeltelijk een neutrale korreldruk op. Deze drukken moeten eigenlijk worden gereduceerd omdat op de bovenzijde een grondwig is aangenomen. Als eerste benadering wordt geen reductie toegepast en het gemiddelde genomen van de verticale en de neutrale gronddruk. Deze druk staat loodrecht op het oppervlak.

\* Onderdriehoek : Door de wigvorm van de onderzijde van de tunnel zullen zich hier passieve korreldrukken kunnen ontwikkelen als er zettingen van de tunnel optreden. Als evenwel de grond naast de tunnel meer zakt dan de tunnel dan zal de druk op dit schuine vlak afnemen ten opzichte van de neutrale druk. Iets anders is dat dit vlak ook al een gedeelte van het tunnelgewicht en de bovenbelasting gaat dragen. Zodoende wordt er van uitgegaan, dat dit vlak verticaal het gewicht van tunnel + gronddekking moet dragen en dat horizontaal normaal de neutrale korreldruk aanwezig is. Maximaal is horizontaal de passieve korreldruk aanwezig.

\* Ondervlak : De korreldrukken hierop moeten evenwicht maken met de bovenbelasting. De druk wordt weer gelijkmatig verdeeld aangenomen (over de volle breedte van 9,800 m).

\* Aangenomen wordt, dat boven en naast de tunnel grond aanwezig is met  $\phi = 20^{\circ} \Rightarrow \lambda_n = 0,95 \cdot (1 - \sin 20^{\circ}) = 0,625$

Behalve het onderste (schuine) gedeelte van de zijwand, waar ook onderspoeling (zand) en aanstortmateriaal (ook gedeelte-

lijk zand onderin) wordt verondersteld, met  $\varphi = 30^\circ$

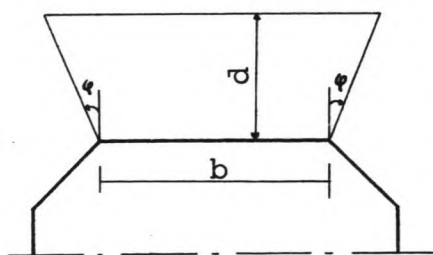
$$\Rightarrow \lambda_n = 0,95 \cdot (1 - \sin 30^\circ) = 0,475$$

$$\lambda_p = \tan^2(45 + \varphi/2) = 3,000$$

( $\lambda_n$  en  $\lambda_p$  schelen dus een factor 6,316)

Met deze aannamen kunnen nu per vlakje van de tunnelomtrek de daarop rustende belastingen worden bepaald :

- \* Bovenzijde : als alleen de recht erboven gelegen grond wordt meegerekend, rust hier een gewicht onder water =  
 $(16,48 - 11,5) * (14,00 - 10,00) = 19,9 \text{ kN/m}^2$  op. Zie figuur 47 op bladzijde 126. Deze last moet nog worden verhoogd door - dat de tunnel belasting "aantrekt", zie onderstaande figuur.



door wigvorm is de grond die op de tunnelbovenkant steunt niet gelijk aan :  $b * d$  , maar gelijk aan :  $(b + d * \tan \varphi) * d$

Hierdoor is de gemiddelde last door grond op de bovenkant (korrelspanning) :

$$\bar{\sigma}' = \frac{(b + d * \tan \varphi) * d * (\gamma_n - 10)}{b}$$

of :

$$\bar{\sigma}' = (1 + d/b * \tan \varphi) * d * (\gamma_n - 10)$$

Fig. 48 : Schets van de op de tunnel steunende "grondwig".  
 - Aangenomen wordt dat de opstaande zijden onder een hoek " $\varphi$ " (hoek van inwendige wrijving) met de verticaal verlopen .

In dit geval  $d = 5,0 \text{ m}$ ,  $\varphi = 20^\circ$ ,  $b = 6,200 \text{ m}$ ,  $\gamma_n = 14,00 \text{ kN/m}^3$

Dus :  $\bar{\sigma}' = 1,29 * d * (\gamma_n - 10) = 25,8 \text{ kN/m}^2$

De waterdruk op dit bovenvlak =  $160,8 \text{ kN/m}^2$

In totaal dus :  $\bar{\sigma}_g = 186,6 \text{ kN/m}^2$  ( $\sigma_{\text{grond}} = \sigma_{\text{water}} + \sigma_{\text{korrel}}$ )

- \* Bovendriehoek : loodrecht op dit vlak staat het gemiddelde van de neutrale- en verticale korreldruk

$$\sigma'_{\text{neutraal}} = \lambda_n * \sigma'_v \quad , \quad (\sigma' = \text{korrelspanning})$$

$$\text{dus op dit vlak staat : } \sigma'_{45^\circ} = \frac{\lambda_n + 1}{2} * \sigma'_v$$

$$\text{hier geldt : } \lambda_n = 0,625, \text{ dus } \underline{\sigma'_{45^\circ}} = \underline{0,813 * \sigma'_v}$$

De waterdruk loodrecht op dit vlak is de hydrostatische waterdruk :

$$\text{Bovenaan : } \underline{\sigma_{45^\circ}} = 0,813 * \sigma'_v + \sigma_w = 16,2 + 160,8 = \underline{177,0 \text{ kN/m}^2}$$

$$\text{Onderaan : } \underline{\sigma_{45^\circ}} = 0,813 * \sigma'_v + \sigma_w = 26,2 + 178,8 = \underline{205,0 \text{ kN/m}^2}$$

\* Zijvlak : hierop staat de neutrale korreldruk ( $\lambda_n = 0,625$ ) en de hydrostatische waterdruk :

$$\text{Bovenaan : } \underline{\sigma_h} = 0,625 * 32,2 + 178,8 = 20,1 + 178,8 = \underline{198,9 \text{ kN/m}^2}$$

$$\text{Onderaan : } \underline{\sigma_h} = 0,625 * 52,6 + 208,8 = 32,9 + 208,8 = \underline{241,7 \text{ kN/m}^2}$$

\* Onderdriehoek : verticaal staat hierop dezelfde spanning als op het ondervlak (aannahme). Horizontaal staat hier maximaal de passieve gronddruk op en anders de neutrale gronddruk :

$$\text{Maximaal : } \underline{\sigma'_h} = \lambda_p * \sigma'_v = 3,0 * \sigma'_v$$

$$\text{Bovenaan : } \underline{\sigma'_h} = 3,0 * 52,6 = 157,8 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Onderaan : } \underline{\sigma'_h} = 3,0 * 63,8 = 191,4 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Neutraal : } \underline{\sigma'_h} = \lambda_n * \sigma'_v = 0,475 * \sigma'_v$$

$$\text{Bovenaan : } \underline{\sigma'_h} = 0,475 * 52,6 = 25,0 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Onderaan : } \underline{\sigma'_h} = 0,475 * 63,8 = 30,3 \text{ kN/m}^2$$

De waterdrukken staan loodrecht op het oppervlak en kunnen ontbonden worden in een horizontale en een verticale component.

$$\text{Bovenaan : } \underline{\sigma_w} = 208,8 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow \underline{\sigma_{wh}} = 202,9 \text{ kN/m}^2, \underline{\sigma_{wv}} = 49,2 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Onderaan : } \underline{\sigma_w} = 225,3 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow \underline{\sigma_{wh}} = 219,0 \text{ kN/m}^2, \underline{\sigma_{wv}} = 53,1 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Totaal maximaal - boven : } \underline{\sigma_h} = 157,8 + 202,9 = \underline{360,7 \text{ kN/m}^2}$$

$$\text{- onder : } \underline{\sigma_h} = 191,4 + 219,0 = \underline{410,4 \text{ kN/m}^2}$$

\* Ondervlak : totale verticale last :

+ waterdruk + gronddruk bovenvlak	= + 186,6 * 6,200	= + 1156,9 kN,
+ verticale waterdruk + verticale gronddruk bovendriehoeken	= + $\frac{1}{2}\sqrt{2} * \frac{(177,0+205,0)}{2} * 3,600$	= + 486,2
+ eigen gewicht volle tunnel	= + 59,31 * 12,20	= + 723,6
- verticale waterdruk onder- driehoeken	= - $\frac{(49,2 + 53,1)}{2} * 0,800$	= - 40,9
- waterdruk ondervlak	= - 225,3 * 9,00	= - 2027,7 +
		<u>Totaal = + 298,1 kN,</u>

Uitgespreid over de hele breedte geeft dit een gemiddelde korreldruk van :

$$\underline{\sigma_v'} = \frac{298,1}{9,8} = \underline{30,4 \text{ kN/m}^2} \text{ (omhooggericht tegen onderkant tunnel)}$$

Totale druk op 9,000 m brede ondervlak is dus  $30,4 + 225,3 = \underline{255,7 \text{ kN}}$ ,

De verticale korrelspanning van  $30,4 \text{ kN/m}^2$  is duidelijk minder dan de tot nu toe op deze diepte aanwezige korrelspanning van  $63,8 \text{ kN/m}^2$  (zie fig.47 op blz. 126).

Een totaal beeld van de belastingen op de tunnel in het diepste punt wordt gegeven op de volgende pagina in figuur 49.

De op deze wijze verkregen uitwendige belasting wordt gebruikt in een onderzoek bij de vakgroep Toegepaste Mechanica. Daarin worden met behulp van de elementenmethode (computerprogramma ICES-STRUDL) de spanningen in dwarsrichting door deze uitwendige belasting berekend.

De bedoeling is, dat de trekspanningen zo klein mogelijk blijven (belasting afdragen door drukbogen) en in ieder geval aan de buitenzijde van de tunnel lager dan de toelaatbare beton-trekspanning. In § III.4.3. zijn de resultaten van dit onderzoek gegeven.

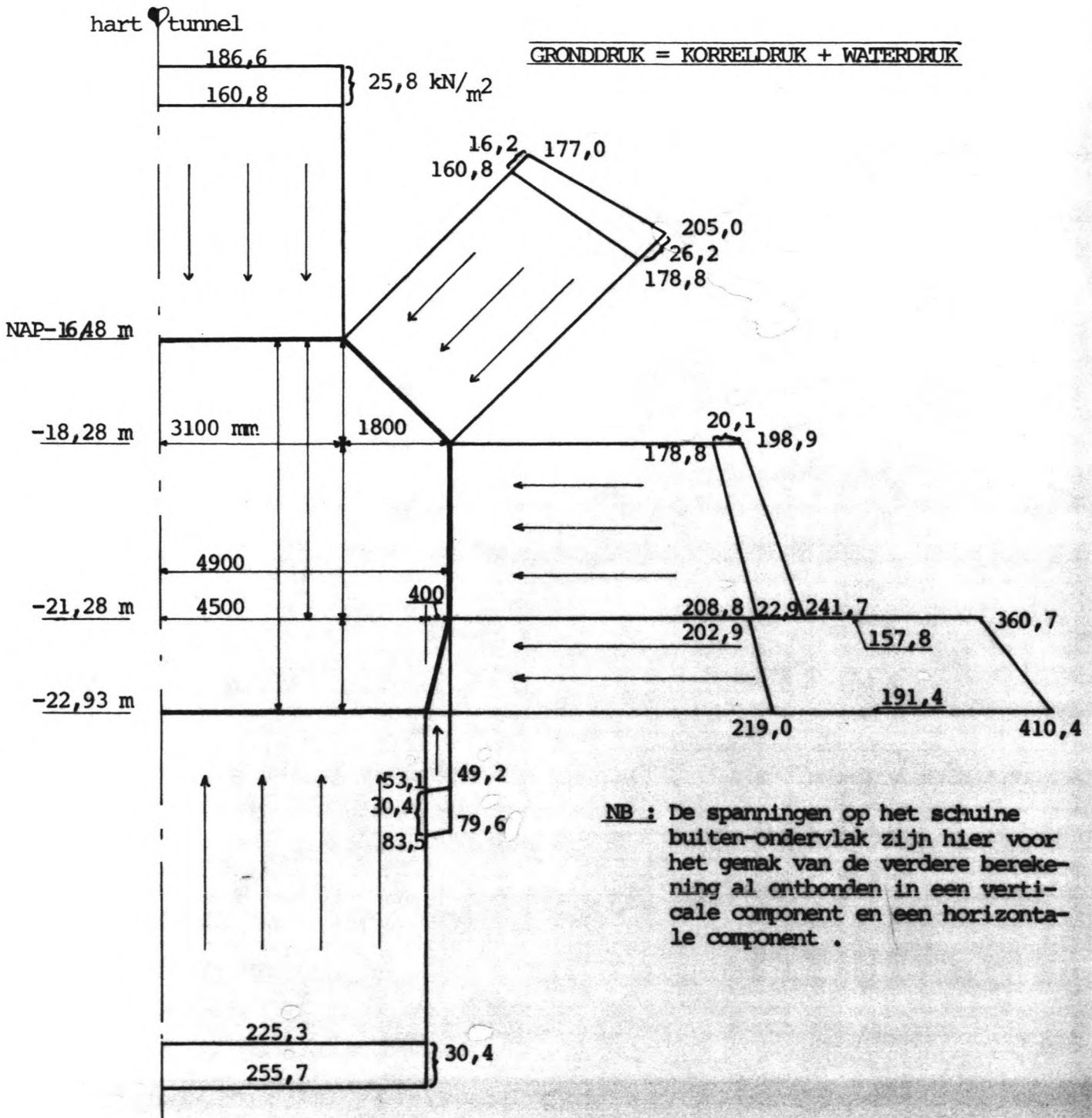


Fig. 49 : Totaaloverzicht van de maximale uitwendige belasting op de dwarsdoorsnede van de tunnel , op het (maatgevende) diepste punt. Belasting in kN/m<sup>2</sup> ; tunnelafmetingen in mm ; diepte in m t.o.v. NAP .

## V.2. Mogelijkheden voor de sleufopvulling en de daardoor veroorzaakte zakkingen

In deze paragraaf wordt berekend welke zakkingen van de tunnel te verwachten zijn indien de tunnelsleuf geheel wordt aangevuld met zand en indien deze (gedeeltelijk) wordt opgevuld met lichter materiaal. Ook wordt bekeken of het mogelijk en zinvol is met voorbelasting te werken.

Allereerst wordt afgeleid hoe de verticale spanningen onder een strookbelasting afnemen met de diepte.

### V.2.1. Afname van verticale korrelspanningen met de diepte

Stel dat de sleuf wordt aangevuld met zand. De situatie wordt dan als te zien in fig. 50 A,B,C op blz. 133.

ad fig.50-A : de  $\gamma_{\text{nat}}$  van de grond die weggebaggerd is, varieerde van circa  $13 \text{ kN/m}^3$  bovenin tot circa  $17 \text{ kN/m}^3$  naast en onder de tunnel. Ter plaatse van de tunnel zal er geen belastingverhoging op de ondergrond zijn, eerder een belastingafname. Naast de tunnel zal de belasting op de ondergrond wel zijn toegenomen in vergelijking met de vroegere situatie. De belasting is te schematiseren als in fig. 50-B. De laatste schematisatie (fig.50-C) is gemakkelijker in formulevorm om te zetten. In de hierna volgende paragrafen zal worden ingegaan op de vraag welke p en welke a en b genomen moeten worden.

Flamant heeft in 1892 een oplossing gevonden voor het spanningsverloop onder een verticale lijnlast op een isotrope homogene lineair elastische halfruimte. Op basis van deze oplossing kan door superpositie het bovenstaande geval (stripbelasting) verkregen worden.. (Lit.28-B, § 28 en 31, hfst.4). Er wordt hier alleen naar verticale spanningen in de bodem gekeken.

Algemeen : oplossing van Flamant voor spanningen onder een strookbelasting, zie fig. 51 op blz. 133.



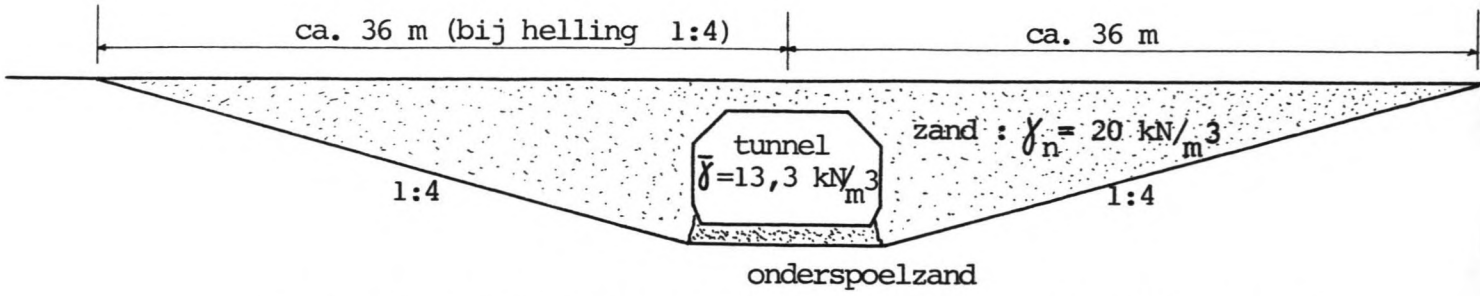
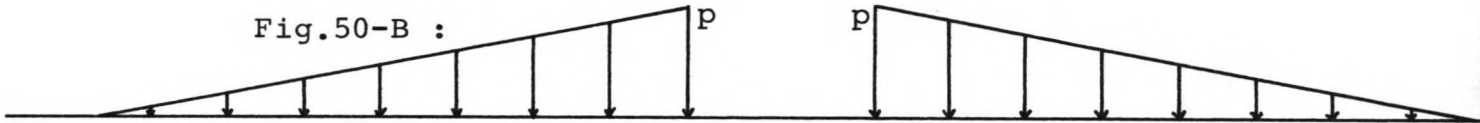


Fig.50-A : Situatie bij sleufaanvulling met alleen zand



$p$  in  $\text{kN/m}^2$  is de belastingverhoging op de ondergrond ten opzichte van de oude situatie. Ook kan de volgende benadering gemaakt worden :

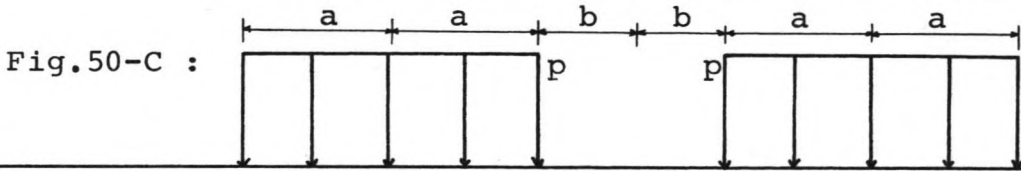
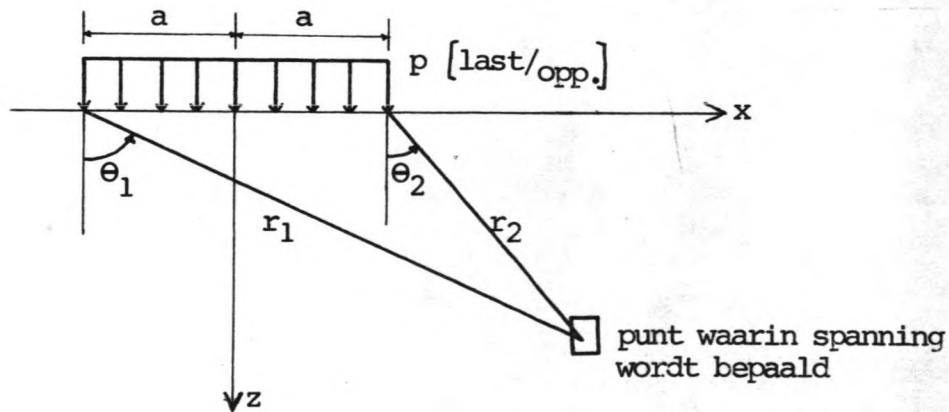


Fig. 50 : Schematisatie van sleufaanvulling tot een gemakkelijk in formules om te zetten belastinggeval.



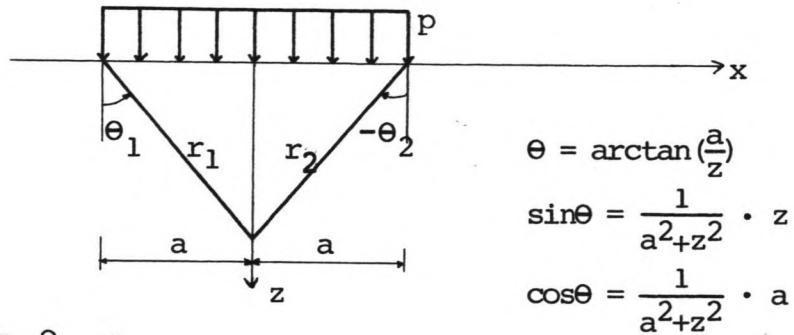
Algemeen :

$$\sigma_{zz} = \frac{P}{r} \cdot \left\{ (\theta_1 - \theta_2) + \sin\theta_1 \cdot \cos\theta_1 - \sin\theta_2 \cdot \cos\theta_2 \right\}$$

Fig. 51 : De oplossing van Flamant voor verticale spanningen onder een verticale strookbelasting op een isotrope, homogene, lineair elastische halfruimte . (Lit. 28 en 31).

Er worden nu drie speciale gevallen bekeken :

A. : spanningen midden onder de strookbelasting :  $\theta_1 = -\theta_2 = \theta$



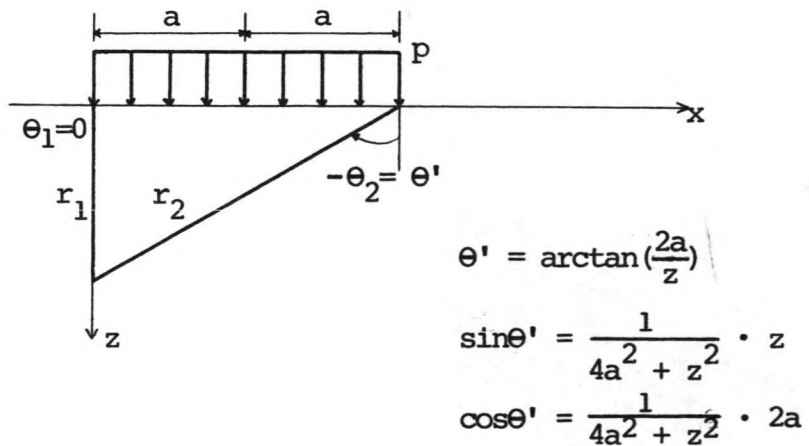
Voor  $\theta = \theta_1 = -\theta_2$  :

$$\sigma_{zz} = \frac{2P}{\pi} \cdot (\theta + \sin\theta \cdot \cos\theta) = \frac{2P}{\pi} \cdot \left\{ \arctan\left(\frac{a}{z}\right) + \frac{a \cdot z}{a^2 + z^2} \right\}$$

Fig. 52-A : Oplossing voor de verticale spanningen midden onder de verticale strookbelasting. (zie fig.51).

B. : spanningen recht onder een uiteinde van de strookbelasting

$\theta_1 = 0$  en  $\theta_2 = -\theta'$

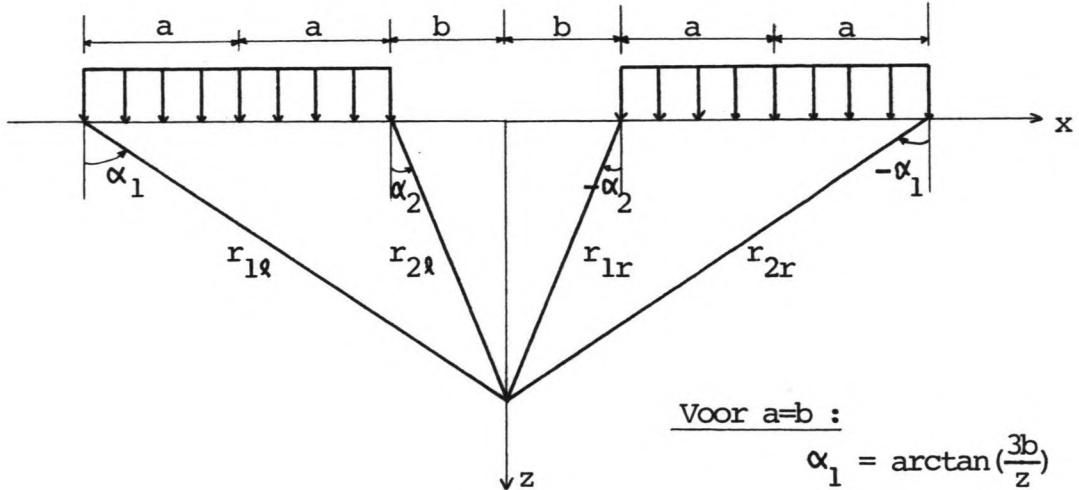


Voor  $\theta_1 = 0$  ,  $\theta_2 = -\theta'$  :

$$\sigma_{zz} = \frac{P}{\pi} \cdot (\theta' + \sin\theta' \cdot \cos\theta') = \frac{P}{\pi} \cdot \left( \arctan\left(\frac{2a}{z}\right) + \frac{1}{4a^2 + z^2} \right)$$

Fig. 52-B : Oplossing voor de verticale spanningen onder de rand van de verticale strookbelasting. (Zie ook fig. 51) .

C. : oplossing van Flamant voor een dubbele strookbelasting met een tussenruimte van  $2b$  :



Voor  $a=b$  :

$$\alpha_1 = \arctan\left(\frac{3b}{z}\right)$$

$$\alpha_2 = \arctan\left(\frac{b}{z}\right)$$

Voor  $a=2b$  :

$$\alpha_1 = \arctan\left(\frac{5b}{z}\right)$$

$$\alpha_2 = \arctan\left(\frac{b}{z}\right)$$

Voor  $\theta_{1l} = -\theta_{2r} = \alpha_1$  ,  $\theta_{2l} = -\theta_{1r} = \alpha_2$  :

$$\sigma_{zz} = \frac{2P}{\pi} \cdot \left\{ (\alpha_1 - \alpha_2) + \sin\alpha_1 \cdot \cos\alpha_1 - \sin\alpha_2 \cdot \cos\alpha_2 \right\}$$

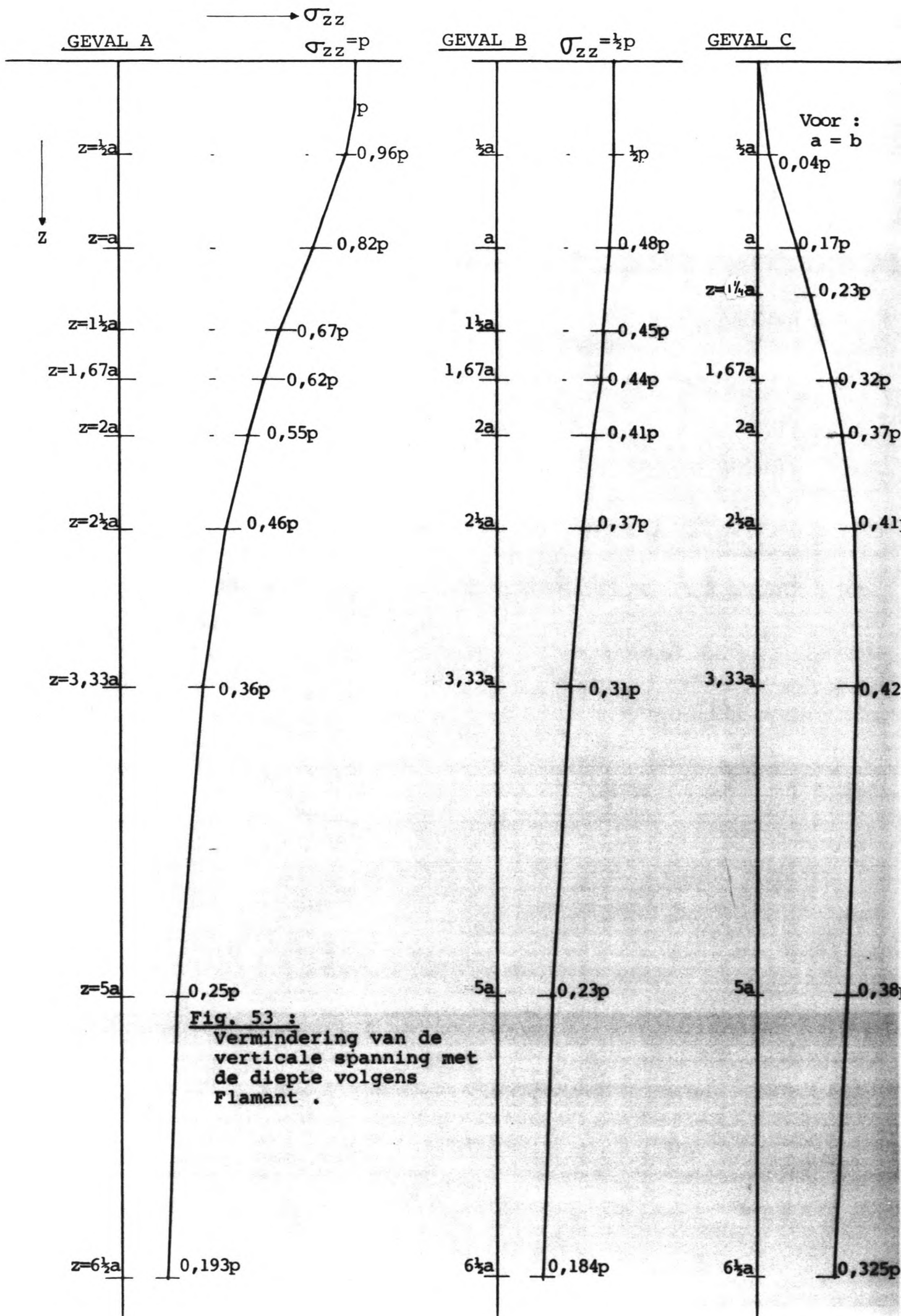
Dit is twee maal de algemene oplossing van fig. 51

Fig. 52-C : Oplossing voor de verticale spanningen onder twee verticale strookbelastingen met een tussenruimte van  $2b$  . (Zie ook fig. 51) .

De spanningen ten gevolge van de strookbelasting  $p$  verminderen met de diepte in de genoemde drie gevallen zoals aangegeven in fig. 53 op blz. 136.

De spanningsafname met de diepte ziet er voor geval C in detail uit als in fig. 54 op blz. 137.

Duidelijk is, dat er altijd een spanningsafname met de diepte plaatsvindt. De spanningen spreiden zich in de isotropische homogeen lineair elastische halfruimte. Het is natuurlijk een



**Fig. 53 :**  
 Vermindering van de  
 verticale spanning met  
 de diepte volgens  
 Flamant .

z/b	a = b	a = 2b
	$\sigma_{zz}/p$	$\sigma_{zz}/p$
0,50	0,04	0,04
0,67	0,08	0,08
1	0,17	0,18
1,25	0,23	0,25
1,67	0,32	0,36
2	0,37	0,43
2,5	0,41	0,50
3,33	0,42	0,56
4	0,41	0,58
5	0,38	0,57
6,5	0,32	0,53
10	0,23	0,42
15	0,16	0,31
20	0,12	0,24
25	0,10	0,20
30	0,08	0,17
35	0,07	0,14

Opmerkelijk is dat vanaf  $z=15b$  de verticale spanning door  $a = 2b$  twee maal zo groot is als die door  $a = b$ .

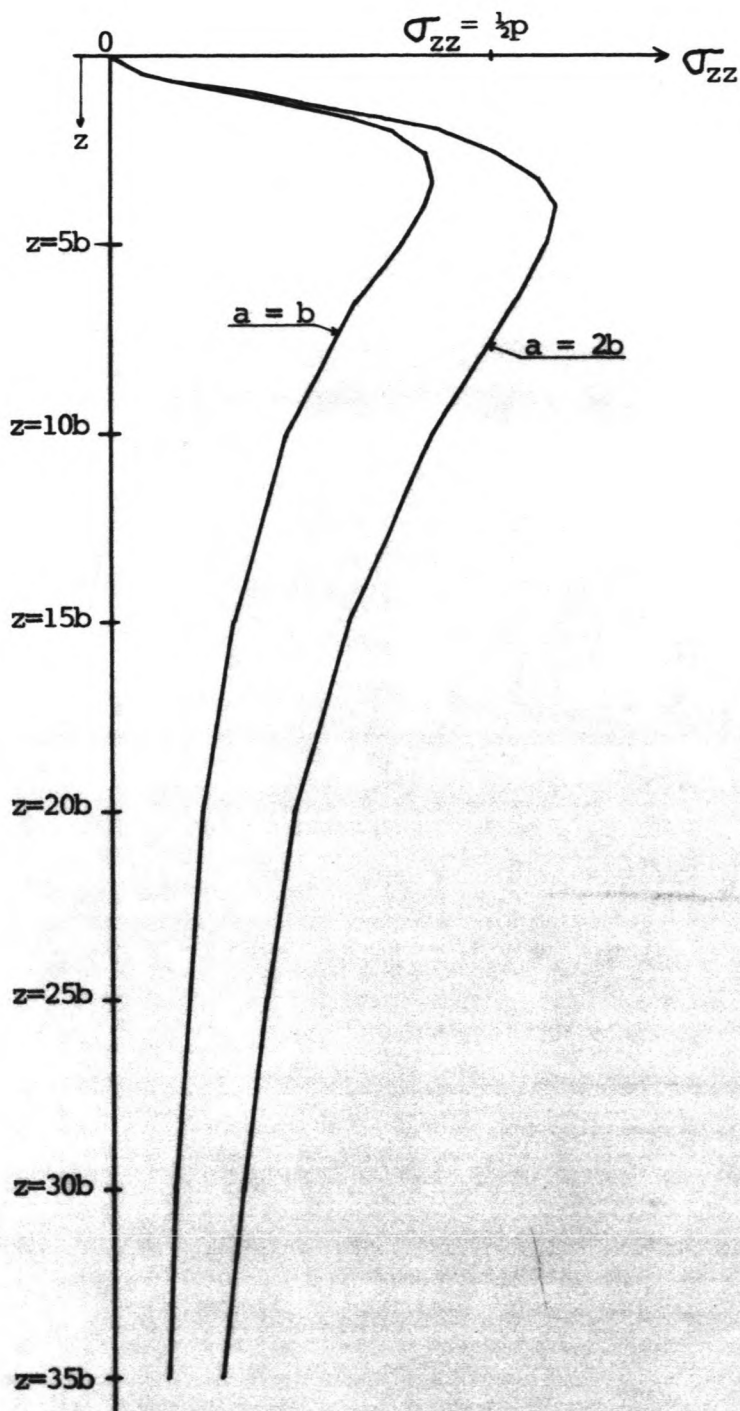


Fig. 54 : De spanningsafname met de diepte voor het geval C meer in detail .

grove veronderstelling, dat de ondergrond van het IJ hier ook aan voldoet. Maar als benadering, om een indruk te krijgen van de orde van grootte is dit wel voldoende.

Welke verdeling moet nu genomen worden? Het gaat erom spanningen in de ondergrond te berekenen waarmee de zakking van de tunnel kan worden berekend. De zakking midden onder de strookbelasting (geval A) zal groter zijn dan die onder de tunnel, maar wordt hier niet gevraagd.

Aan de rand van de tunnel zal zich geval B voordoen en in het midden van de tunnel geval C. Aangenomen wordt, dat de spanningsafname een combinatie is van B en C. Tot circa  $z = 2\frac{1}{4} a$  is B groter dan C en worden spanningen volgens B aangehouden, daarna is geval C maatgevend. In de volgende paragrafen wordt met dit schema gewerkt. Zie fig. 55 op blz. 139.

#### V.2.2. Bepalen van toe te passen zettingsformules

De formule van Koppejan (gecombineerde formules van Keverling Buisman en Terzaghi) ziet er voor het geval er ook met een grensspanning (bijvoorbeeld door vroeger aanwezige spanning ; hierdoor treedt een knik in de zakkingslijnen op) wordt gerekend, als volgt uit : (Lit.26 en 28) :

$$S_t = \left\{ \frac{1}{c_p} + \frac{1}{c_s} \cdot \log t \right\} \cdot H_i \cdot \log \frac{p_c}{p_i} + \left\{ \frac{1}{c'_p} + \frac{1}{c'_s} \cdot \log t \right\} \cdot H_i \cdot \log \frac{p_i + dp}{p_c}$$

- hierin is :  $S_t$  = zetting [m]  
 $H_i$  = initiële zetting van een consoliderende grondlaag [m]  
 $p_i$  = initiële effectieve spanning (korrelspanning) [kN/m<sup>2</sup>]  
 $dp$  = spanningsverhoging ten opzichte van  $p_i$  [kN/m<sup>2</sup>]  
 $p_c$  = grensspanning [kN/m<sup>2</sup>]  
 $t$  = tijd in dagen  
 $\frac{1}{c_p}$  = samendrukkingsconstante voor primaire zetting vòòr de grensspanning  
 $\frac{1}{c_s}$  = idem, seculaire zetting vòòr grensspanning

SCHEMATISERING :

Voor a = b :

tot z = 2b :  $\sigma_{zz} = \frac{1}{2}p$

van z = 2b tot z = 5b :  $\sigma_{zz} = 0,4p$

na z = 5b : verloop volgens geval C

NB : Voor het stuk tussen z = 5b en z = 10b geldt :

$$\sigma_{zz} = 0,4 - \left(\frac{z - 5b}{5b}\right) \cdot 0,17$$

Voor a = 2b :

tot z = 5b :  $\sigma_{zz}$  verloopt van 0,5p tot 0,6p

na z = 5b : verloop volgens geval C

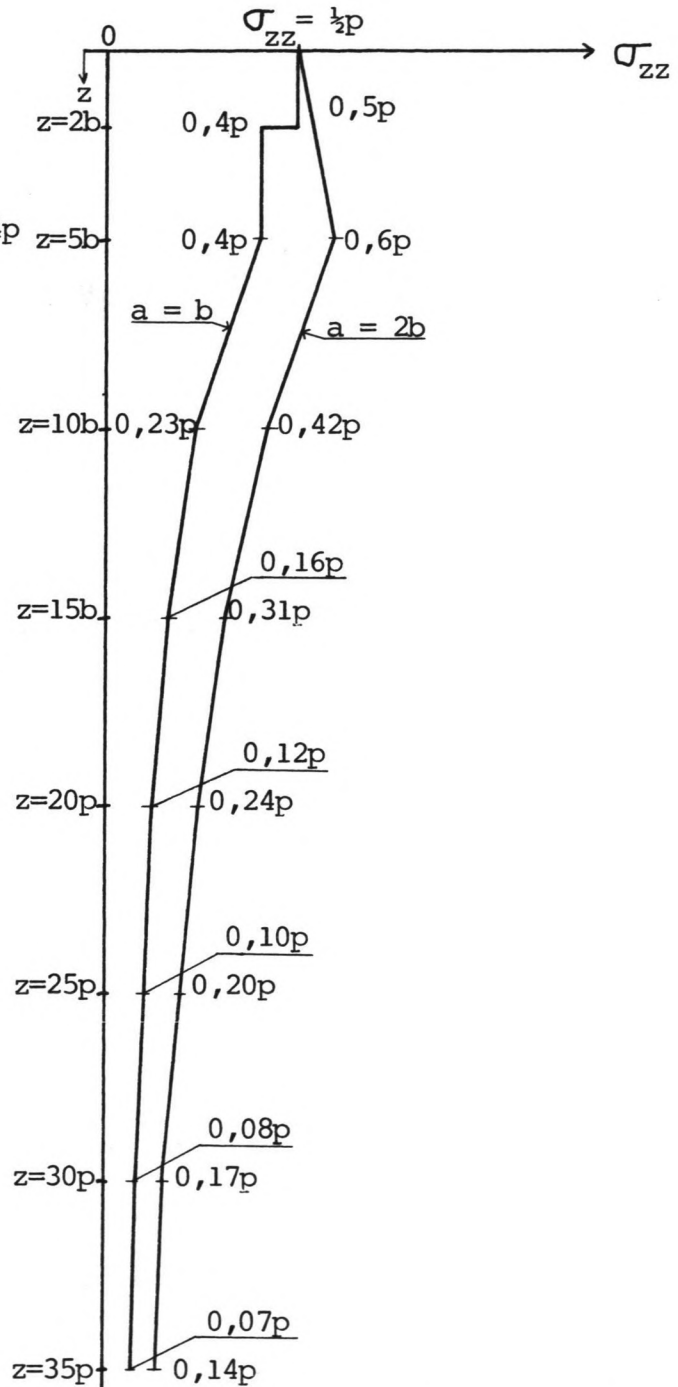


Fig. 55 : Volgens deze schematisatie wordt in de zettingsberekeningen rekening gehouden met de afname van de verticale spanningsverhoging met de diepte.

$1/c_p'$  = samendrukkingsconstante voor primaire zetting nã grensspanning

$1/c_s'$  = samendrukkingsconstante voor seculaire zetting nã grensspanning

Opmerkingen :

- in plaats van seculaire- wordt ook wel van secundaire zetting gesproken
- in plaats van  $10 \log p$  wordt ook wel  $e \ln p$  toegepast. In dat geval zijn de  $c_p'$ ,  $c_s'$ ,  $c_p'$ ,  $c_s'$  - waarden een factor

$$\frac{e \ln p}{10 \log p} = 2,3026 \text{ maal zo groot } ( = 2,3)$$

- grondmechanica Amsterdam noemt in rapport Lit.26 een grensspanning :  $p_c = p_i + 0,01 \text{ N/mm}^2 = p_i + 10 \text{ kN/m}^2$

Als dit veroorzaakt zou zijn door een vroeger aanwezige bovenlaag van grond met  $\gamma_n = 1400 \text{ kg/m}^3$  dan zou de dikte van de laag geweest moeten zijn :

$$\frac{10}{14 - 10} = 2,5 \text{ m}$$

Het is niet zeker dat dit de juiste verklaring voor de grensspanning is (Lit.28-A). In Amsterdam is in het midden van de vaargeul waarschijnlijk een grotere grensspanning dan  $p_c = p_i + 10 \text{ kN/m}^2$  aanwezig. Het vroegere IJ was veel ondieper dan het huidige, er was dus vroeger een grotere bovenbelasting dan  $10 \text{ kN/m}^2$  aanwezig.

Bestudering van de kaart "Bakens, Tonnen en Meerboeien in de Haven van Amsterdam" (fig.2 op blz. 6) leert, dat oude havens in de buurt van het tracé nu een diepte van NAP -4,00 à -4,50 m hebben. Het Noord-Hollandskanaal heeft een diepgang van 4,00m hetgeen overeenkomt met een bodemniveau in het IJ van NAP -4,40 m. Deze plaatsen waren vroeger toegankelijk voor de grootste schepen die de haven van Amsterdam aandeden. De conclusie lijkt dan ook gerechtvaardigd, dat het IJ vroeger ook een bodem op circa NAP -4,00 m had en dat later het IJ tot een groter diepte is uitgebaggerd. Dat dit een voorzichtige veronderstelling is, wordt bevestigd door het IJ-oeververbindingsrapport uit 1950 (van



Publieke Werken Amsterdam) waarin staat, dat "voor het aan-  
plempen ten behoeve van hetoostelijk (spoor)-emplacement  
werd de bodem van het IJ tot 3 à 6 m -NAP uitgebaggerd".  
Er wordt hier dus uitgegaan van een vroegere voorbelas-  
ting door grondlagen tot NAP -4,00 m. Aangenomen wordt,  
dat deze grond een  $\rho_n = 1400 \text{ kg/m}^3$  had. De grensspanning  
op de plaats van de verschillende boringen (zie fig.25A,  
B en C op blz. 66 t/m 68) is dan :

Boring	Plaats	Huidige bodem	Grensspanning [kN/m <sup>2</sup> ]
596	bij Noordoever	NAP - 3,00 m	gelijk minimum: $p_c = p_i + 10$
431	midden IJ	NAP - 11,00 m	$p_c = p_i + 28$ *)
243	zuidoever	NAP - 3,00 m	$p_{c \text{ min}} = p_i + 10$
758 } en } 753 }	Oostertoegang	NAP - 3,50 m	$p_{c \text{ min}} = p_i + 10$
634		open havenfront	NAP - 3,50 m

Tabel 3 : Toe te passen grensspanningen op verschillende  
plaatsen van het tunneltracé

\*) NB : aangehouden wordt voorzichtig :  $\underline{25 \text{ kN/m}^2}$

- De C-waarden behoren ontleend te worden aan laboratorium-  
onderzoek. Deze gegevens zijn hier niet voor handen, daar-  
om wordt hier slechts een afschatting van deze waarden ge-  
maakt aan de hand van door het Bureau Grondmechanica van  
de Dienst Openbare Werken Amsterdam afgeleide relaties  
tussen de volumieke massa en de samendrukkingsconstanten.  
Deze formules zijn kennelijk gebaseerd op het feit, dat na  
inklinking de natte volumieke massa veranderd is in een  
bepaalde - praktisch of theoretisch bepaalde - waarde :

$$\left. \begin{aligned} 1/c_p &= \exp(-1,98 \cdot \rho_n - 1,05) \\ 1/c_s &= \exp(-2,54 \cdot \rho_n - 1,58) \end{aligned} \right\} \frac{1}{c} = \frac{1}{c_p} + \frac{1}{c_s} \cdot \log t$$

$$1/c'_p = \exp(-2,34 \cdot \rho_n - 0,57)$$

$$1/c' = \exp(-2,72 \cdot \rho_n + 1,60) = \frac{1}{c'_p} + \frac{1}{c'_s} \cdot \log t$$

voor  $t = 10.000$  dagen :

$$1/c'_s = \frac{1}{4} \cdot \left\{ \frac{1}{c'} - \frac{1}{c'_p} \right\}$$

waarin : \*  $\rho_n$  = natte volumieke massa in [ton/m<sup>3</sup>]

\*  $\exp(p) = e^p$

\* C-waarden op grond van natuurlijke logaritmische  $e_{ln}$ , voor  $^{10} \log$  zijn de C-waarden dus circa 2,3 maal zo klein

De werkwijze voor het berekenen van zettingen is als volgt :

- \* zoals in fig.47 op blz.126 is aangegeven, worden de huidige verticale korrelspanningen op tunnelvoetniveau bepaald
- \* de bovenbelasting door geulvulling wordt bepaald en met behulp van § V.2.1. het daardoor veroorzaakte verloop van de spanningen in de ondergrond (fig.55 op blz.139)
- \* de ondergrond wordt geschematiseerd tot lagen met dikte  $H_i$  en constante  $\rho_n$
- \* met behulp van de formule van Koppejan kan per laag de zetting worden bepaald. Gesommeerd geeft dit de totale zetting.

Dit kan grafisch gebeuren of door middel van rekenen. De zakkingen worden op een bepaalde diepte zo gering, dat ze worden verwaarloosd

### V.2.3. Zettingen en voorbelasting bij volledig aanvullen met zand

Een eerste mogelijkheid voor de sleufopvulling is zand. De tunnel ligt dan in een stevige èn, als het goed is, stabiele grondmassa. Ook wordt de tunnel aan de bovenzijde goed beschermd door de zandlaag.

Bij aanvullen met zand zijn zettingen van de ondergrond te verwachten. Aangezien deze ondergrond een tamelijk sterk wisselend karakter heeft, is het beter te proberen de te verwachten zettingen van te voren al te laten gebeuren. Dit kan door middel van voorbelasten. Dit is ook gunstig voor de afmetingen van de tunnel aangezien er dan minder reserve be-

hoeft te worden ingebouwd voor te verwachten zettingsverschillen.

Teneinde een idee te krijgen van de te verwachten zettingen worden deze hieronder bepaald voor het diepste punt van de tunnel. Boring 431 (zie fig.27 op blz. 76) geeft gegevens over de grond die hier aanwezig is. Ook wordt de benodigde voorbelasting bepaald.

Teneinde de breedte waarover voorbelast moet worden te beperken en teneinde de hoeveelheid aanvulzand te beperken, wordt er van uitgegaan, dat de sleuf niet over de volle breedte wordt aangestort. Het deel naast de tunnel wordt opgevuld met zand tot 1 m boven het tunneldak, het overige deel wordt opgevuld met tijdelijk opgeslagen baggerspecie. De gemiddelde volumieke massa van deze specie is  $1580 \text{ kg/m}^3$ . Zie fig.56 op blz. 144.

De schematisatie van de belasting is dus als volgt (op niveau van onderkant van onderspoeling)

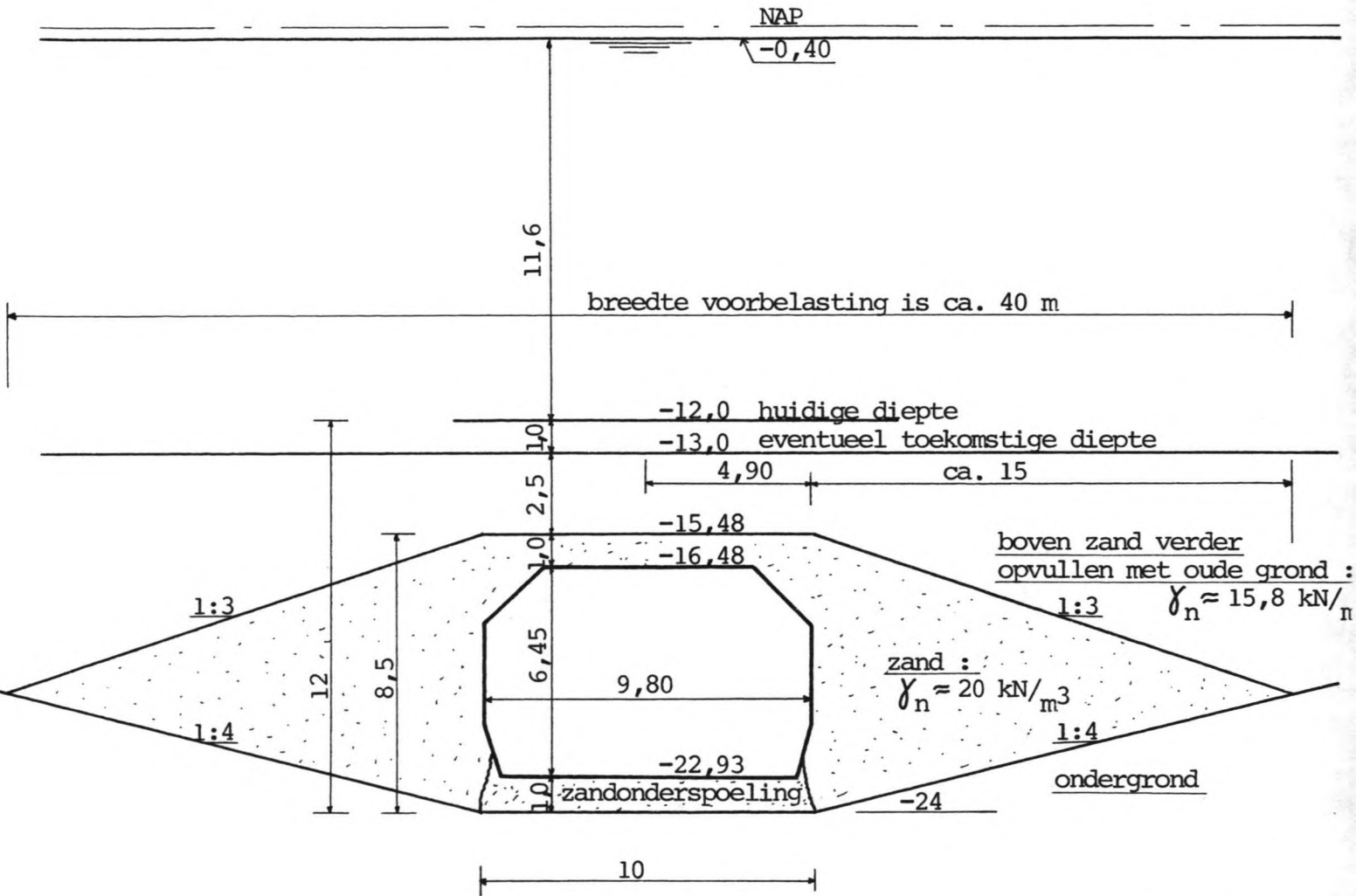
$$P_{\text{nieuw}} = 116,0 + 3,5 * 15,8 + 8,5 * 20 - 236,0 = \underline{105,3 \text{ kN/m}^2}$$

Zie fig. 57 op blz. 144.

Volgens fig.55 op blz. 139 is de verhoging van de verticale korrelspanning onder het midden van de tunnel :

Diepte	$\Delta p$
z = 0 = NAP - 24 m	$\frac{1}{2}p = \frac{1}{2} * 35 = 17,5 \text{ kN/m}^2$
van z = 2b = NAP - 34 m } tot z = 5b = NAP - 49 m }	0,4p = 14,0 $\text{kN/m}^2$
z = 10b = NAP - 74 m	0,23p = 8,1 $\text{kN/m}^2$
z = 15b = NAP - 99 m	0,16p = 5,6 $\text{kN/m}^2$
enz.	enz.

Als deze spanningsverdeling wordt aangenomen, wordt er vanuit gegaan, dat de ondergrond een isotropisch homogeen lineair elastisch medium is. Dit zal de ondergrond zeker niet zijn. Om een soort absoluut maximum voor de zakkingen te



Het volumegewicht van de nu aanwezige grond is gemiddeld ca.  $15,8 \text{ kN/m}^3$ . Hierdoor heerst er nu op sleufbodenniveau (NAP -24 m) een korrelspanning  $\sigma' = 69,6 \text{ kN/m}^2$  (zie figuur 58).

De door de zandaanvulling ontstane hogere belasting wordt geschematiseerd tot een dubbele strookbelasting van 8,5 m zand. De breedte = tunnelbreedte, de tussenruimte = tunnelbreedte. (Zie fig. 50).

Fig. 56 : Overzicht van de situatie bij aanvulling met zand. Maten in m ; diepten in m ten opzichte van NAP .

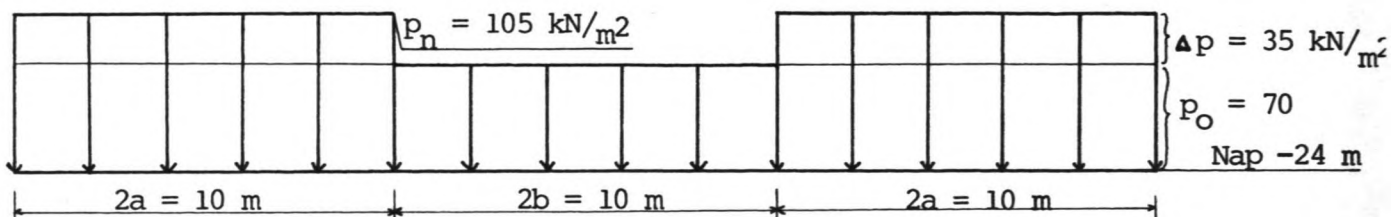


Fig. 57 : Schematisatie van belasting bij aanvulling met zand.



verkrijgen, wordt daarom ook een berekening gemaakt voor het geval dat de volle extra belasting  $\Delta p = 35 \text{ kN/m}^2$  zich over de hele diepte voortzet.

Boring 431 gaat slechts tot NAP - 30,32 m diepte. In § III.6. is te zien, dat op grotere diepte de grondlagen redelijk horizontaal lopen. Daarom kan voor grotere diepte dan NAP -30,32 m boring 243, die tot NAP - 57,15 m gaat, worden overgenomen. De 3<sup>e</sup> zandlaag (de 1<sup>e</sup> en 2<sup>e</sup> zijn ter plaatse van boring 431 niet aanwezig) begint pas op circa NAP - 85 m.

De ondergrond wordt als volgt geschematiseerd :

Tot NAP - 15,5 m	natte volumieke massa = 1,32 ton/m <sup>3</sup>
van - 15,5 tot - 22,0	" = 1,68 "
van - 22,0 tot - 28,0	" = 1,71 "
van - 28,0 tot - 30,3 - 30,0	" = 1,60 "
van - 30,3 tot - 38,0	" = 1,65 "
van - 38,0 tot - 42,0	" = 1,74 "
van - 42,0 tot - 46,5	" = 1,52 "
van - 46,5 tot - 52,5	" = 1,97 "
van - 52,5 tot - 57,0	" = 1,86 "

De verticale spanningen in de huidige bodem en na zandaanvulling zijn op basis van dit schema in fig.58 op blz. 146 getekend. Voor de getalwaarden : zie tabel 4 op blz. 147.

De zettingen ten gevolge van de spanningsverhoging worden berekend volgens het volgende principe (Lit.28-A) , zie fig. 59A en B op blz. 148.

In de daarna volgende figuur 60 op blz. 149 en in de tabellen 5 en 6 op respectievelijk blz. 150 en blz. 151 worden volgens dit principe de zettingen voor het diepste punt van de tunnel bepaald. Allereerst voor spanningsverhoging zonder reductie volgens Flamant (fig.55 op blz. 139) ; dit is een soort absoluut maximum. Daarna volgens spanningsverhoging met reductie. Dit is naar verwachting een meer reële waarde.

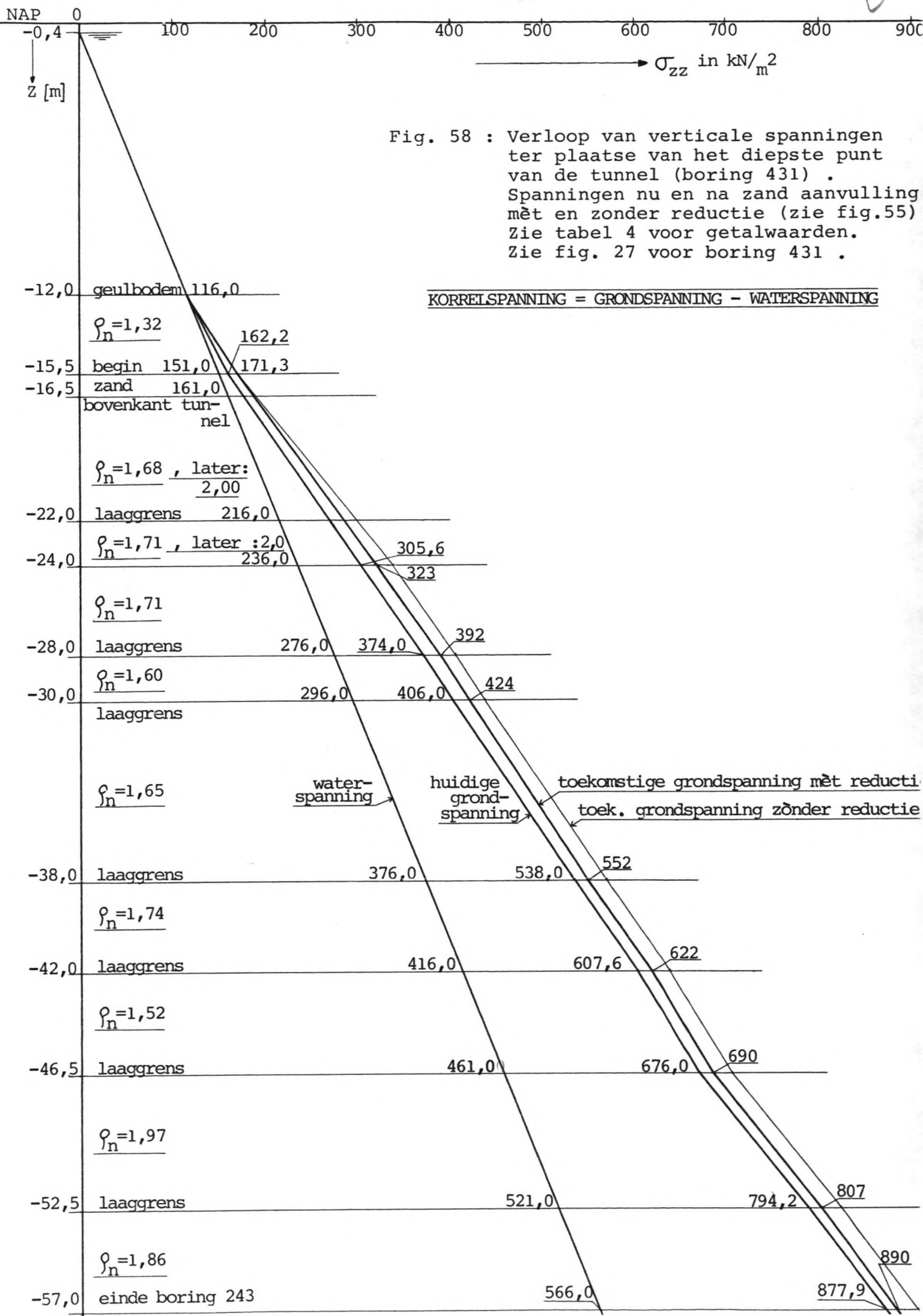


Fig. 58 : Verloop van verticale spanningen ter plaatse van het diepste punt van de tunnel (boring 431) .  
 Spanningen nu en na zand aanvulling met en zonder reductie (zie fig.55)  
 Zie tabel 4 voor getalwaarden.  
 Zie fig. 27 voor boring 431 .

Tabel 4 : Spanningen nù en na volledige zandaanvulling tpv. het diepste punt (boring 431 en dieper 243). Zie fig.58

Niveaumschrijving	diepte t.o.v.NAP in [m]	volumieke massa nu en (straks) [Ton/m <sup>3</sup> ]	waterspan- ning [kN/m <sup>2</sup> ]	huidige grondspan- ning [kN/m <sup>2</sup> ]	huidige korrelspan- ning [kN/m <sup>2</sup> ]	toek. grond sp. zonder reductie [kN/m <sup>2</sup> ]	toek., korrel sp. zonder reductie [kN/m <sup>2</sup> ]	toek. grond sp. met reductie [kN/m <sup>2</sup> ]	toek. korrel sp. met reductie [kN/m <sup>2</sup> ]
Waterspiegel	-0,40	1,0	0	-	-	-	-	-	-
Geulbodem	-12,0	1,32 (1,58)	116,0	116,0	0	116,0	0	116,0	0
Laaggrems, tevens bovenkant aanvulzand	-15,5	1,68 (2,0)	151,0	162,2	11,2	171,3	20,3	171,3	20,3
Bovenkant tunnel	-16,5		161,0	179,0	18,0				
Laaggrems	-22,0	1,71 (2,0)	216,0	271,4	55,4				
Onderkant tunnel	-23,0		226,0	288,5	62,5				
Sleufbodem (z=0, zie fig.55)	-24,0	1,71	236,0	305,6	69,6	341,3	105,3	323	87
Laaggrems	-28,0	1,60	276,0	374,0	98,0	409	133	392	116
Laaggrems, tevens einde bo- ring 431	-30,0	1,65	296,0	406,0	110,0	441	145	424	128
z = 2b (zie fig.55)	-34,0		336,0	472,0	136,0	507	171	490 - 486	154 - 150
Laaggrems	-38,0	1,74	376,0	538,0	162,0	573	197	552	176
Laaggrems	-42,0	1,52	416,0	607,6	191,6	643	227	622	206
Laaggrems	-46,5	1,97	461,0	676,0	215,0	711	250	690	229
z = 5b (zie fig.55)	-49,0		486,0	725,3	239,3	760	274	739	253
Laaggrems	-52,5	1,86	521,0	794,2	273,2	829	308	807	286
Einde boring 243	-57,0		566,0	877,9	311,9	913	347	890	324

- 117 -

✓

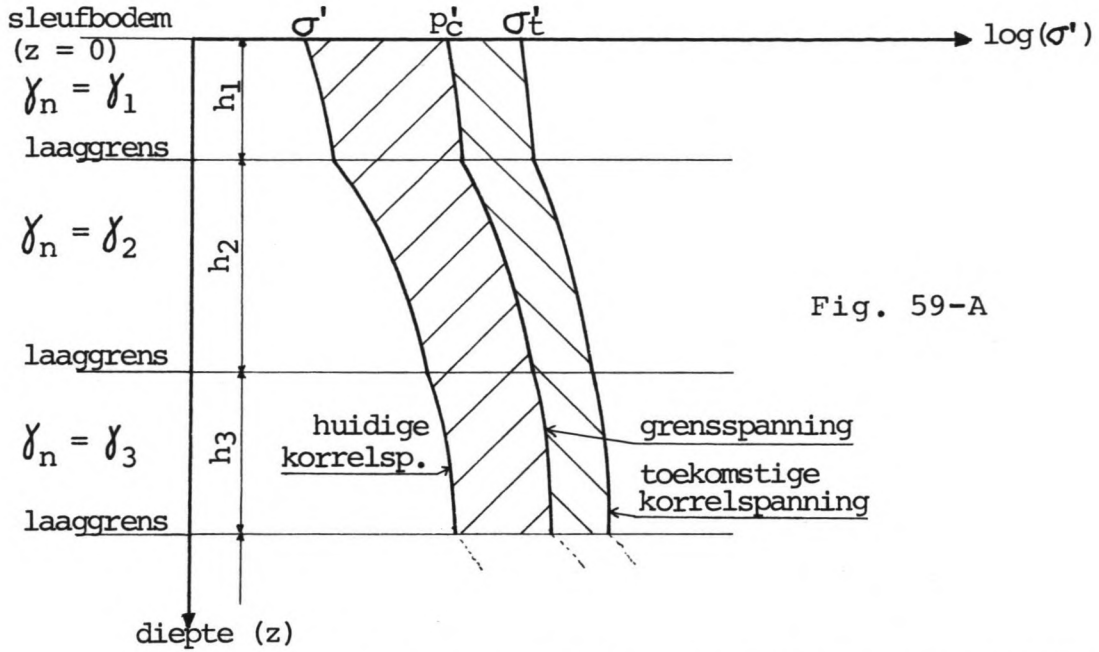


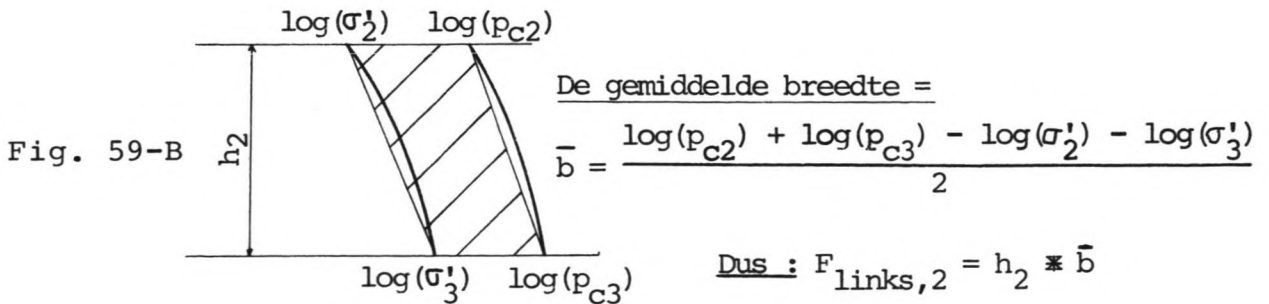
Fig. 59-A

$F_{links}$  = oppervlak tussen kromme van  $\log(\sigma')$  en  $\log(p'_c)$

$F_{rechts}$  = oppervlak tussen kromme van  $\log(p'_c)$  en  $\log(\sigma'_t)$

In dit geval (zie ook fig. 60) zijn de krommen bijna rechte lijnen. De oppervlakten kunnen op de volgende wijze goed worden benaderd :

Bijvoorbeeld voor  $F_{links}$  :



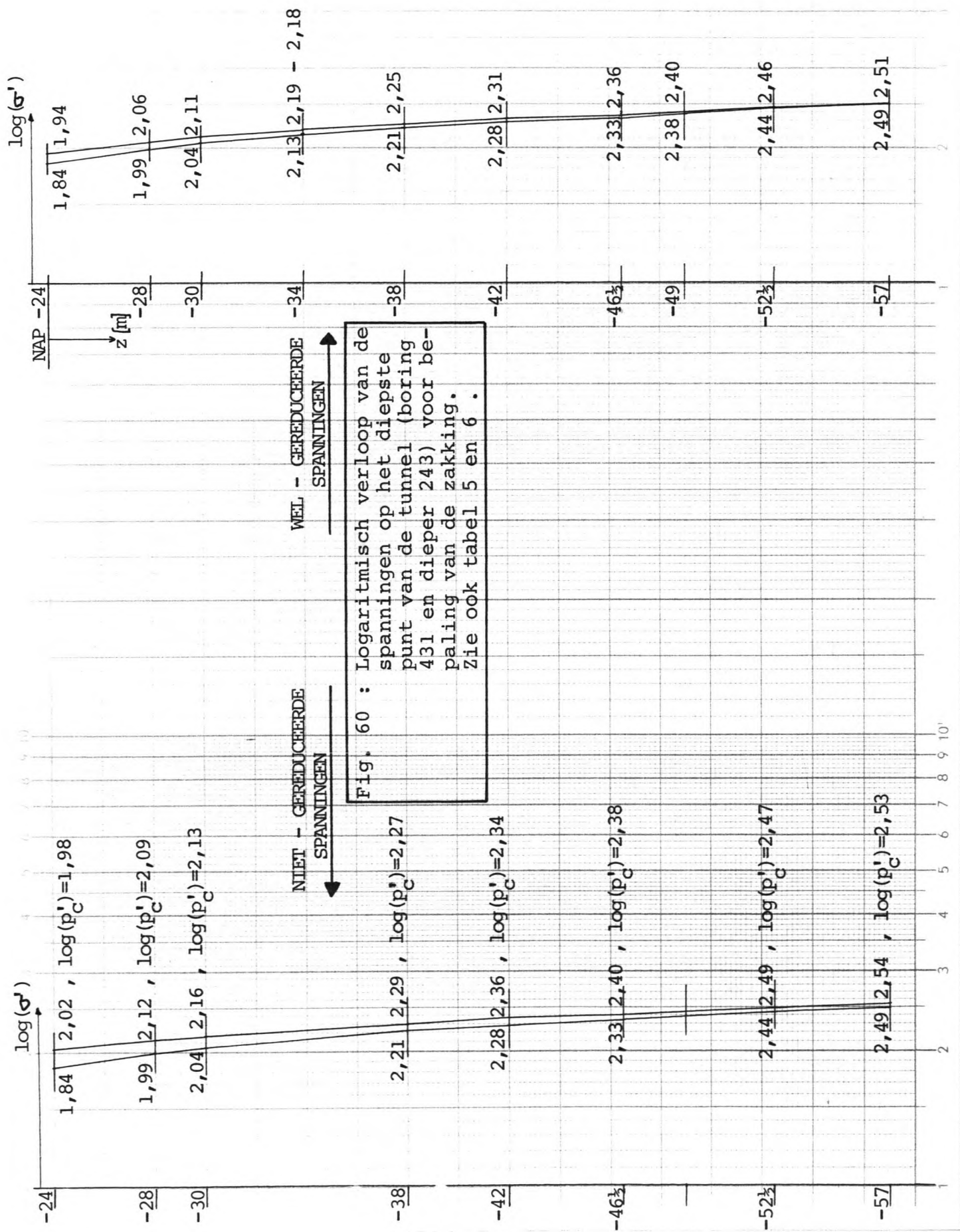
De zakking is gelijk aan :

$$S_t = \sum_{i=1}^n \frac{1}{C_i} * F_{links,i} + \frac{1}{C'_i} * F_{rechts,i}$$

Bij iedere  $\gamma_n$  horen verschillende C- en C'-waarden (zie voor formules blz. )

Fig. 59 : Het principe van de grafische methode voor het bepalen van zettingen. (Lit.28) .





Tabel 5 : Zakkingsberekening zonder reductie van spanningen voor diepste punt (boring 431 en dieper 243).

diepte t.o.v. NAP in [m]	volumegewicht $\gamma_n$ [KN/m <sup>3</sup> ]	huidige korrelspanning $\sigma'$ [KN/m <sup>2</sup> ]	$\log(\sigma')$	toek. korrelsp. $\sigma_f$ [KN/m <sup>2</sup> ]	$\log(\sigma_f)$	grensspanning $p_c$ [KN/m <sup>2</sup> ]	$\log(p_c)$	$C_p$ (boven) $C_s$ (onder)	C voor 10000 dagen	$C_p$ (boven) $C_s$ (onder)	C voor 10000 dagen	$F_{links}$	$F_{rechts}$	zetting per laag in [m]	totale zetting in [m]
-24,0	17,1	69,6	1,84	105,3	2,02	94,6	1,98	$C_p=36,66$ $C_s=162,29$	19,26		9,18	0,480	0,140	0,040	
-28,0	16,0	98,0	1,99	133	2,12	123	2,09	$C_p=29,49$ $C_s=122,73$	15,04		6,81	0,190	0,060	0,021	0,06
-30,0	16,5	110,0	2,04	145	2,16	135	2,13	$C_p=32,56$ $C_s=139,35$	16,83		7,80	0,600	0,200	0,061	
-34,0	"							"	"		"				
-38,0	17,4	162,0	2,21	197	2,29	188	2,27	$C_p=38,91$ $C_s=175,14$	20,60		9,96	0,240	0,080	0,020	0,12
-42,0	15,2	191,6	2,28	227	2,36	217	2,34	$C_p=25,17$ $C_s=100,16$	12,55		5,48	0,248	0,090	0,036	0,14
-46,5	19,7	215,0	2,33	250	2,40	240	2,38	$C_p=61,35$ $C_s=314,12$	34,44		18,62	0,240	0,120	0,013	0,18
-49,0	"							"	"		"				0,19
-52,5	18,6	273,2	2,44	308	2,49	298	2,47	$C_p=49,34$ $C_s=237,55$	26,95		13,81	0,158	0,068	0,011	
-57,0	"	311,9	2,49	347	2,54	337	2,53	"	"		"				0,20 m

De indrukking van nog diepere lagen is te verwaarlozen. Men moet er zich rekenschap van geven dat hier met een hoge grensspanning is gewerkt ( $p_c = p_i + 25$ ). De maximale zakking zal ca. 20 cm bedragen.



Tabel 6 : Zakkingsberekening met reductie van spanningen voor het diepste punt (boring 431 en dieper 243).

diepte t.o.v. NAP in [m]	volumegewicht $\rho_n$ [KN/m <sup>3</sup> ]	huidge korrelspanning $\sigma$ [KN/m <sup>2</sup> ]	$\log(\sigma')$	toek. korrelsp $\sigma'_t$ [KN/m <sup>2</sup> ]	$\log(\sigma'_t)$	grensspanning $p'_c$ [KN/m <sup>2</sup> ]	$\log(p'_c)$	$C^p$ (boven) en $C^s$ (onder)	C voor 10000 dagen	$C^p$ (boven) en $C^s$ (onder)	C voor 10000 dagen	$F^l$ links	$F^r$ rechts	zetting per laag in [m]	totale zetting in [m]
-24,0	17,1	69,6	1,84	87	1,94	94,6	-	zie tabel 5	19,26		-	0,340	-	0,018	0,02
-28,0	16,0	98,0	1,99	116	2,06	123	-		15,04		-	0,140	-	0,090	0,03
-30,0	16,5	110,0	2,04	128	2,11	135	-		16,83		-	0,260	-	0,026	
-34,0	"	136,0	2,13	154 - 150	2,19 - 2,18	161	-		"		-	0,180	-		0,05
-38,0	17,4	162,0	2,21	176	2,25	188	-		20,69		-	0,140	-	0,007	0,06
-42,0	15,2	191,6	2,28	206	2,31	217	-		12,55		-	0,135	-	0,011	0,07
-46,5	19,7	215,0	2,33	229	2,36	240	-		34,44		-	0,063	-	0,004	
-49,0	"	239,3	2,38	253	2,40	264	-		"		-	0,070	-		0,075
-52,5	18,6	273,2	2,44	286	2,46	298	-		26,95		-	0,258	-	0,010	
-57,0	"	311,9	2,49	324	2,51	337	-		"		-		-		0,08

De toekomstige korrelspanning is overal kleiner dan de grensspanning. De  $C^p$ -waarden zijn hier daarom niet nodig en  $F^r$  komt niet voor.  
 De zakking zal een kleine 10 cm bedragen. Dit is ca. 10 cm kleiner dan bij rekenen met ongereduceerde spanningen.

Voor het diepste punt van de tunnel met een ondergrond volgens boring 431 en boring 243 is de te verwachten zakking van de tunnel na aanvullen met zand zoals geschetst in fig. 56 op bladzijde 144:

circa 10 cm indien de korrelspanningen gereduceerd worden volgens Flamant  
circa 20 à 25 cm indien de spanningen niet gereduceerd worden (geen spreiding)

- Hierbij is uitgegaan van een grensspanning  $p_c = p_i + 25 \text{ kN/m}^2$ .
- Dit is de zakking ten opzichte van de huidige toestand. Niet meegenomen is de zakking die het gevolg is van het weer teniet doen van de zwellung die zal optreden bij het baggeren van de sleuf (dus: ontlasten), fig. 61 op blz. 153 illustreert dit. Grondmechanica van Amsterdam heeft geprobeerd dit effect te becijferen met een twee-dimensionaal computerprogramma voor de elementenmethode. De grondkarakteristieken werden hierbij ingevoerd in de vorm van elasticiteitsmoduli welke varieerden van 2 tot 10  $\text{N/mm}^2$ . Deze E-waarden zijn gedeeltelijk ontleend aan in het verleden uitgevoerd onderzoek. Voor de onderspoeling werd een vrij lage E-waarde van 5  $\text{N/mm}^2$  ingevoerd. Hiermee werden de resultaten van onderstaande tabel 7 gevonden.

Lokatie	Zettingen in mm
Noordelijk einde	250
Tussen midden en noordelijk einde	100
Midden	100
Tussen midden en zuidelijk einde	100
Zuidelijk einde	140

Tabel 7 : verwachte zettingen op basis van berekening met behulp van de elementenmethode door Bureau Grondmechanica Amsterdam (zie fig.61 op blz. 153 en Lit.26)

Hierbij komt nog, dat, naar ervaring van Rijkswaterstaat, de tunnel na het onderspoelen of onderstromen nog circa 6 cm zal zakken.

✓

De belasting, ontstaan door de aanleg van de tunnel, kan in vijf stadia worden verdeeld, te weten :

1. baggeren van de tunnelsleuf
2. eventueel aanvullen van de sleuf met zand
3. plaatsing van de tunnelelementen
4. aanbrengen van de "onderspoeling" met zand
5. aanbrengen van grond, totdat de gewenste bodemdiepte is bereikt

In onderstaande karakteristiek van de zakking als functie van de belasting, zijn bovengenoemde belastingstadia aangegeven.

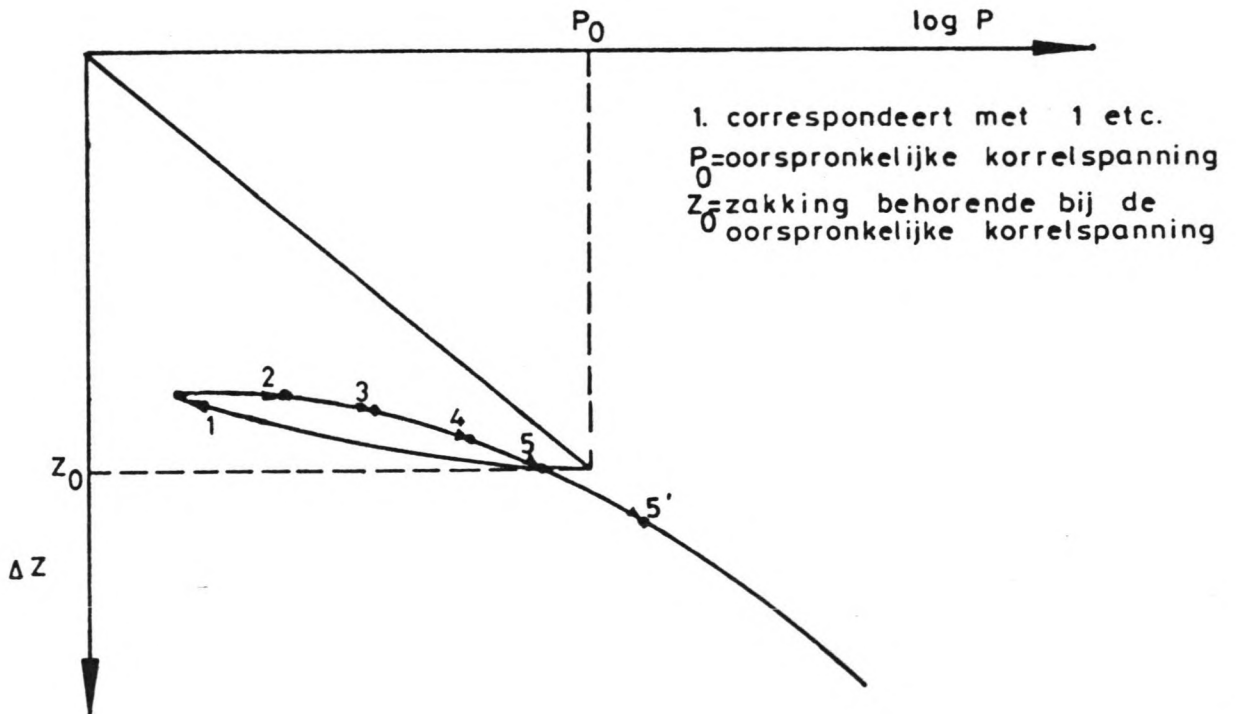


Fig. 61 : het ontlasten en weer belasten van de grond en het elastisch hierop reageren van de grond.  
(Fig. afkomstig uit Lit.26)

Grondmechanica Amsterdam concludeerde uit een en ander, dat de te verwachten zettingsverschillen tussen de tunnelelementen onderling op 0 tot 50 mm geschat kunnen worden (zijnde ongeveer 30% van het maximale zettingsverschil over de hele tunnel).

De totale zakking in het diepste deel van de tunnel bestaat dus uit een lineair elastisch deel veroorzaakt door het terugveren van de ondergrond bij het baggeren van de sleuf en uit een "consolidatie deel".

Het terugveer deel is circa 10 cm

Het consolidatie deel is 10 à 25 cm

⇒ Totaal 20 à 35 cm

Het consolidatie deel kan men voor een groot deel van te voren al laten gebeuren door voor-te-belasten. Hierbij wordt van te voren een grote belasting aangebracht waardoor in korte tijd (bijvoorbeeld 100 dagen) de zakking die anders in 10.000 dagen zou gebeuren, plaatsvindt. Hierna zal de grootte van de benodigde voorbelasting worden bepaald. Bij deze bepaling wordt alleen met C-waarden voor zettingen vóór de grensspanning gerekend.

#### Voorbelasten

Er kunnen twee redenen zijn om voor te belasten :

1. De belasting op ondergrond wordt groter dan in huidige situatie. Om de daardoor veroorzaakte zettingen al voor het aanbrengen van de tunnel te laten geschieden, wordt voorbelast.
2. De eigenschappen van de grond moeten verbeterd worden. Door voorbelasten kan met name de inwendige wrijving worden verbeterd. De horizontale korreldrukken zullen daardoor verminderen.

ad 1. De door samendrukking verkregen dichtere pakking vermindert bij ontlasten niet of nauwelijks. Voor het grootste deel is de samendrukking van blijvende aard. Wil men zoveel mogelijk het risico van ongelijk zetten vermijden, dan kan men tijdelijk een veel grotere last dan de uiteindelijke aanbrengen, zodat de zettingen snel totstandkomen.

Dit voorbelasten kan bijvoorbeeld met zand gebeuren. Na het bereiken van de juiste zetting wordt dit zand teruggewonnen. Wellicht is het mogelijk dit zand weer te gebruiken bij het onderspoelen van de tunnel, of in ieder geval als aanstortmateriaal.

ad 2. Teneinde een "steviger" bodem te krijgen, is het waarschijnlijk verstandig voor-te-belasten. Ook op plaatsen waar de te verwijderen grond duidelijk zwaarder is dan de tunnel kan dit gebeuren. Bekend is, dat het IJ en omgeving zo nu en dan "grondmechanisch onberekenbaar" is. Iedere verbetering is dan meegenomen.

Werkwijze voor bepalen van voorbelasting :

Aanwezig : spanning  $p_i$

Nieuwe spanning :  $p_i + \Delta p$

voor  $t = 10.000$  dagen (27,4 jaar) :

$$\epsilon_t = \frac{S_t}{H} = \frac{1}{c} \cdot \log \frac{p_i + \Delta p}{p_i}$$

met :  $1/c$  gemiddeld over de hoogte  $H$

$$\text{en : } 1/c = \frac{1}{c_p} + \frac{1}{c_s} \log t = \frac{1}{c_p} + \frac{4}{c_s}$$

Deze moet bijvoorbeeld in 100 dagen teweeggebracht worden door een  $\Delta p'$ .

Als  $\Delta p \leq$  grensspanning :

$$\text{dan : } \epsilon_t = \frac{1}{c_{100}} \cdot \log \frac{p_i + \Delta p'}{p_i} \quad \text{met } 1/c_{100} = 1/c_p + 2/c_s$$

$$\text{omwerken levert : } \Delta p' = p_i \cdot \left\{ \frac{p_i + \Delta p}{p_i} \right\}^{\frac{c_{100}}{c}} - p_i$$

$$= p_i \cdot \left\{ \left( \frac{p_i + \Delta p}{p_i} \right)^{\frac{c_{100}}{c}} - 1 \right\}$$

Voor het geval  $p >$  grensspanning :

$$\epsilon_t = \frac{1}{c} \cdot \log \frac{p_c}{p_i} + \frac{1}{c'} \cdot \log \frac{p_i + \Delta p}{p_c}$$

$$= \frac{1}{c_{100}} \cdot \log \frac{p_c}{p_i} + \frac{1}{c'_{100}} \cdot \log \frac{p_i + \Delta p'}{p_c}$$

$$\Rightarrow \Delta p' = p_c \cdot \left( \frac{p_c}{p_i} \right)^{\frac{c'}{c} \cdot 100} + \left( \frac{p_i + \Delta p}{p_c} \right)^{\frac{c'}{c} \cdot 100} - \left( \frac{p_c}{p_i} \right)^{\frac{c'_{100}}{c_{100}}} - p_i$$


---

met:  $p_c$  = grensspanning  
 $\frac{c}{c}$  =  $\frac{1}{c_p} + \frac{4}{c_s}$

$$c' = \frac{1}{c_{p'}} + \frac{4}{c_{s'}}$$

$$c_{100} = \frac{1}{c_p} + \frac{2}{c_s}$$

$$c_{100}' = \frac{1}{c_{p'}} + \frac{2}{c_{s'}}$$

$p_i$  = aanwezige spanning

$\Delta p$  = toekomstige spanningsverhoging

$\Delta p'$  = nu benodigde spanningsverhoging

In ons geval geldt (zie tabel 5 en 6 op resp. blz.150 en 151) :

$$p_i = 70 \text{ kN/m}^2 \text{ (op sleufbodem)}$$

$$C_{\text{gemiddeld}} = 21 \text{ (gemiddeld over 33 m diepte)}$$

$$\left. \begin{array}{l} C_p \text{ gemiddeld} = 40 \\ C_s \text{ gemiddeld} = 177 \end{array} \right\} \Rightarrow C_{100} \text{ gemiddeld} = 27,5$$

- Als voor  $\Delta p$  de grensspanning =  $25 \text{ kN/m}^2$  genomen wordt, vinden we bijvoorbeeld :

$$\Delta p' = 34,4 \text{ kN/m}^2.$$

Dit komt overeen met een laag zand

$$\left( \gamma_n = 20 \text{ kN/m}^3 \right) \text{ van } : \frac{34,4}{10} = 3,44 \text{ m}$$

(of een waterstandsverlaging van 3,5 m).

- Als voor  $\Delta p = 35 \text{ kN/m}^2$  genomen wordt (soort maximum, want er wordt nu aangenomen, dat deze  $\Delta p$  zich over de volle 33 m doorzet):  $\Delta p' = 49 \text{ kN/m}^2$  of te wel circa 4,9 m zand.
- voor  $\Delta p = 17,5 \text{ kN/m}^2$  (op basis van de reductie volgens Flamant):  $\Delta p' = 24 \text{ kN/m}^2$  of te wel circa 2,4 m zand.



Zeker hier in het midden van de vaargeul zal het niet mogelijk zijn om gedurende 100 dagen de waterdiepte met zo'n 2 à 4 m te verminderen. De paar grote schepen die door het IJ varen, moeten gebruik maken van het diepste gedeelte. In ondiepere gedeelten van het IJ kan de waterdiepte eventueel wel verminderd worden omdat de schepen die daar normaal varen dan nog kunnen uitwijken naar het diepste middengedeelte.

Het is wel zo, dat het voorbelast-zand voor een deel zal wegzakken in de bovenste modderlagen maar waarschijnlijk niet over de hele hoogte.

Een mogelijkheid is, om eerst een ondiepe sleuf te baggeren en deze weer op te vullen met voorbelast-zand. Indien de bovenste lagen  $\gamma_n = 14 \text{ kN/m}^3$  hebben en  $35 \text{ kN/m}^2$  voorbelasting nodig is, moet een voorbelast-sleuf van : ( $\gamma_n \text{ zand} = 20 \text{ kN/m}^3$ )

$$\frac{35}{(20 - 10) - (14 - 10)} = \frac{35}{6} = 5,8 \text{ m gebaggerd worden.}$$

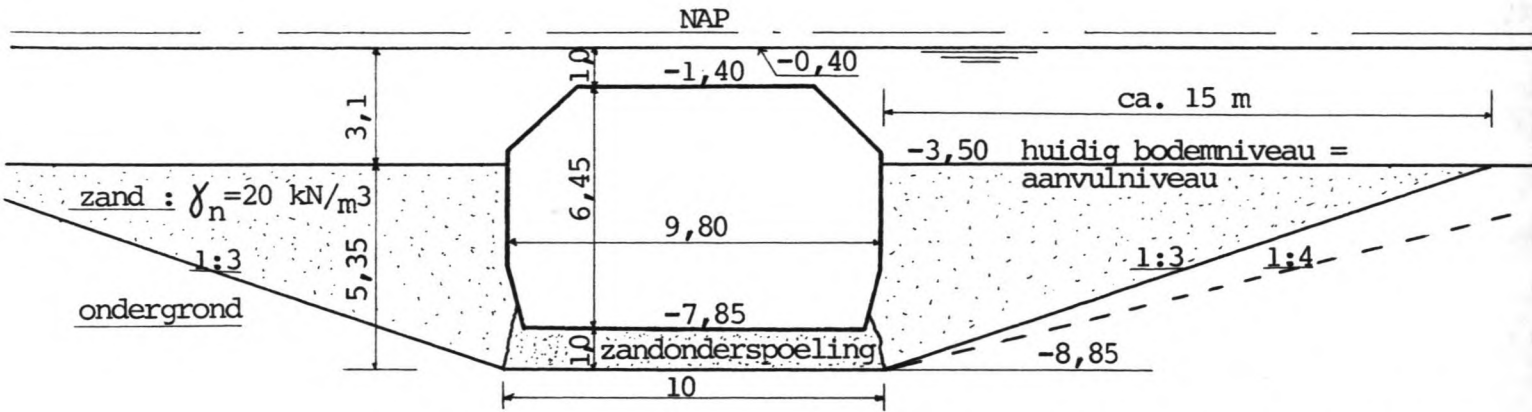
Dit kan ook wel 5 m zijn omdat het zand gedeeltelijk in de ondergrond zal wegzakken.

Na 100 dagen wordt dan het zand verwijderd (en apart opgeslagen zodat het straks weer als aanvul materiaal kan worden gebruikt) en de hele tunnelsleuf gebaggerd. Er is hier een periode van 100 dagen genomen, omdat dit "standaard" is voor een dergelijke globale berekening :  $\log 100 = 2$ . Natuurlijk is het goed mogelijk om het zand, als het er toch ligt, langer te laten liggen. De benodigde laagdikte is dan kleiner. Of dit mogelijk is, is ook afhankelijk van bestuurlijke beslissingen. Het is denkbaar, dat de geldgever (Rijk, gemeente ?) op een gegeven moment een budget reserveert maar dan niet tolereert, dat er een jaar niets gedaan wordt.

Tot nu toe is alleen gekeken naar het diepste punt van de tunnel met boring 431. Hier is relatief goede grondslag aanwezig en er is gerekend met een hoge grensspanning omdat het IJ in het verleden ondieper was.

Ter vergelijking worden nu dezelfde berekeningen gemaakt voor de (allèen met reductie Flamant) slechtst aanwezige grondslag in de bovenste lagen (boring 753 in het noorden

van de Oostertoegang). Hier komt de tunnel voor een deel boven de huidige bodem uit :



Het volumegewicht van de nu aanwezige grond is gemiddeld ca.  $12,5 \text{ kN/m}^3$ . Hierdoor heerst er nu op de sleufbodem (NAP  $-8,85 \text{ m}$ ) een korrelspanning  $\sigma' = 13,4 \text{ kN/m}^2$  (zie figuur 64) .

De door de zandaanvulling ontstane hogere belasting wordt geschematiseerd tot een dubbele strookbelasting van  $5,35 \text{ m}$  zand. De breedte = tunnelbreedte, de tussenruimte = tunnelbreedte.

Fig. 62 : Overzicht van de situatie bij aanvulling met zand ter plaatse van boring 753, iets ten zuiden van brug 486 over de Oostertoegang. Maten in m ; diepten in m ten opzichte van NAP .

Er is in de Oostertoegang minder ruimte (breedte) beschikbaar voor het maken van een talud. Daarom is hier een talud onder een helling  $1:3$  aangenomen.

Als de tunnel door de Oostertoegang wordt gelegd, is er daar geen scheepvaart meer mogelijk (nu ook niet door brug 228, zie foto 3 op blz. 60). Daarom wordt hier aangenomen, dat de tunnel onbeschermd boven de bodem kan uitsteken, eventueel aan de bovenzijde verstevigd door een extra betonschild (dat dan tevens als tunnelballast dient). De sleuf wordt wel tot het huidige bodemniveau weer opgevuld om de tunnel een steviger ligging te geven. De Oostertoegang wordt niet geheel gedempt omdat dit ten eerste waarschijnlijk extra zakkingen zal geven en ten tweede omdat de toegang dan nog wel gebruikt kan worden als stroomopening voor het doorspoelen van de grachten in de binnenstad.

De sleuf wordt hier geheel met zand aangevuld : breedte  $\pm 15$  m.

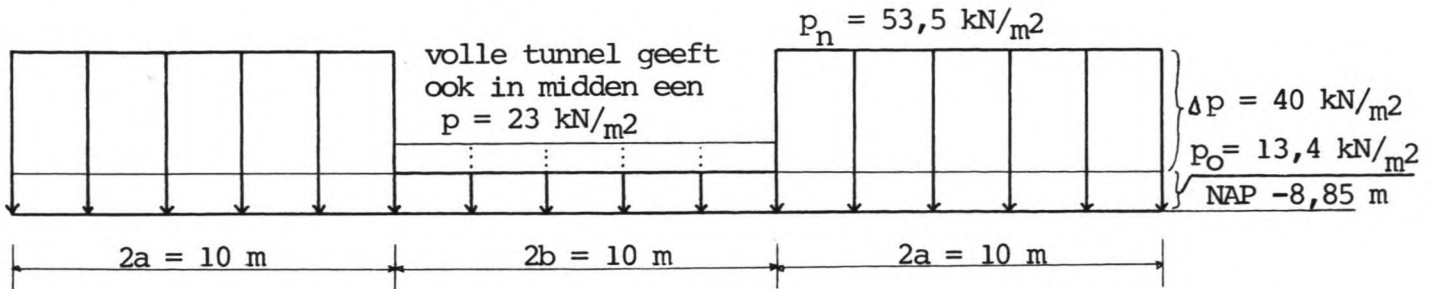


Fig. 63 : Schematisatie van de belasting door de situatie van figuur 62 .

ad fig. 63 :

Door de zandaanvulling naast de tunnel vindt er een belastingverhoging  $p = 40 \text{ kN/m}^2$  ten opzichte van de huidige situatie ( $p_0 = 13,4 \text{ kN/m}^2$ , zie figuur 64 op blz. 160) plaats. Door de tunnelconstructie inclusief zandonderspoeling, wordt de ondergrond als volgt belast (zie § IV.1.) :

Geen trams :  $\bar{y} = 12,2 \text{ kN/m}^3$ ,  $O = 69,31 \text{ m}^2$ , dus gemiddeld aanwezig :

$$\bar{p}_{\text{tunnel}} = \frac{69,31 * (12,2 - 10)}{10} = 15,2 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{dus : } \Delta p = 1,8 \text{ kN/m}^2$$

Twee stilstaande trams :  $\bar{y} = 13,3 \text{ kN/m}^3$ , dan  $\bar{p}_{\text{tunnel}} = 22,9 \text{ kN/m}^2$

$$\text{dus : } \Delta p = 9,5 \text{ kN/m}^2$$

Verreweg het grootste deel van de tijd zal er geen tram aanwezig zijn. Er wordt aangenomen, dat de statische belasting met trams niet van invloed is op de lange termijn zakking van de tunnel. Ook wordt hier ter vereenvoudiging aangenomen, dat de  $p$  van  $1,8 \text{ kN/m}^2$  slechts van geringe invloed is op de totale zetting.

De globale grootte van de zetting zal er niet door veranderen. In het vervolg wordt daarom gerekend met twee strookbelastingen van  $\Delta p \approx 40 \text{ kN/m}^2$  zoals in fig. 63 geschetst. Er wordt hier alleen een berekening gemaakt waarbij de spanningen volgens Flamant worden gereduceerd.

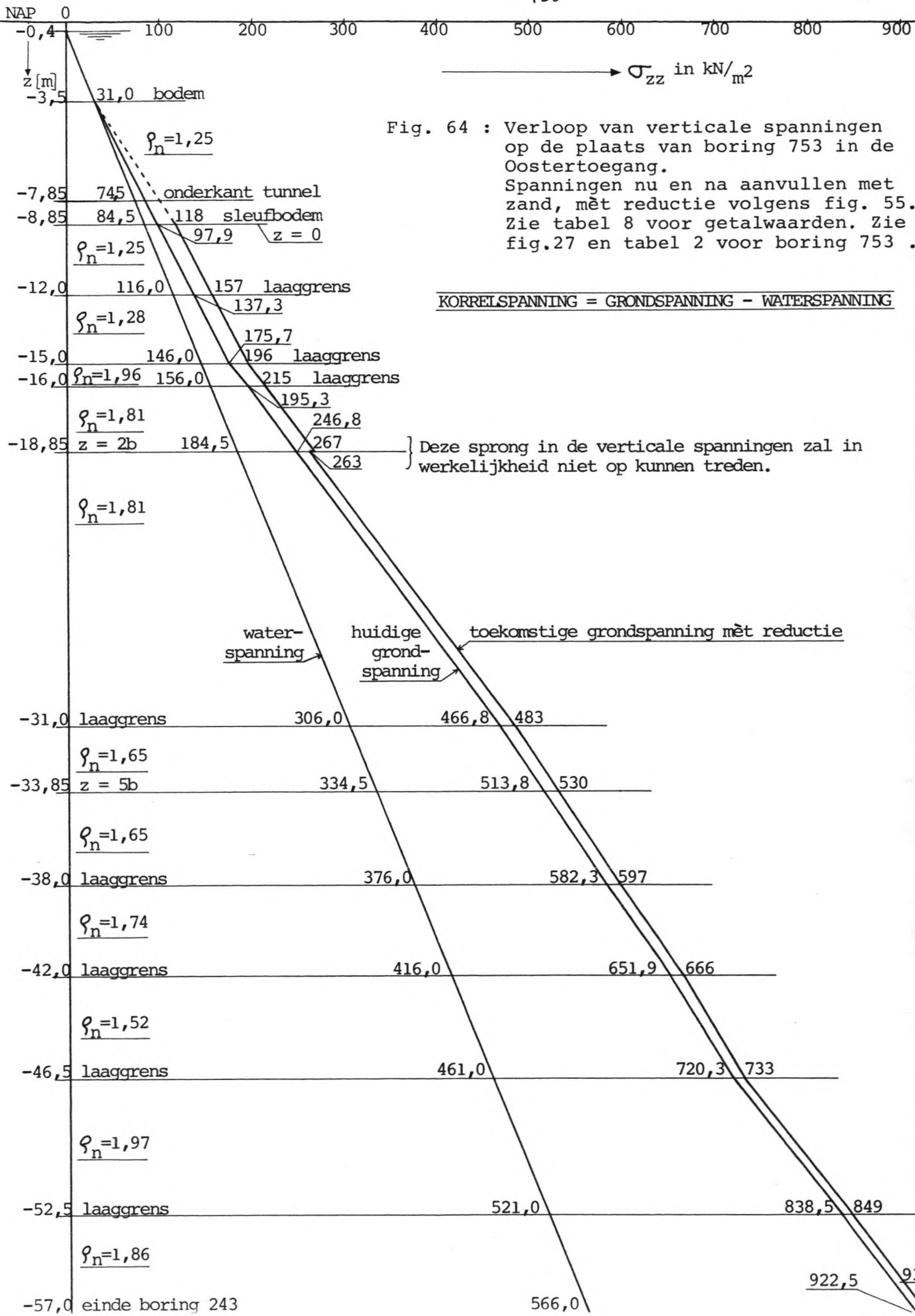


Fig. 64 : Verloop van verticale spanningen op de plaats van boring 753 in de Oostertoegang. Spanningen nu en na aanvullen met zand, met reductie volgens fig. 55. Zie tabel 8 voor getalwaarden. Zie fig. 27 en tabel 2 voor boring 753.

KORRELSPANNING = GRONDSPANNING - WATERSPANNING

} Deze sprong in de verticale spanningen zal in werkelijkheid niet op kunnen treden.

Als afname volgens Flamant wordt verondersteld (fig. 55 op blz. 139) dan geldt :

Diepte	$\Delta p$
$z = 0.b = \text{NAP} - 8,85 \text{ m}$	$0,5.p = 0,5 * 40 = 20 \text{ kN/m}^2$
$z = 2.b(10 \text{ m}) = \text{NAP} - 18,85 \text{ m}$	$0,4.p = 16 \text{ kN/m}^2$ (verspringing van $0,5.p$ naar $0,4.p$ )
$z = 5.b(25 \text{ m}) = \text{NAP} - 33,85 \text{ m}$	$\left. \begin{array}{l} 0,4.p = 16 \text{ kN/m}^2 \\ 0,23.p = 9,2 \text{ kN/m}^2 \end{array} \right\} (\sigma_{zz} = 0,4.p - \frac{z-5b}{5b} \cdot 0,17.p)$
$z = 10.b(50 \text{ m}) = \text{NAP} - 58,85 \text{ m}$	
enz.	enz.

Boring 753 loopt slechts tot NAP - 17,2 m. Daarna wordt de vlakbij liggende boring 243 overgenomen. Deze loopt tot NAP - 57,15 m.

De ondergrond kan dan als volgt worden geschematiseerd :

tot	NAP	- 12,0 m :	natte volumieke massa =	1,25 ton/m <sup>3</sup>
van	- 12,0 tot	- 15,0 m :	" " "	= 1,28 "
van	- 15,0 tot	- 16,0 m :	" " "	= 1,96 "
van	- 16,0 tot	- 31,0 m :	" " "	= 1,81 "
van	- 31,0 tot	- 38,0 m :	" " "	= 1,65 "
van	- 38,0 tot	- 42,0 m :	" " "	= 1,74 "
van	- 42,0 tot	- 46,5 m :	" " "	= 1,52 "
van	- 46,5 tot	- 52,5 m :	" " "	= 1,97 "
van	- 52,5 tot	- 57,0 m :	" " "	= 1,86 "

De eerste zandlaag (van - 15,0 tot - 16,0 m) is hier dus wel aanwezig, maar zeer dun. Aangenomen wordt hier, dat de lagen onder deze eerste zandlaag ook zullen inklinken onder invloed van de belastingverhoging.

De grensspanning is volgens tabel 3 op blz. 141 de minimumwaarde :  $p_c = p_i + 10 \text{ kN/m}^2$

Op basis van deze gegevens kan het verloop van de verticale spanningen geschetst worden. Zie hiervoor figuur 64 op blz. 160 en tabel 8 op blz. 162). Vervolgens kan weer de te verwachten zetting worden bepaald. Dit wordt gedaan in tabel 9 op blz. 163).

Tabel 8 : Spanningen nu en na aanvullen met zand op de plaats van boring 753 in de Oostertoegang. Zie fig. 64 .

Niveaumschrijving	diepte t.o.v.NAP in [m]	volumieke massa nu en (straks) [Ton/m <sup>3</sup> ]	waterspanning [kN/m <sup>2</sup> ]	huidige grondspanning [kN/m <sup>2</sup> ]	huidige korrelspanning [kN/m <sup>2</sup> ]	toek.grondspan. zonder reductie [kN/m <sup>2</sup> ]	toek.grondspan. zonder reductie [kN/m <sup>2</sup> ]	toek.grondspan. zonder reductie [kN/m <sup>2</sup> ]	toek.grondspan. reductie [kN/m <sup>2</sup> ]	sp. nèt reductie [kN/m <sup>2</sup> ]	toek.grondspan. reductie [kN/m <sup>2</sup> ]	sp. nèt reductie [kN/m <sup>2</sup> ]
Waterspiegel	- 0,40	1,0	0	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Tunneldak	- 1,40	"	10,0	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Bodem Oostertoegang, tevens bovenkant aanvulzand	- 3,50	1,25	31,0	31,0	0	31,0	0	31,0	31,0	0	31,0	0
Onderkant tunnel	- 7,85	"	74,5	85,4	10,9							
Sleufbodem (z=0, zie fig.55)	- 8,85	"	84,5	97,9	13,4	138,0	53,5			118		34
Laaggrens	-12,0	1,28	116,0	137,3	21,3		(Δ p = 40,1)			157		41
Laaggrens	-15,0	1,96	146,0	175,7	29,7					196		50
Laaggrens	-16,0	1,81	156,0	195,3	39,3					215		59
Einde boring 753	-17,2	"										
z = 2b = 10 m (zie fig.55)	-18,85	"	184,5	246,8	62,3				267 - 263	82 - 78		
Laaggrens	-31,0	1,65	306,0	466,8	160,8				483			177
z = 5b = 25 m (zie fig.55)	-33,85	"	334,5	513,8	179,3				530			195
Laaggrens	-38,0	1,74	376,0	582,3	206,3				597			221
Laaggrens	-42,0	1,52	416,0	651,9	235,9				666			250
Laaggrens	-46,5	1,97	461,0	720,3	259,3				733			272
Laaggrens	-52,5	1,86	521,0	838,5	317,5				849			328
Einde boring 243	-57,0	"	566,0	922,5	356,2				932			366



Tabel 9 : Zakkingsberekening met reductie van spanningen voor punt in Oostertoegang (boring 753 en dieper 243).

diepte t.o.v. NAP in [m]	volumegewicht $\gamma_n$ [kN/m <sup>3</sup> ]	huidige korrelspanning $\sigma'$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\log(\sigma')$	toek. korrelsp $\sigma'_t$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\log(\sigma'_t)$	grensspanning $p'_c$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\log(p'_c)$	$C_p$ (boven) en $C_s$ (onder)	$C_p$ (boven) en $C_s$ (onder)	$C$ voor 10000 dagen	$C_p$ (boven) en $C_s$ (onder)	$C$ voor 10000 dagen	$F_{links}$	$F_{rechts}$	zetting per laag in [m]	totale zetting in [m]
- 8,85	12,5	13,4	1,13	34	1,53	23	1,36	$C_p = 14,75$ $C_s = 50,45$	$C_p = 14,31$ $C_s = 12,87$	6,80		2,63	0,614	0,457	0,264	0,26
-12,0	12,8	21,3	1,33	41	1,61	31	1,49	$C_p = 15,65$ $C_s = 54,44$	$C_p = 15,35$ $C_s = 14,00$	7,28		2,85	0,435	0,330	0,176	0,44
-15,0	19,6	29,7	1,47	50	1,70	40	1,60	$C_p = 60,15$ $C_s = 306,24$		33,68		18,12	0,115	0,090	0,008	0,45
-16,0	18,1	39,3	1,59	59	1,77	49	1,69	$C_p = 44,69$ $C_s = 209,21$		24,10		12,05	0,242	0,185	0,073	
-18,85	"	62,3	1,79	82/78	1,91 / 1,89	72	1,86	"	"	"		"	0,547	0,304		0,52
-31,0	16,5	160,8	2,21	177	2,25	171	2,23	$C_p = 32,56$ $C_s = 139,35$		16,83		7,80	0,071	0,043	0,021	
-33,85	"	179,3	2,25	195	2,29	189	2,28	"	"	"		"	0,104	0,042		0,54
-38,0	17,4	206,3	2,31	221	2,34	216	2,33	$C_p = 38,91$ $C_s = 175,14$		20,60		9,96	0,080	0,040	0,008	
-42,0	15,2	235,9	2,37	250	2,40	247	2,39	$C_p = 25,17$ $C_s = 100,16$		12,55		5,48	0,090	0,023	0,011	
-46,5	19,7	259,3	2,41	272	2,43	269	2,43	$C_p = 61,35$ $C_s = 314,12$		34,44		18,62	0,120	-	0,003	
-52,5	18,6	317,5	2,50	328	.....	328	2,52	$C_p = 49,34$ $C_s = 237,55$		26,95		13,81	0,068	-	0,003	
-57,0	"	356,2	2,55	366	.....	366	2,56	"	"	"		"				0,57 m

De zakking, rekening houdend met spanningsreductie volgens Flamant, is ca. 60 cm. Hiervan vindt 75% plaats in de bovenste 6,15 m. Dit is tot aan de eerste zandlaag, welke hier vrij dun is.



De te verwachten zakking blijkt (tabel 9 op blz. 163) circa 60 cm te zijn. Hiervan komt 45 cm door de bovenste 6,15 m grond. Deze grond heeft een volumieke massa van 12 à 13 kN/m<sup>3</sup>, daaronder zit de eerste zandlaag van 1 m dikte.

Inclusief het "terugveerdeel" (zie fig.61 op blz. 153 en tabel 7 op blz. 152) van 140 mm, is de totale zakking na afzinken en aanstorten met zand zo'n 75 cm.

Het ligt voor de hand om in ieder geval ervoor te zorgen, dat de bovenste lagen al ingeklonken zijn. Het laten zetten door voorbelasten van de bovenste lagen kan goed versneld worden door toepassing van verticale drainage. *onder water?*

Een andere oplossing is het vervangen van deze slechte lagen door beter materiaal. Het gevaar bestaat dan, dat de volumieke massa veel groter wordt waardoor extra zettingen worden veroorzaakt.

Bepalen benodigde voorbelasting voor alleen de bovenste lagen  
(Voor de benodigde formules, zie blz. 155/156)

Hier is :  $p_i = 13 \text{ kN/m}^2$  ,  $p_c = 23 \text{ kN/m}^2 (= p_i + 10)$

$\Delta p = 20 \text{ kN/m}^2$  (rekening gehouden met reductie, zie : tabel 9, blz. 163)

$$\left. \begin{array}{l} c_p \text{ gemiddeld} = 15,2 \\ c_s \text{ gemiddeld} = 52 \end{array} \right\} \text{ Dus : } \frac{1}{c} = \frac{1}{c_p} + \frac{4}{c_s} \Rightarrow c \approx 7,0$$

$$\frac{1}{c_{100}} = \frac{1}{c_p} + \frac{2}{c_s} \Rightarrow c \approx 9,6$$

$$\left. \begin{array}{l} c'_p \text{ gemiddeld} = 14,8 \\ c'_s \text{ gemiddeld} = 13,4 \end{array} \right\} \text{ Dus : } c' \approx 2,7$$

$$c'_{100} \approx 4,6$$

NB : gemiddeld wil zeggen : gemiddeld over bovenste 6,5 m

Er volgt :

$$\Delta p' = 23 \cdot \{1,45 + 1,85 - 1,31\} - 13 = 45,8 - 13 = 32,8 \text{ kN/m}^2$$

Benodigde hoeveelheid aanstortzand :

gedeelte onderwater	: dik 3,1 m	⇒	3,1 * (20-10) = 31 kN/m <sup>2</sup>
gedeelte bovenwater	: dik 0,1 m	⇒	0,1 * 20 = 2 kN/m <sup>2</sup>
			33 kN/m <sup>2</sup> +



Dus : er moet voorbelast worden met een zandlaag van 3,2 m dik. Hiervan bevindt zich 3,1 m onder water. (In praktijk zal zand meteen enigzins wegspoelen en moet ca. 4 m zand worden gestort.

#### V.2.4. Zettingen en voorbelasten bij lichte sleufopvulling

Het gewicht van de tunnel en het zandbed daaronder, veroorzaken geen hogere, in de meeste gevallen zelfs duidelijk kleinere verticale korrelspanningen in de ondergrond (§ IV.2.). In de paragraaf hiervoor werd aangetoond, dat met name het aanvullen van de tunnelsleuf met zand zakkingen zal veroorzaken. Om deze zakkingen te voorkomen, is het beter om aan te vullen met een materiaal dat de korrelspanningen in de ondergrond zo min mogelijk zal verhogen.

Er zijn globaal drie mogelijkheden :

1. niet of slechts gedeeltelijk aanvullen
2. met speciale lichte materialen aanvullen
3. aanvullen met de uitgebaggerde grond

Een vierde mogelijkheid, namelijk het zo steil mogelijk maken van de taluds van de baggersleuf zodat slechts over een zeer smalle strook een verhoging van de belasting ontstaat, wordt hier niet beschouwd. Wellicht is het wel zinvol om in een vervolgstudie de mogelijkheden voor het maken van zeer steile taluds onder water (bijvoorbeeld door middel van verlagings van waterspanning of door mengen van cement of kalk) te onderzoeken.

ad 1. De tunnel ligt los of bijna los op de bodem en ondervindt geen steun en bescherming van aangevulde grond. Dit is in principe wel mogelijk als de tunnel sterk genoeg gemaakt wordt. Beschadigingen door een vallend anker (maximaal circa 10 ton zwaar, valsnelheid circa 8 m/s) of zelfs een zinkend schip mogen de levensduur van de tunnel niet verkorten. In principe is de vorm van de tunnel (belastingopname door middel van drukbogen, kleine overspanningen) hiervoor in dit geval wel geschikt.

Het feit, dat door het graven van de sleuf (en het niet weer opvullen) de korrelspanningen blijvend sterk verminderd zijn, maakt dit toch een minder aantrekkelijke oplossing. De ondergrond van het IJ is hier zo veranderlijk, dat het beste gestreefd kan worden naar een uiteindelijke situatie die zoveel mogelijk op de oude lijkt. Zo zullen verrassingen voorkomen kunnen worden.

ad 2. Er zijn verscheidene materialen die onder water een relatief lage volumieke massa hebben en toch behoorlijk goede eigenschappen (druksterkte, stabiliteit enz.) hebben. Hierna worden er een aantal genoemd. Een nadeel van deze materialen is, dat ze alle vrij kostbaar zijn.

Bepalen volumieke massa onder water van verschillende lichte toeslagmaterialen

(zie tabel 8,9 en 10 CUR-rapport 48, Lit.32)

Stg = stortgewicht =  $\frac{\text{gewicht}}{\text{totale volume}} = \gamma_d$  : inclusief poriën tussen en in korrels

VGk = korrelvolumegewicht =  $\frac{\text{korrelgewicht}}{\text{korrelvolume}} = \gamma_k$  : inclusief poriën in korrels

WA = waterabsorptie = gewichts% (van korrelvolumegewicht) water dat in korrels kan gaan zitten

Poriënvolume in gestort materiaal : Holte percentage  $n = \frac{V_p}{V_g} * 100\%$  : poriën tussen de korrels,  $\frac{(100 - n)}{100} * \gamma_k = \gamma_{\text{droog}}$

of te wel :  $\gamma_k - \frac{n}{100} * \gamma_k = \gamma_d$

Dus :  $n = \frac{\gamma_k - \gamma_d}{\gamma_k} * 100\% = \frac{VGk - Stg}{VGk} * 100\%$  (volumeprocenten)

Bij een met water verzadigd korrelskelet is "n" met water gevuld en hebben de korrels in hun contactvlak water geabsorbeerd.

Dan :  $\gamma_{\text{nat}} = \frac{100 - n}{100} * \gamma_k + \frac{n}{100} * \gamma_{\text{water}} + \frac{WA}{100} * \gamma_k$

of te wel :

Nat stortgewicht (verzadigd) =  $N - Stg =$

$$\frac{100 - n}{100} * VGk + \frac{n}{100} * \text{watergewicht} + \frac{WA}{100} * VGk$$

NB : bij grove korrels is VGk in het algemeen kleiner en WA groter.

Toeslagmateriaal	Stg [kg/m <sup>3</sup> ]	VGk [kg/m <sup>3</sup> ]	n%	WA	N <sub>at</sub> S <sub>tg</sub> [kg/m <sup>3</sup> ]
vermiculite	100 (- 200)	900 (-1300)	89% (85)	35% (20)	1304 (130)
perlite	60 (- 250)	700 (-1100)	91% (77)	50% (10)	1323 (113)
geëxp. hoogovenslakken	600 (-1120)	1200 (-2400)	50% (53)	25% ( 5)	1400 (177)
geëxp. schalie, klei en leisteen	550 (-1200)	1100 (-2200)	50% (45)	20% ( 5)	1270 (177)
geëxp. vliegas	640 (- 960)	1700 (-2100)	62% (54)	15% ( 8)	1521 (167)
puijsteen	400 (- 960)	1000 (-1700)	60% (44)	50% ( 8)	1500 (152)

Tabel 10 : overzicht van volumieke massa's van lichte toeslagmaterialen (Bron : Lit.32)

Dus : het is zeer wel mogelijk een Nat.Stg. (verzadigd) van circa 1400 kg/m<sup>3</sup> te hebben.

ad 3. Als de baggerspecie tijdelijk kan worden opgeslagen om daarna eventueel na selectie op goede eigenschappen weer teruggevoerd te worden, dan kan dit een financieel aantrekkelijke oplossing zijn. Ook als de slechtste (en lichtste) grond niet weer terugkomt, zal de belasting op de ondergrond niet veel hoger zijn. De oude situatie wordt bijna geheel hersteld. Men moet erop bedacht zijn, dat de baggersuspensie bij het opvullen niet onder de tunnel kan kruipen. De tunnel zou dan in een zware vloeistof komen te liggen en opdrijven ("zwaar water"). Om dit te voorkomen, kunnen de onderhoeken van de tunnel afgeschermd worden door een zandbed.

Verder is het de vraag of een 1 m gronddekking van de huidige IJ-bodem de tunnel afdoende zal beschermen tegen een vallend scheepsanker. Daarom kan overwogen worden boven de tunnel een steviger, schokabsorberend maar wel licht (zie ad 2.) materiaal aan te brengen.

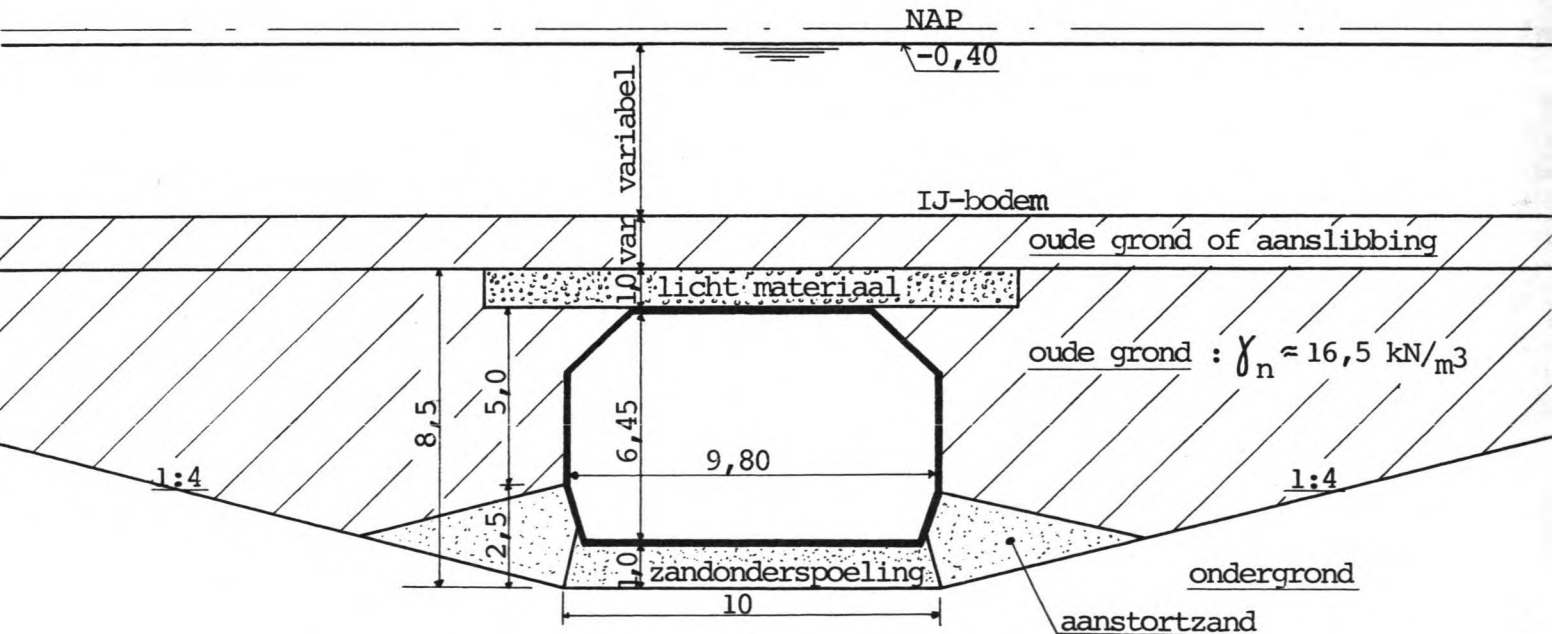
De derde mogelijkheid, met aanpassingen zoals genoemd onder ad 3., wordt verder uitgewerkt. Deze is waarschijnlijk het goedkoopst en het veiligst.

De gemiddelde volumieke massa (na verwijdering van de slechte grond met  $\gamma_n \approx 1500 \text{ kg/m}^3$ ) is op basis van boringen 596, 431 en 243 circa  $1650 \text{ kg/m}^3$  (zie tabel 2 op blz. 79 t/m 85).

Voor zand wordt aangehouden  $\gamma_n = 2000 \text{ kg/m}^3$  en voor het lichte aanstortmateriaal boven de tunnel :  $\gamma_n = 1400 \text{ kg/m}^3$  (zie tabel 10 op blz. 167).

Aangenomen wordt, dat de afscherming van de tunnelonderzijde voor "zwaar water" ongeveer tot aan de bovenzijde van de onderafschuining moet lopen. Verder zal de beschermlaag aan de bovenzijde iets breder dan de tunnel, zeg circa  $1\frac{1}{2}$  maal moeten zijn. Deze beschermlaag is 1 m dik. Als de sleuf nog hoger opgevuld wordt dan gebeurt dit of door aanslibbing in de toekomst of meteen met baggerspecie.

De situatie wordt dan als volgt :



Volumegewicht zand :  $\gamma_n = 20 \text{ kN/m}^3$   
 Volumegewicht licht aanstortmateriaal :  $\gamma_n = 14 \text{ kN/m}^3$

Fig. 65 : De gekozen geulopvulling. De korrelspanningen in de ondergrond zijn nauwelijks veranderd ten opzichte van de oude situatie.

Maten in m ; diepten in m ten opzichte van NAP .

De kwaliteiten van de ondergrond zijn variabel. De bovenste laag sleufvulling kan van een lagere kwaliteit dan de rest zijn. Qua uitvoering is dit ingewikkeld. Daarom wordt over de hele hoogte toegepast :  $\gamma_n = 16,5 \text{ kN/m}^3$ . De dikte is variabel. Op plaatsen waar de sleuf diep in de IJ-bodem snijdt, zal aanvulling plaatsvinden tot een zodanige hoogte dat de korrelspanningen in de ondergrond ongeveer weer de oude waarden bereiken. Het overige deel zal dan in de loop der jaren door aanslibbing worden gevuld.

De zo ontstane situatie wordt hierna vergeleken met de huidige situatie van de boringen in het IJ (van noord naar zuid : b 596, b 431, b 243 en b 758) (zie ook tabel 2 van blz. 79 t/m 85).

Plaats	Boring n <sup>o</sup>	niveau tunnel dak in m t.o.v. NAP	niveau huidige bodem in m tov NAP	$\bar{\gamma}$ huidig grond over 8,5m [kN/m <sup>3</sup> ]	$\bar{\gamma}$ over hele dikte tot sleufbodem [kN/m <sup>3</sup> ]	$\sigma'_v$ huidig op sleufbodem [kN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma'_v$ nieuw op sleufbodem [kN/m <sup>2</sup> ]
Noorden van IJ	596	-9,50	-5,0	17,0	16,6	82	84
Midden vaargeul	431	-16,50	-12,0	16,8	13,2	70	74,5
Noorden van Oostertoegang	243	-3,00	-3,5	over 7m: 15,7	-	40	54
In Oostertoe- gang	758	-1,40	-3,5	over 5,5m: 12,5	-	13,5	44

Tabel 11 : Vergelijking van huidige- en toekomstige korrelspanningen op sleufbodemniveau voor een aantal karakteristieke plaatsen.

In deze tabel is de  $\sigma'_v$  naast de tunnel op sleufbodemniveau gegeven. De  $\sigma'_v$  nieuw is gegeven op basis van aanvullen tot het huidig bodemniveau. Midden in de vaargeul is tot NAP -13,50 m aangevuld.

De conclusie is, dat door het op deze wijze aanvullen de verticale korrelspanningen in de ondergrond van het IJ-gedeelte maar zeer weinig hoger zullen worden. Als niet helemaal tot aan het huidige bodemniveau wordt aangevuld, kunnen de korrelspanningen zelfs ongeveer hetzelfde worden. Zakkingen zullen dan minimaal zijn.

Wel zullen de zakkingen door het "terugveereffect" (zie fig. 61 op blz. 153) en door het inklinken van de zandonderspoeling of onderstroming blijven bestaan.

Als toch gerekend moet worden op een verhoging van de korrelspanning met circa  $5 \text{ kN/m}^3$  dan kan de zakking al door voorbelastingen gebeuren. Voor het midden van de geul (boring 431) is dan een voorbelasting nodig van circa :

$$\Delta p' = p_i \cdot \left\{ \left( \frac{p_i + p}{p_i} \right)^{\frac{c}{100}} - 1 \right\} = 70 \cdot \left\{ \left( \frac{70 + 5}{70} \right)^{\frac{27,5}{21}} - 1 \right\} \approx 7 \text{ kN/m}^2$$

Dit komt overeen met een laag zand onder water van ongeveer 70 cm dik. Als de vaardiepte niet minder mag worden, kan ook eerst een laag huidig bodemmateriaal ( $\gamma_n = 13,2 \text{ kN/m}^2$ ) van 1 m worden verwijderd en daarvoor zand ( $\gamma_n = 20 \text{ kN/m}^2$ ) in de plaats worden gebracht.

Echter, in § V.2.2. is al opgemerkt, dat de diepte van het IJ nog niet zo heel lang geleden duidelijk minder was dan nu. Een voorbelasting van  $7 \text{ kN/m}^2$  ten opzichte van de huidige situatie komt dan ook overeen met een laag van circa 2 m slib bovenop de huidige bodem.

Momenteel ligt de bodem op NAP - 12,00 m. Als hij vroeger op NAP - 10,00 m lag, was deze 2 m dus aanwezig. In § V.2.2. wordt zelfs gesproken van een diepte NAP circa - 4,0 m. De diepte NAP - 10,00 m zal nog niet zo lang geleden (circa 20 à 30 jaar) aanwezig geweest zijn. Het voorbelasten is dus al gebeurd. Het heeft geen zin om nu opnieuw te gaan voorbelasten.

Voor het gedeelte in de Oostertoegang blijven de korrelspanningtoenames vrij fors. De tunnelsleuf zal hier veel smaller moeten zijn dan in het IJ omdat onder bruggen door gegaan

moet worden. Waarschijnlijk worden <sup>op die plaatsen</sup> damwanden toegepast (of een andere methode om zeer steile taluds te maken). Als de smalle opening tussen tunnel en damwand met speciaal licht aanvulmateriaal wordt gevuld, zullen de korrelspanningen laag kunnen blijven. De hoeveelheid licht materiaal blijft beperkt zodat de kosten gedrukt worden.

Wellicht is aanvullen hier niet noodzakelijk: Bescherming tegen ankers is niet nodig en voor een <sup>stabile</sup> le ligging kunnen de eventuele damwanden met de tunnel verbonden worden.

Résumerend kan gesteld worden, dat deze methode voor het IJ-gedeelte veiliger en goedkoper lijkt dan de in § V.2.3. (aanvullen met zand) genoemde mogelijkheid. Problemen liggen nog bij het tijdelijk opslaan van de baggerspecie en bij het gedeelte in de Oostertoegang.

### V.3. Horizontale belasting in dwarsrichting

De hydrostatische waterdruk op de tunnel zal aan beide zijden even groot zijn en dus geen resulterende horizontale belasting tot gevolg hebben (zie § V.1.).

Een ongelijke grondbelasting aan weerszijden van de tunnel kan wel een resulterende horizontale last tot gevolg hebben. Er kunnen zich slechts kleine schuifspanningen tussen ondergrond en tunnelconstructie ontwikkelen (door kleine verticale spanningen ook slechts kleine horizontale wrijving mogelijk), zodat bij slechts kleine krachten een verschuiving van de tunnel zal optreden. Dan zullen zich passieve en actieve korreldrukken (eerst : neutraal) ontwikkelen waardoor de tunnel waarschijnlijk niet verder zal verschuiven.

#### Wrijvingskrachten :

\* de wrijving tussen tunnelbodem en zandbed zal niet maatgevend zijn. De hoek van inwendige wrijving  $\varphi'$  van zand is minimaal circa  $30^{\circ}$ .

\* de wrijving tussen zandbed en ondergrond zal wel maatgevend zijn :  $\varphi'$  ondergrond is vrij klein :  
 Maximale schuifspanning volgens Coulomb :

$$\tau_f = \sigma' \cdot \tan \varphi' + C'$$

$\sigma'$  = korrelspanning

$\varphi'$  = hoek van inwendige wrijving

$C'$  = cohesie of haakweerstand

De  $\sigma'$  onder de tunnel is vrij klein door het geringe eigen-  
 gewicht van de tunnel. De  $\sigma'$  zal het grootst zijn waar de  
 gronddekking boven de tunnel het grootst is. Deze gronddek-  
 king is maximaal circa 4 m (met  $\gamma_n = 16,5 \text{ kN/m}^3$ ).

De korrelspanningen op het grensvlak ondergrond-zandbed wor-  
 den dan (uitgaande van hydrostatische waterdrukverdeling en  
 $\gamma_{\text{water}} = 10 \text{ kN/m}^3$ ) (zie ook fig.65 op blz. 168).

gronddekking	: 3 m, $\gamma_n = 16,5 \text{ kN/m}^3$ , dus	= $3 * 6,5 = 19,5 \text{ kN/m}^2$
licht materiaal:	1 m, $\gamma_n = 14$ , dus	= $1 * 4 = 4$
tunnel	: 6,45 m, $\gamma_{\text{vol}} = 12,2$ , dus	= $6,45 * 2,2 = 14,2$
zandbed	: 1 m, $\gamma_n = 19,6$ , dus	= $1 * 9,6 = 9,6$
		$\sigma'_v = 47 \text{ kN/m}^2$

Uitgaande van deze verticale korrelspanning en een constante  
 $C'$  kan voor verschillende waarden van  $\varphi'$  de maximale schuif-  
 spanning gevonden worden.

De  $\varphi'$  waarden van de ondergrond zullen liggen tussen  $15-25^\circ$   
 en de  $C'$ -waarden tussen 0 en  $1 \text{ kN/m}^2$ .

De tunnelonderzijde heeft een breedte van 9 m, en bij een  
 mootlengte van 1 m is dus de maximale wrijvingsweerstand ge-  
 lijk aan  $\tau_f * 9$  [kracht/ $\text{m}^2$  tunnel]

In figuur 66 op bladzijde 173 is de relatie tussen maximale  
 schuifspanning en  $C'$  en  $\varphi'$  te zien.



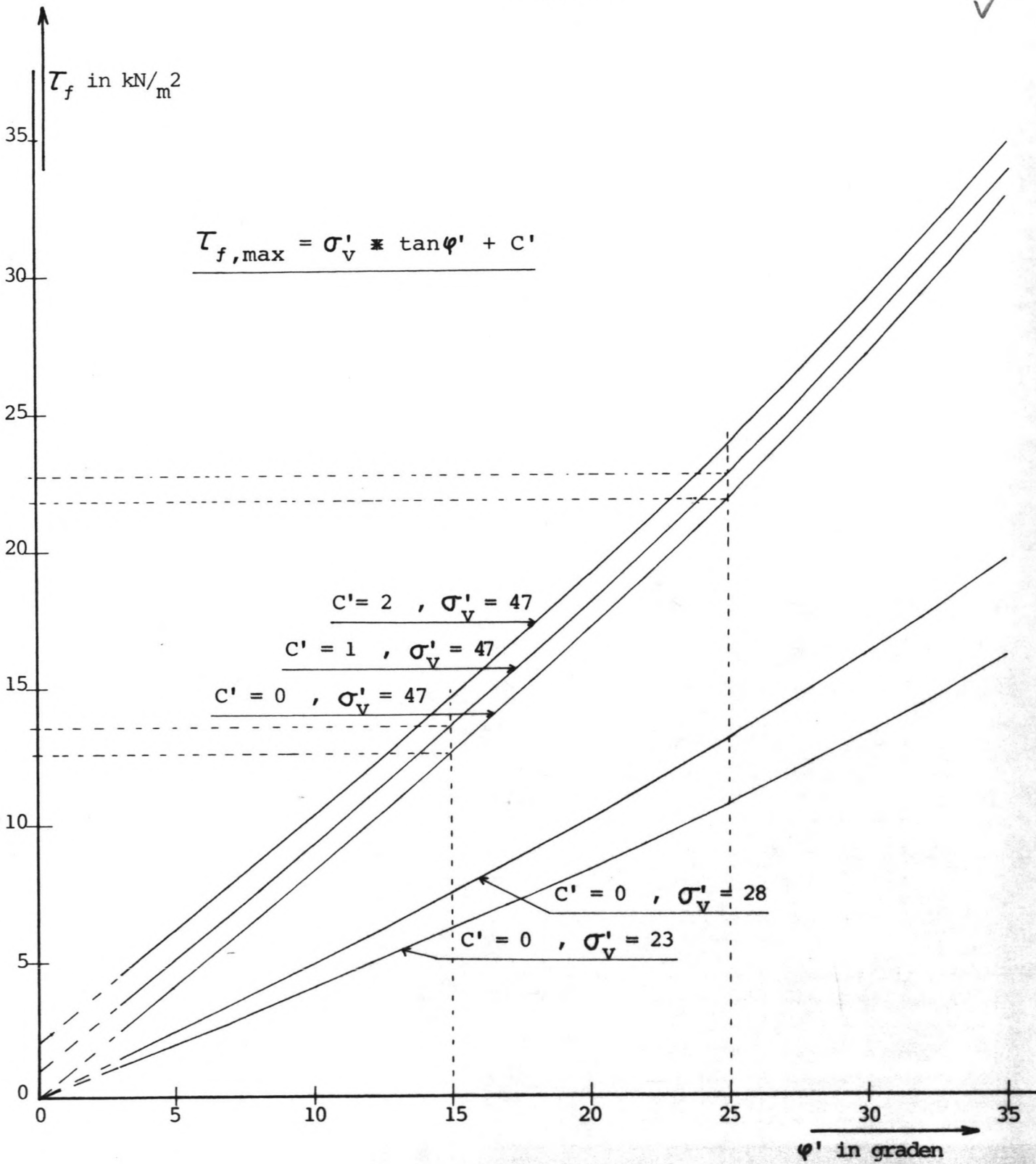


Fig. 66 : Maximale schuifspanning in een horizontaal vlak als functie van  $\psi'$ , bij een vaste  $c'$  en  $\sigma'_v$ .

Duidelijk is te zien, dat een maximale variatie in  $C$  van  $1 \text{ kN/m}^2$  een veel kleinere invloed op de maximale waarde van de schuifspanning heeft dan een maximale variatie in  $\varphi'$  van zo'n  $10^\circ$ .

$\sigma'_v = 47 \text{ kN/m}^2$ : Bij  $\varphi'$  waarden tussen  $15^\circ$  en  $25^\circ$  zal de maximale schuifspanning liggen tussen  $13$  en  $22 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow W_f = 117 \text{ à } 198 \text{ kN/m tunnel}$ .

$\sigma'_v = 28$  : Indien maar  $1 \text{ m}$  gronddekking van licht materiaal ( $\gamma_n = 14 \text{ kN/m}^2$ ) boven de tunnel aanwezig is, zal de maximale schuifspanning liggentussen circa  $8$  en  $13 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow W_f = 72 \text{ à } 117 \text{ kN/m tunnel}$ .

$\sigma'_v = 23$  : Als de tunnel nog niet bedekt is, is er een maximale schuifspanning van  $6 \text{ à } 11 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow W_f = 54 \text{ à } 99 \text{ kN/m tunnel}$ .

Aangezien de grond naast de tunnel pas later wordt aangebracht, is er alleen een horizontale resultante te verwachten als de hoogte van de aanvulling aan weerszijden niet gelijk is. De volumieke massa zal aan beide zijden ongeveer gelijk zijn (zand :  $\rho_n = 2000 \text{ kg/m}^3$ , oude grond :  $\rho_n = 1650 \text{ kg/m}^3$ ). Ook kan er in principe een horizontale kracht op de tunnel in dwarsrichting worden uitgeoefend als de hele grondmassa zijdelings gaat verschuiven. De tunnel wordt dan meegenomen. Dit zou bijvoorbeeld kunnen optreden als vlak naast de tunnel een nieuw zandlichaam wordt gestort. Deze mogelijkheid wordt hier verder buiten beschouwing gelaten. Dit kan het beste maar voorkomen worden.

Het kan bijvoorbeeld gebeuren, dat men wèl gelijke hoeveelheden materiaal aanbrengt maar dat dit materiaal aan één zijde van de tunnel in de plaatselijk zeer slechte ondergrond wegzakt : zie figuur 67 op bladzijde 175. (tunnel geschematiseerd tot rechthoek).

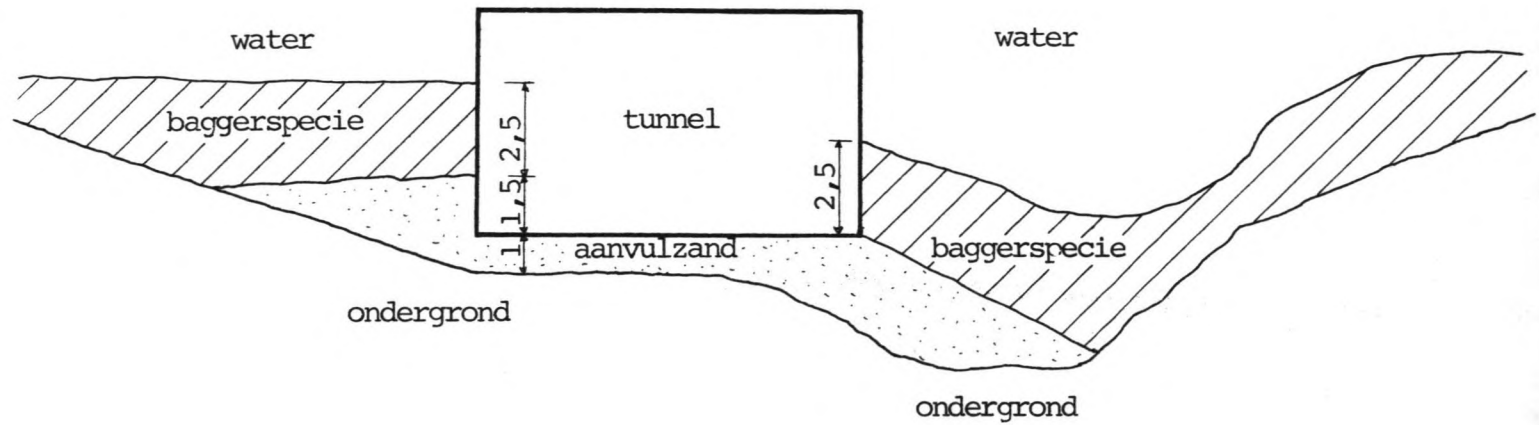


Fig. 67 : Door plaatselijk zeer slechte ondergrond kan de situatie ontstaan waarin aan één zijde van de tunnel de aanvulgrond sterk is weggezaakt. In dit geval is de horizontale belasting op de linkerzijde van de tunnel groter dan op de rechterzijde.

Men denkt dat onderin een laag zand van 1,5 m en daarop een laag oude grond van 2,5 m is aangebracht. Rechts is evenwel het aanvulmateriaal zeer sterk weggezaakt. (NB : hier wel enigszins overdreven !). Zo is een aanvulhoogteverschil van 1,5 m ontstaan !

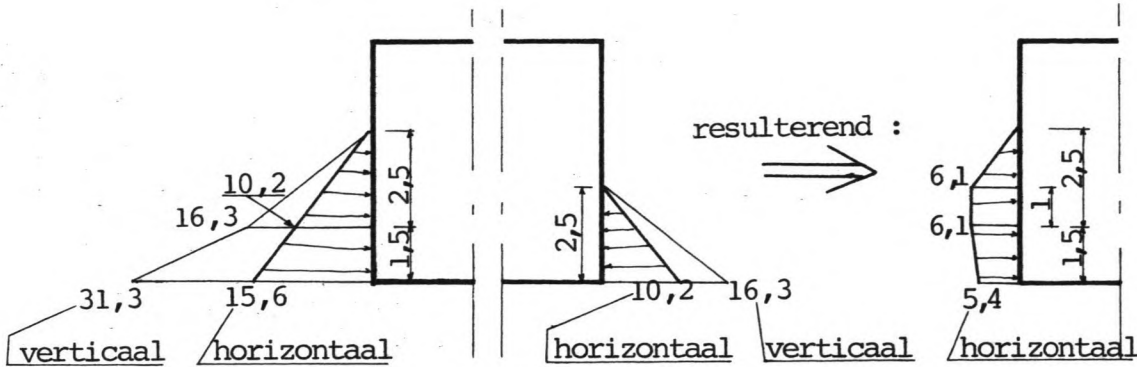
Op de tunnel werkt horizontaal de neutrale korrelspanning (Lit.23).

$$\sigma_h' = (1 - \sin \varphi) \cdot \sigma_v' \text{ voor niet-cohesief materiaal (Jaky, 1944)}$$

$$\sigma_h' = 0,95 \cdot (1 - \sin \varphi) \cdot \sigma_v' \text{ voor cohesief materiaal (Brooker \& Ireland 1965)}$$

Links en rechts wordt dan de verdeling als in figuur 68-A op bladzijde 176.

Deze kracht is kleiner dan de maximaal mogelijk te ontwikkelen wrijvingskracht van  $55 \text{ kN/m}^2$  (bij  $\varphi'_{\text{ondergrond}} = 15^\circ$ ).

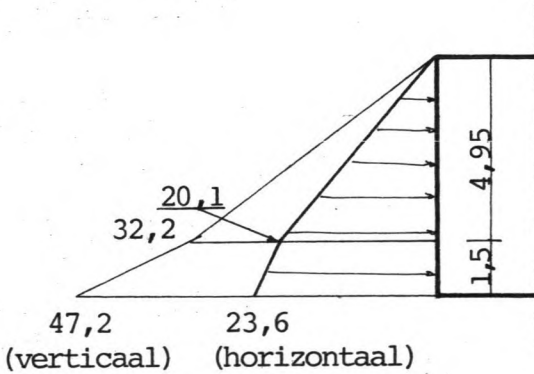


Stel :  $\phi'_{\text{zand}} = 30^\circ$  ,  $\gamma_{n,\text{zand}} = 20 \text{ kN/m}^3$  , zand is niet-cohesief  
 $\phi'_{\text{specie}} = 20^\circ$  ,  $\gamma_{n,\text{specie}} = 16,5 \text{ kN/m}^3$  , specie is cohesief

Dan : resulterende druk =  $\frac{1}{2} \times 2,5 \times 6,1 + 2,5 \times 6,1 - \frac{1}{2} \times 1,5 \times (6,1 - 5,4)$   
 (horizontaal) =  $22 \text{ kN/m}^1 \text{ tunnel}$

Fig.68-A: Horizontale (en verticale) korreldrukken op de tunnel van fig. 67 .

Een extreem geval doet zich voor als links tot de bovenkant van de tunnel is aangevuld en rechts nog helemaal niet:



Extreem geval : Resulterende horizontale kracht :

$$F_{\text{res}} = \frac{1}{2} \times 20,1 \times 4,95 + 1,5 \times 20,1 + \frac{1}{2} \times 1,5 \times (23,6 - 20,1)$$

$$= 82,5 \text{ kN per strekkende m tunnel}$$

Fig. 68-B : Extreme horizontale resulterende korreldruk op de tunnel.

Deze kracht kan verschuivingen tot gevolg hebben.

Als de tunnel verschuift, is er geen neutrale korreldruk meer maar vermindert deze tot actieve korreldruk :

$$\sigma_h' = \tan^2 (45 - \varphi'/2) \cdot \sigma_v'$$

voor zand :  $0,25 \cdot \sigma_v'$  ( $\varphi' = 30^\circ$ )

voor oude grond :  $0,49 \cdot \sigma_v'$  ( $\varphi' = 20^\circ$ )

$$\begin{aligned} \Rightarrow F_{\text{res}} &= \frac{1}{2} * 0,49 * 32,2 * 4,95 + 1,5 * 0,49 * 32,2 + \\ &\quad \frac{1}{4} * 1,5 * (0,25 * 47,2 - 0,49 * 32,2) \\ &= 60 \text{ kN} \end{aligned}$$

Bij slechte ondergrond ( $C = 0$ ,  $\varphi' < 16^\circ$ ) zal de tunnel nog verder kunnen verschuiven (zie fig.66 op blz. 173).

Conclusie : Het is zaak om bij het aanvullen van de tunnelsleuf regelmatig te controleren of de aanstorting op gelijke hoogte blijft. Als dit zo is, dan zullen geen horizontale verplaatsingen van de tunnel te verwachten zijn.

Zeker de zandaanvulling onder in de sleuf moet tot voldoende hoogte worden aangebracht want dit zand dient te voorkomen, dat er "zwaar water" onder de tunnel kan komen (zie § V.2.4.).

#### V.4. De uitvoering van het IJ-gedeelte

Deze paragraaf kan gezien worden als een samenvatting van wat in het voorgaande over het IJ-gedeelte is vermeld. Ook worden een aantal nieuwe, typische uitvoeringszaken, genoemd.

De tunnel onder het IJ wordt gebouwd met de zinkmethode. Het af te zinken gedeelte is 559,2 m lang en bestaat uit 6 elementen van ieder 93,2 m lang. Deze elementen zijn weer opgedeeld in 4 moten meteen lengte van 23,3 m (zie § III.7.).

Ook wordt (zie hoofdstuk VI) de zuidelijke oprit als een (speciaal) zinkelement uitgevoerd.

De elementen worden gebouwd in de bouwput (zie fig. 34 op blz. 98) die ook al voor eerdere tunnels is gebruikt. Deze bouwput ligt ongeveer 4,5 km ten westen van het tunneltracé op de noordelijke oever, (vlak voor de Coentunnel). Na ballasten van de elementen en inundatie van het bouwdok, laat men de elementen één voor één opdrijven en worden ze versleept naar de uiteindelijke plaats. De elementen vormen een stijf geheel doordat de 4 moten door koppelstaven aan elkaar zijn verbonden (zie fig.42 op blz. 114). Dit aanéenkoppelen zou ook door middel van voorspanelementen kunnen gebeuren.

Het eerste element dat afgezonken wordt, is het noordelijke. Dit wordt tegen de in den droge vervaardigde noordelijke oprit aangelegd. Vervolgens worden de elementen van noord naar zuid afgezonken.

Om te voorkomen, dat er een sluitvoeg (overblijvende ruimte bij laatst afgezonken element dat onder water moet worden afgebouwd, dit is een nogal kostbare constructie) moet worden gedicht onder water, wordt de volgende operatie uitgevoerd : (zie ook langsdoorsnede in § III.6.3.).

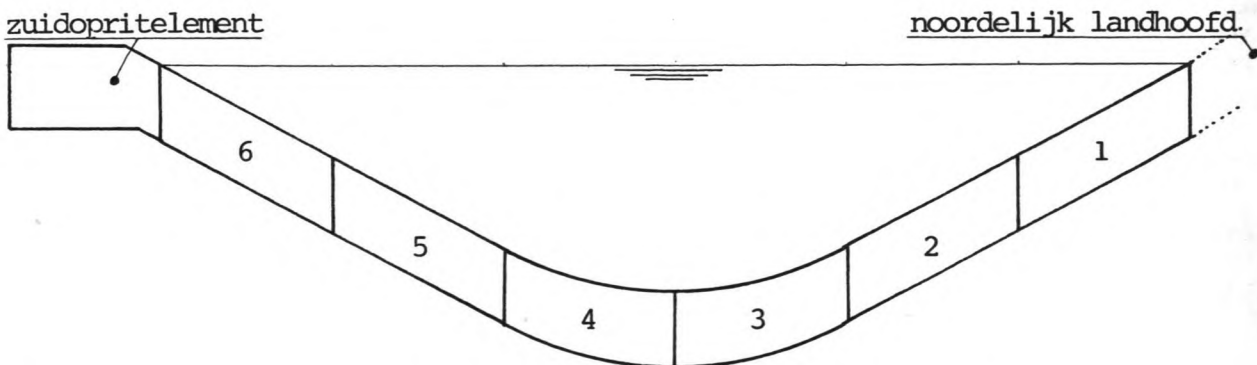


Fig. 69 : Langsdoorsnede van de tunnel met de zeven af te zinken tunnelementen.

De elementen (1) tot en met (6) zijn alle even lang, het zuidelement heeft afwijkende lengte.

(1) wordt tegen noordelijk landhoofd aangelegd, (2) tegen (1), (3) tegen (2) enz.

Het zuidelijk element kan niet op zijn plaats worden gevaren als (6) al afgezonken is. (Slechts kleine breedte beschikbaar in Oostertoegang). Daarom moet eerst het zuidelement worden ingevaren (over (5) heen) en daarna pas (6). Als nu eerst (6) wordt afgezonken tegen (5) aan en vervolgens het zuidelement wordt afgezonken tegen (6) aan, dan ontstaat er geen sluitvoeg. Het zuidelijk element ligt dus voor anker totdat (6) is ingevaren en afgezonken.

Een probleem hierbij is, dat de nauwkeurigheid in lengte zeer groot moet zijn. Het zuidelijk element wordt gefundeerd op palen en zal dus vrij nauwkeurig in positie gebracht moeten worden. Zie hiervoor verder hoofdstuk VI.

Het afzinken van een element gebeurt door het element te verzwaren met ballastwater dat door de kopschotten wordt gepompt (zie fig.70 op blz. 180). Het element gaat een weinig hangen aan de draagkabels die aan pontons zijn verbonden. Op de van te voren gebaggerde tunnelsleuf (deze heeft, hoe nauwkeurig ook gebaggerd een hoogtevariatie van circa 10 cm) zijn op twee plaatsen grindbedden of geprefabriceerde betonplaten aangebracht. Deze zijn zo nauwkeurig mogelijk op de juiste hoogte gelegd. Het tunnelement wordt nu op drie steunpunten neergelegd. Eén punt is een nok van het voorgaande element, de andere twee punten zijn de zandbedden of betonplaten (fig. 70-C op blz. 180).

*Dat is wel  
een wat ver-  
ouderde Con-  
stantie*

Met behulp van vijzels wordt het element nu zo precies mogelijk gepositioneerd (zie fig. 71 op blz. 181) en vervolgens wordt het element met vijzels tegen het voorgaande element aangetrokken. Tussen de kopplaten van de elementen ontstaat een afgesloten ruimte die leeggepompt wordt. Dan staat er alleen nog horizontale waterdruk tegen het andere vrije uiteinde waardoor het element nóg meer tegen z'n voorganger wordt aangedrukt. (zie fig.70-C op blz. 180 en fig.39 op blz. 109).

Fig. 70-A :

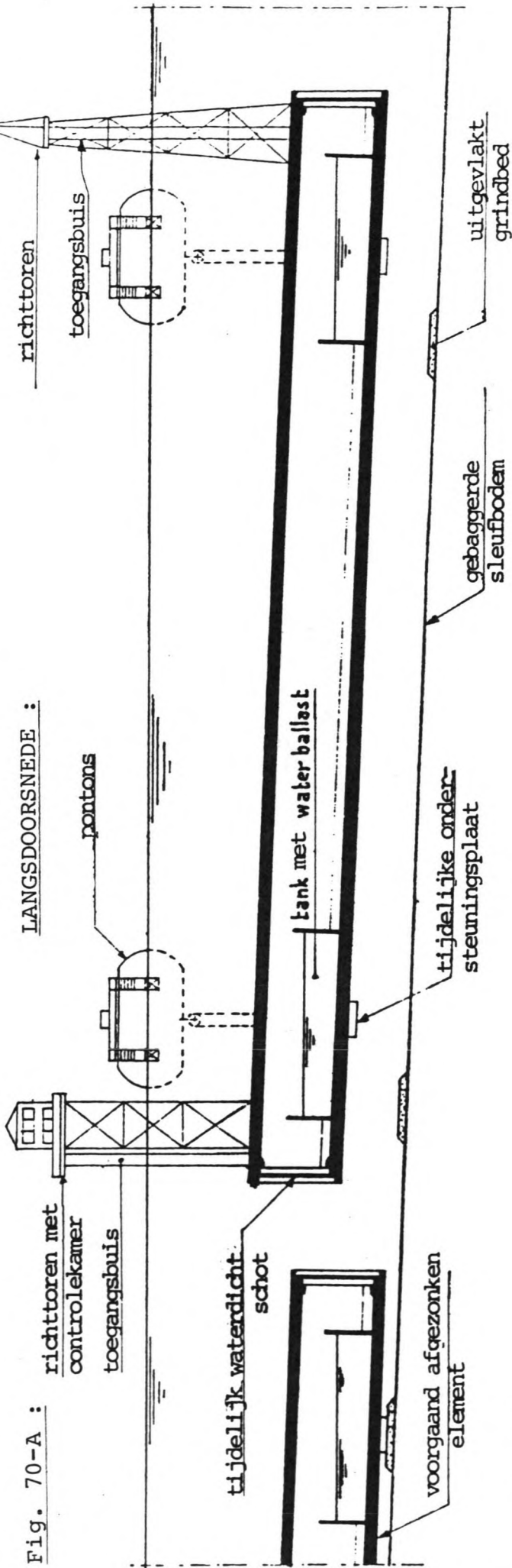


Fig. 70-C :

FASE : Plaatsen en koppelen

- Plaatsen op tijdelijke steunpunten (1 t/m 3)
- Aantrekken tegen voorganger
- Leegpompen kamer 4, daardoor samendrukken Gina (5) door hydrostatische druk (6)

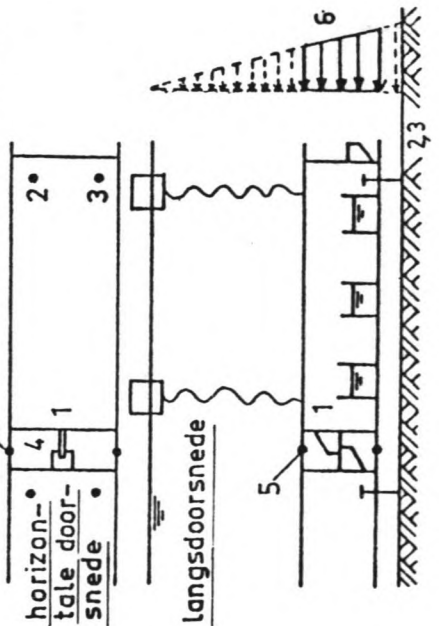


Fig. 70-B :

DWARSDOORSNEDE :

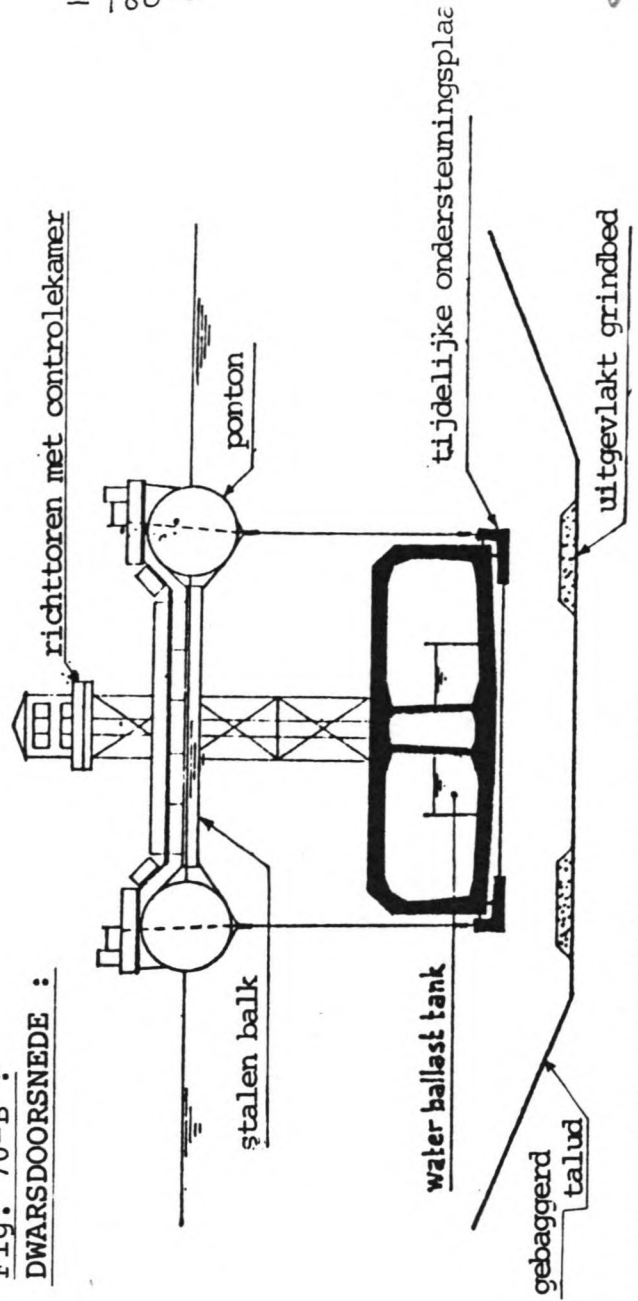
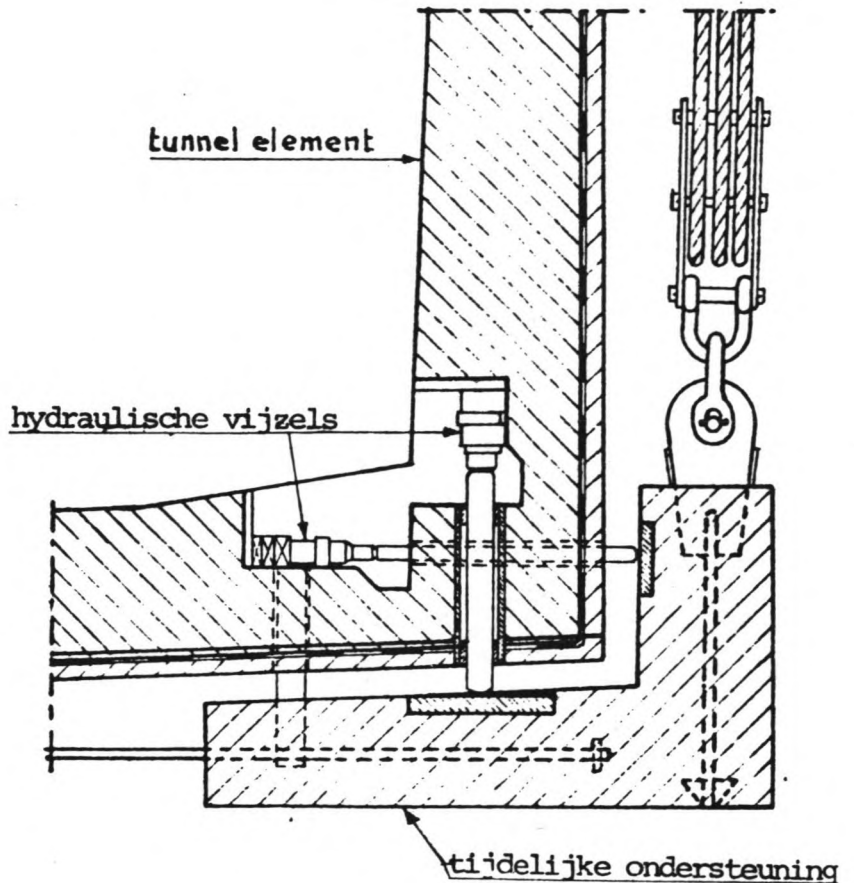


Fig. 70 : Het afzinken en koppelen van een tunnelelement. (Lit. 11 en 23).



Fig. 71 :

Detail van de oplegging op de tijdelijke ondersteuningsplaat tijdens het afzinken van het tunnelelement .  
Kleine correctie van de horizontale en verticale ligging is mogelijk m.b.v. hydraulische vijzels .  
(Fig. uit Lit. 11 ).  
N.B. : Dit is een verouderde constructie voor de liggingscorrectie.



De kopschotten kunnen nu verwijderd worden en de voeg kan worden afgebouwd. In de twee bovenste zinkvoegen wordt een voorspanning aangebracht omdat de kracht waarmee de GINA-profielen worden samengedrukt niet ten alle tijde voldoende is om waterdichtheid te kunnen garanderen (zie § IV.3.). Eerder is al de ruimte tussen de tunnelonderzijde en de sleufbodem (circa 0,5 à 1 m) opgevuld met zand. Dit gebeurt door middel van onderspoelen (fig. 72-A en B op blz. 182) of onderstromen (fig. 72-C blz. 182). Onderstromen is een moderne methode waarbij zandaanvoer door de tunnel kan plaatsvinden hetgeen sneller is (goedkoper) en minder hinder voor de scheepvaart veroorzaakt.

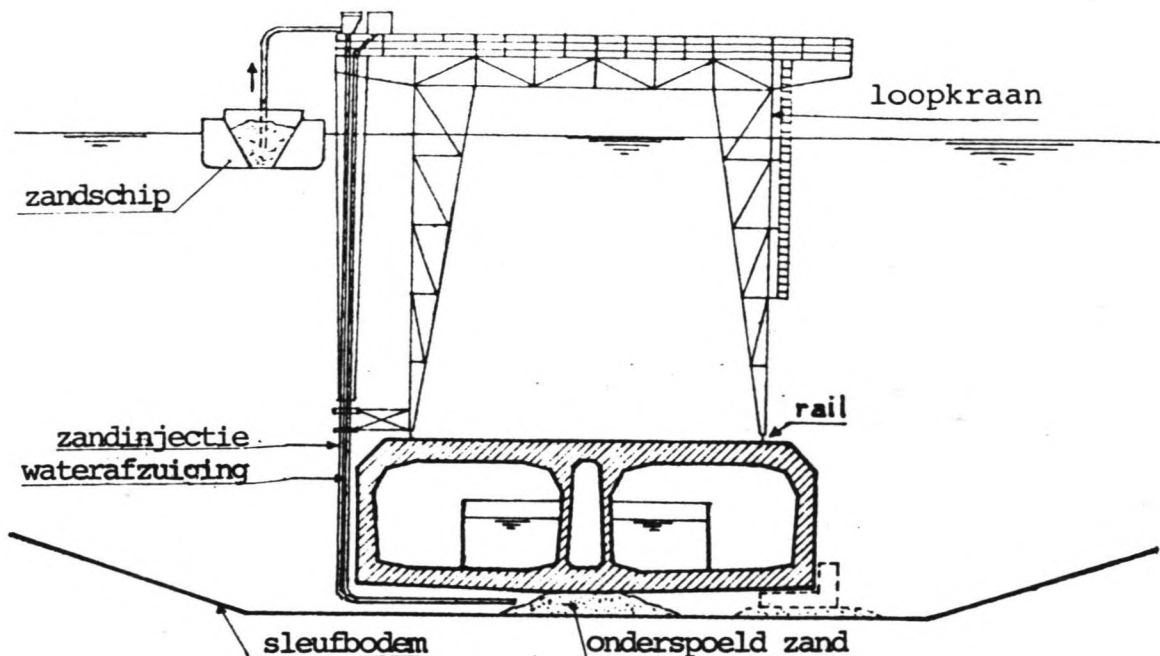


Fig. 72-A :

Het onderspoelen met zand vanaf de zijkant bij de Coentunnel . (Fig. overgenomen uit Lit. 11 ).

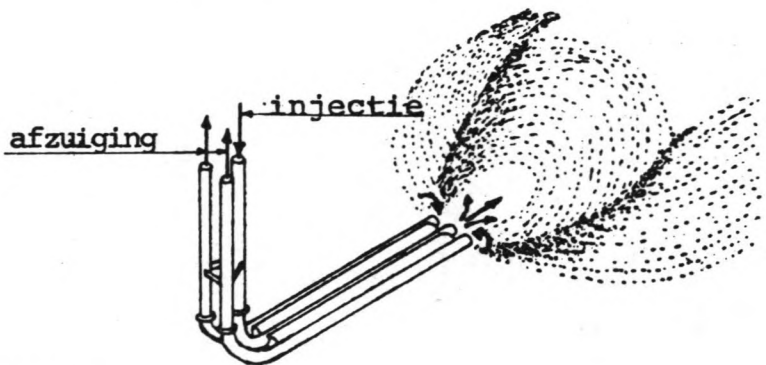


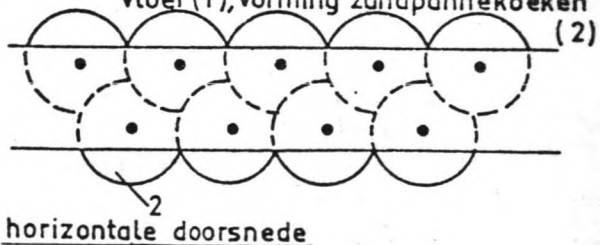
Fig. 72-B :

Het principe van het onderspoelen met zand. (Fig. uit Lit.11 ).

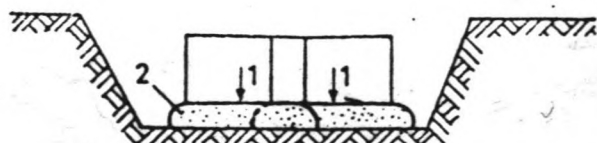
Fig. 72-C :

Het schema van onderstromen van een tunnel met zand. Dit gebeurt niet vanaf de zijkant maar door openingen in de bodem van de tunnel. (Fig. uit Lit. 23).

FASE : Onderstromen door openingen in vloer (1), vorming zandpannekoeken (2)



dwarsdoorsnede



Meteen nadat het onderstromen is voltooid, kan begonnen worden met het aanvullen van de gebaggerde sleuf. De onderste 2 à 2,5 m wordt gevuld met zand zodat een goede afsluiting van de onderzijde wordt verkregen. Er moet nauwkeurig gepeild worden of het zand inderdaad de vereiste hoogte bereikt (zie fig.67 op blz. 175). De rest van de sleuf wordt opgevuld met de oude grond die tijdelijk was opgeslagen. Bijvoorbeeld in een depot in de buurt van het bouwdok of in het buiten-IJ. Misschien kan hiervoor ook een haven in het oostelijk havengebied gebruikt worden. Tijdens het transport of in het depot wordt slechte (lage volumieke massa) grond uitgeselecteerd en afgevoerd naar een stortplaats.

Ook al is de tunnelonderzijde nu onbereikbaar van "zwaar water" (suspensie van een zeer groot aantal kleideeltjes met water) tóch moet voorkomen worden, dat bij het storten van de klei wateroverdruk ontstaat in het zand onder en naast de tunnel. Daarom moet een verbinding gemaakt worden tussen het zand op de sleufbodem en het vrije oppervlaktewater. Dit kan door vlak langs de tunnel een verbinding te maken. Er kan bijvoorbeeld gedacht worden aan een in langsrichting aan de onderzijde van de tunnel lopende, permeabele buis. Deze buis staat via verticale buisjes in verbinding met de bovenzijde van de tunnel. De verticale verbindingen kunnen door de tunnelwand lopen of er langs geleid worden. Aan de bovenzijde van de tunnel bevindt zich het lichte aanstortmateriaal. Een verbinding van de onderzijde met dit materiaal (en de waterspanningen daarin) zal "zwaar water" aan de onderzijde kunnen voorkòmen.

Het aanstorten naast de tunnel gebeurt verder zo gelijkmatig mogelijk. Na bijvoorbeeld 1 m nieuw materiaal aangebracht te hebben, wordt gewacht totdat het overspannen water is afgestroomd en de eerste zettingen hebben plaatsgevonden. Er moet zoveel mogelijk aan weerszijden van de tunnel een gelijk niveau gehandhaafd worden (§ V.3.). Als de bovenkant van de tunnel bereikt is, wordt een 1 m dikke laag van licht korrelmateriaal aangebracht (§ V.2.4.). Deze loopt tot circa 7 m uit het hart van de tunnel. Daar bovenop en daarnaast wordt weer

met klei aangevuld. Er wordt niet precies tot het huidige bodemniveau aangevuld maar tot een hoogte zódanig, dat de korrelspanningen op sleufbodemniveau door het aanvullen weer ongeveer hun oude waarde bereiken. De eventuele overige ruimte zal verder volslibben.

De voegen worden pas afgemaakt als de aanvulling voor het grootste deel is geschied. Eventuele vervormingen worden dan niet tegengehouden, maar kunnen vrij soepel door het GINA-profiel worden gevolgd. Nu worden ook pas de koppelstaven in de mootvoegen doorgebrand. De tunnel kan zich vanaf nu gedragen als een soort ketting met 22 schakels

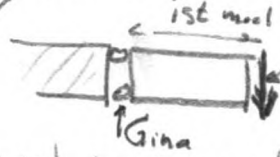
\* → (NB : de twee bovenste moten zijn door voorspanning aan de landhoofden verbonden).

Na het dichten van de voegen kan de tunnel worden afgebouwd. Ballastbeton en spoorballastmateriaal worden als definitieve tunnelballast aangebracht. Het looppad bestaat uit prefab-betonnen elementen die worden opgevuld met ballastbeton.

Vervolgens kunnen de sporen, kabels, bovenleidingen en dergelijke worden geïnstalleerd. Ook eventueel een isolatie langs het bovenste deel van de wand en het plafond. Dit in verband met de beveiliging bij brand (zie § IV.6. V.O.).

In schema-vorm ziet de uitvoering van het IJ-gedeelte er als volgt uit : zie fig. 73 op blz. 185.

- \* Het zwaar moet die voorspanning wel niet zijn :
  - a er moet een minimum druk <sup>op de Gina aanwezig zijn</sup> m.h.o. op. waterdichtheid
  - b bij grote ~~zette~~ ongelijke zettingen moet de eerste moot als een soort uitkragende legger worden vastgehouden, terwijl er door de zetting mogelijk nog een dwarskracht uit de 2de moot komt



— Wordt dat allemaal niet wat erg veel voor de voorspanning.

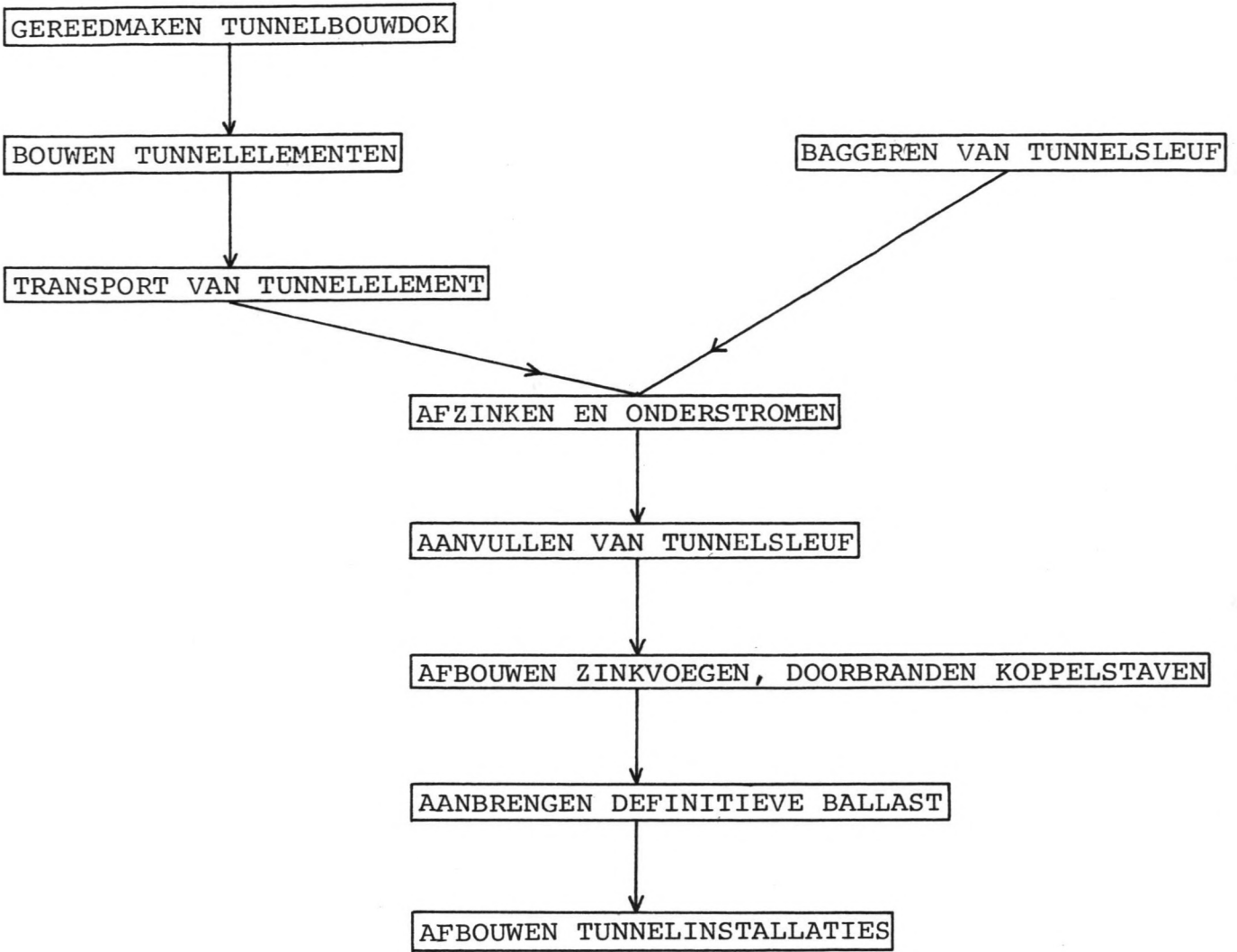


Fig. 73 : Schema van uitvoering IJ-gedeelte

## VI. HET ZUIDELIJKE LANDHOOFD

Door de bestaande situatie in het zuiden, kan niet net als in het noorden het opritelement in een bouwkuip in den droge gemaakt worden. Een waterstandsverlaging tot het gewenste niveau is niet mogelijk omdat de spoorbruggen onder de zeer intensief bereden spoorlijn dan sterk zullen verzakken. Toch is het handig om de tunnel juist hier langs te laten lopen omdat de Oostertoegang een opening vormt in de bestaande bebouwing en tevens een al bestaande onderdoorgang onder de spoorlijnen is. Deze onderdoorgang is vlakbij het Stationsplein waar de tram naar toe moet, zodat de lengte van het spoor kort kan blijven.

Als een goede, veilige oplossing gevonden kan worden voor passage van bestaande bruggen en viaducten dan lijkt dit de goedkoopste oplossing op te leveren.

### VI.1. Randvoorwaarden door de bestaande situatie

Figuur 74 op bladzijde 187 geeft een bovenaanzicht van de Oostertoegang en omgeving.

De figuren 75-A en 75-B op bladzijden 188 en 189 geven een beeld van de Oostertoegang en de daarin geprojecteerde tunnel (vergelijk ook § III.6.3.).

#### Van Noord naar Zuid - situatiebeschrijving :

Als de tunnel door de Oostertoegang wordt gelegd, dan passeert de tunnel eerst een oude hefbrug : brug 276 (zie foto 2 op blz. 60). De breedte hiervan tussen de landhoofden is 25,0 m. En de hoogte van de onderkant van het dek is NAP +2,50 m. Deze hefbrug wordt alleen nog gebruikt door langzaam verkeer.

Iets ten zuiden van de hefbrug ligt een vrij nieuwe vaste brug : brug 486 (zie foto 4 op blz. 190). Vroeger lag op deze plaats een draaibrug : brug 276A). De funderings-

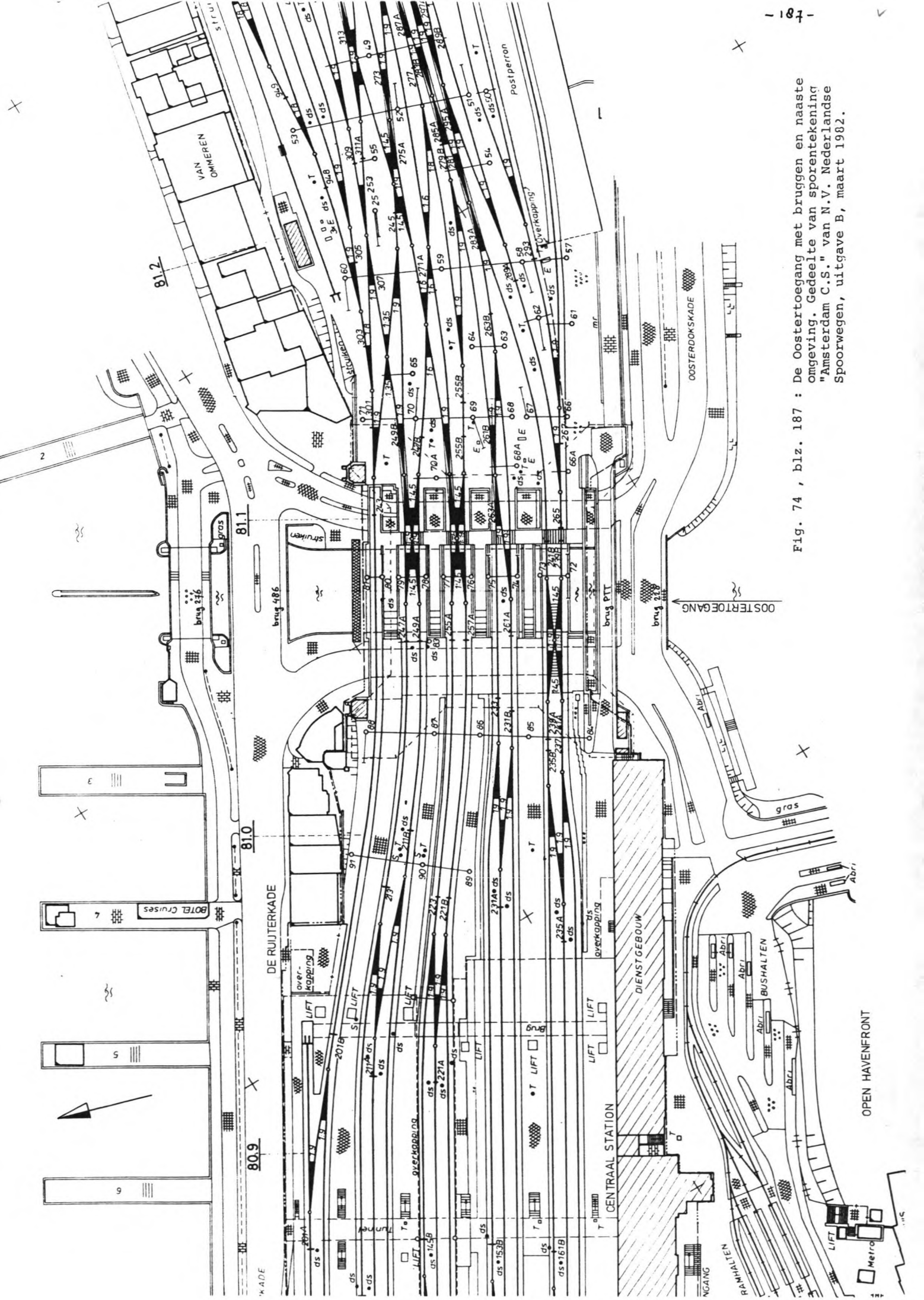


Fig. 74 , blz. 187 : De Oostertoeegang met bruggen en naaste omgeving. Gedeelte van sporentekening "Amsterdam C.S." van N.V. Nederlandse Spoorwegen, uitgave B, maart 1982.

OPEN HAVENFRONT

Metro

LIFT

Abri

BUSHALTEN

Abri

Abri

Abri

Abri

Abri

Abri

Abri

Abri

Abri

Abri

Abri

Abri

Abri

Abri

Abri

Abri

Abri

Abri

Abri

Abri

OOSTERTOEENGANG

brug PTT

brug 216

brug 486

brug 216

brug 216

brug 216

brug 216

brug 216

brug 216

brug 216

gras

gras

gras

gras

gras

gras

gras

gras

gras

gras

gras

gras

gras

gras

gras

gras

gras

gras

gras

gras

gras

gras

gras

gras

gras

gras

gras

gras

gras

gras

gras

gras

gras

gras

gras

gras

gras

gras

gras

gras

gras

gras

gras

gras

gras

gras

gras

gras

gras

gras

gras

gras

gras

gras

gras

gras

gras

gras

gras

gras

gras

gras

gras

gras

gras

gras

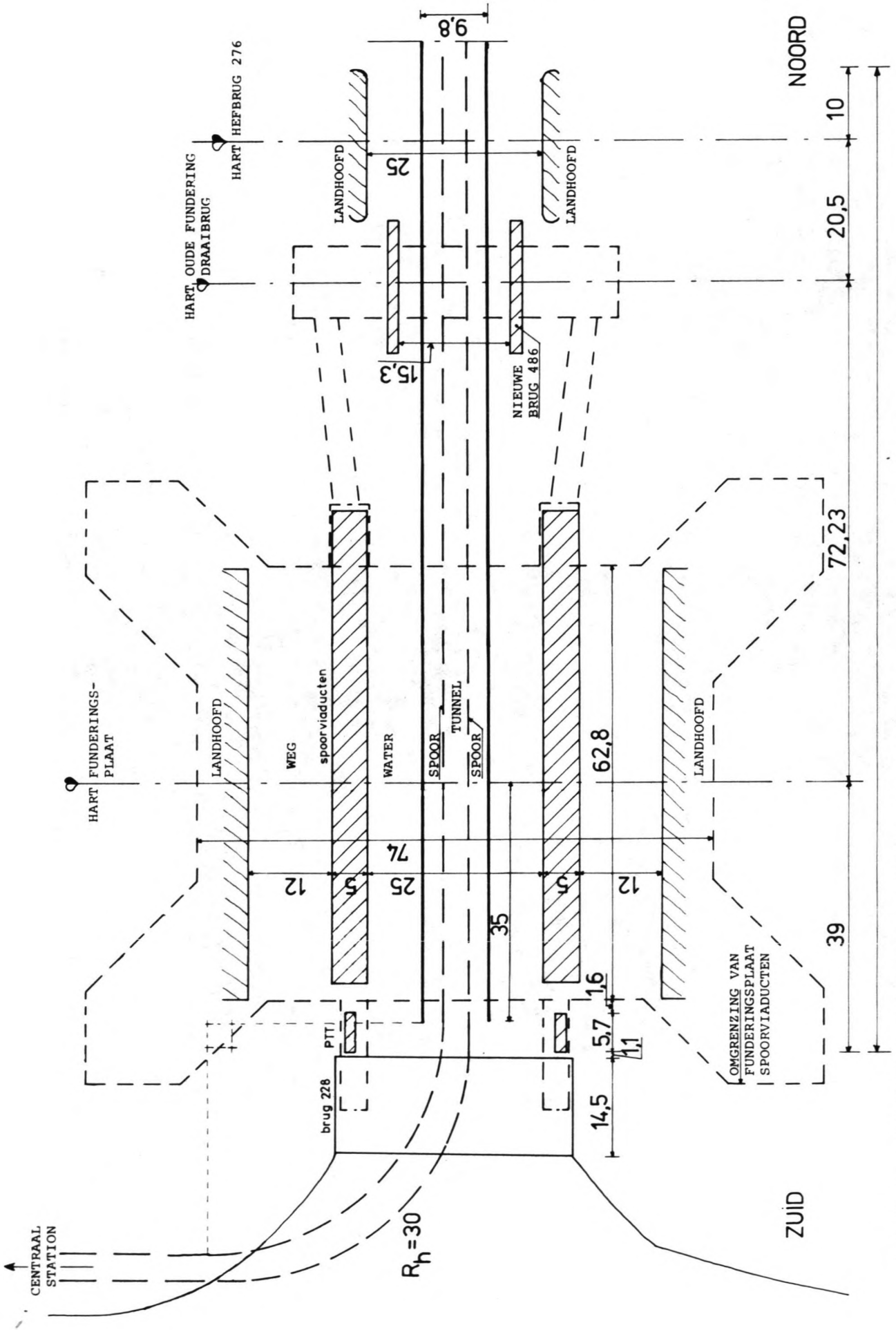


FIG. 75-A : HORIZONTALE DOORSNEDE OVER DE BESTAANDE BRUGGEN OVER DE OOSTERTOEGANG MET DE GEPROJECTEERDE TUNNEL .



NOORD

ZUID

SPOORBRUGGEN

PTT

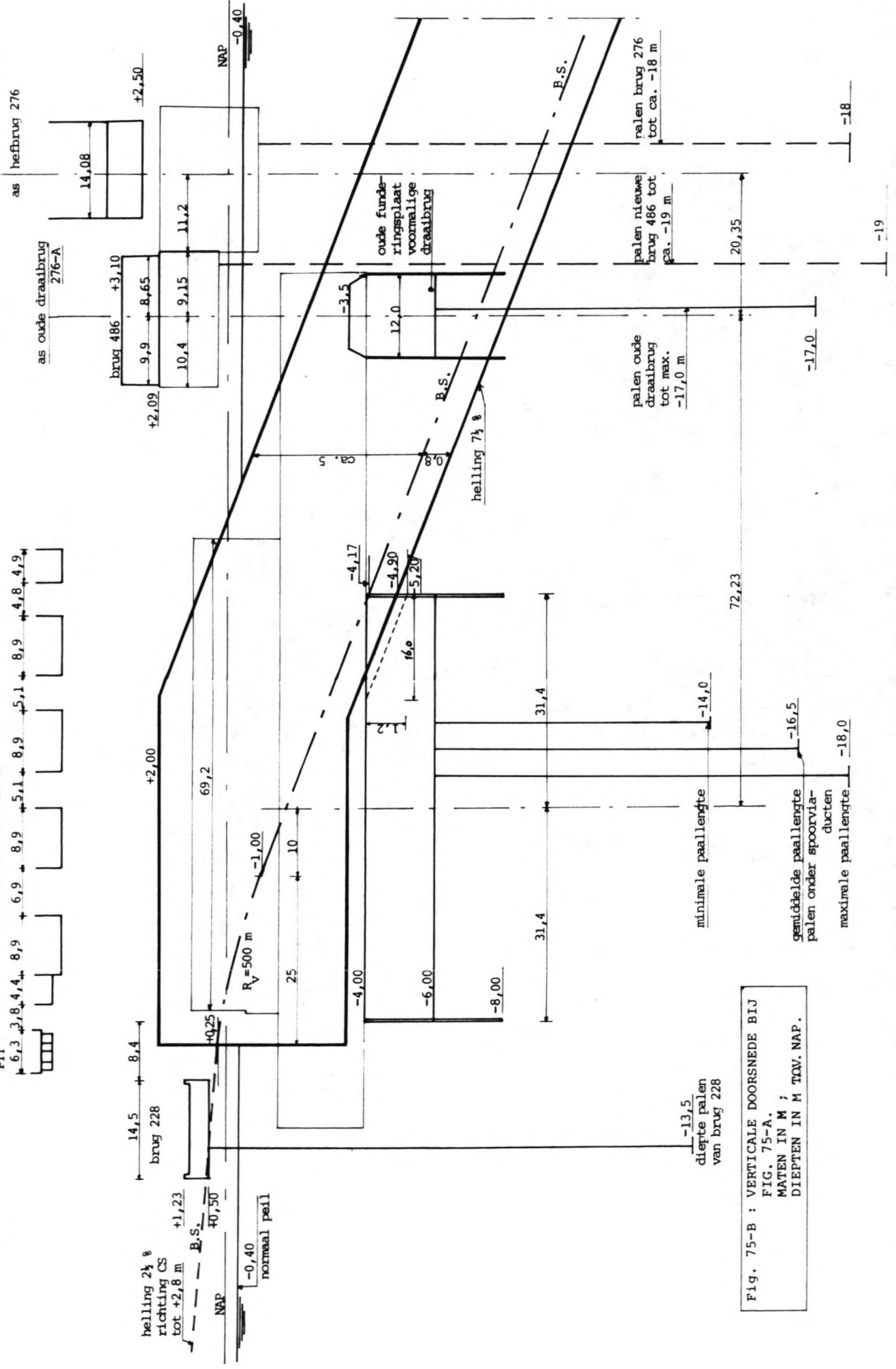
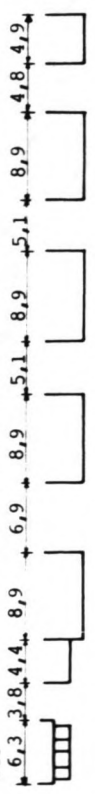


Fig. 75-B : VERTICALE DOORSNEDE BIJ FIG. 75-A. MATEN IN M ; DIEPTEN IN M TOV. NAP.



Foto 4 : De nieuwe, vaste brug 486 in de Ruijterkade. Daarachter ligt de oude hefbrug 276. Deze bruggen liggen over het noordelijk gedeelte van de Oostertoegang. Hieronderdoor moet de tunnel komen te liggen.



Foto 5 : Onder de spoorviaducten over de Oostertoegang. De ondersteuning is goed te zien. Op dit punt is de tunnel al ruim boven water. Rechtsachter is de nieuwe, vaste brug 486 te zien.



Foto 4 : De nieuwe, vaste brug 486 in de Ruijterkade. Daarachter ligt de oude hefbrug 276. Deze bruggen liggen over het noordelijk gedeelte van de Oostertoegang. Hieronderdoor moet de tunnel komen te liggen.

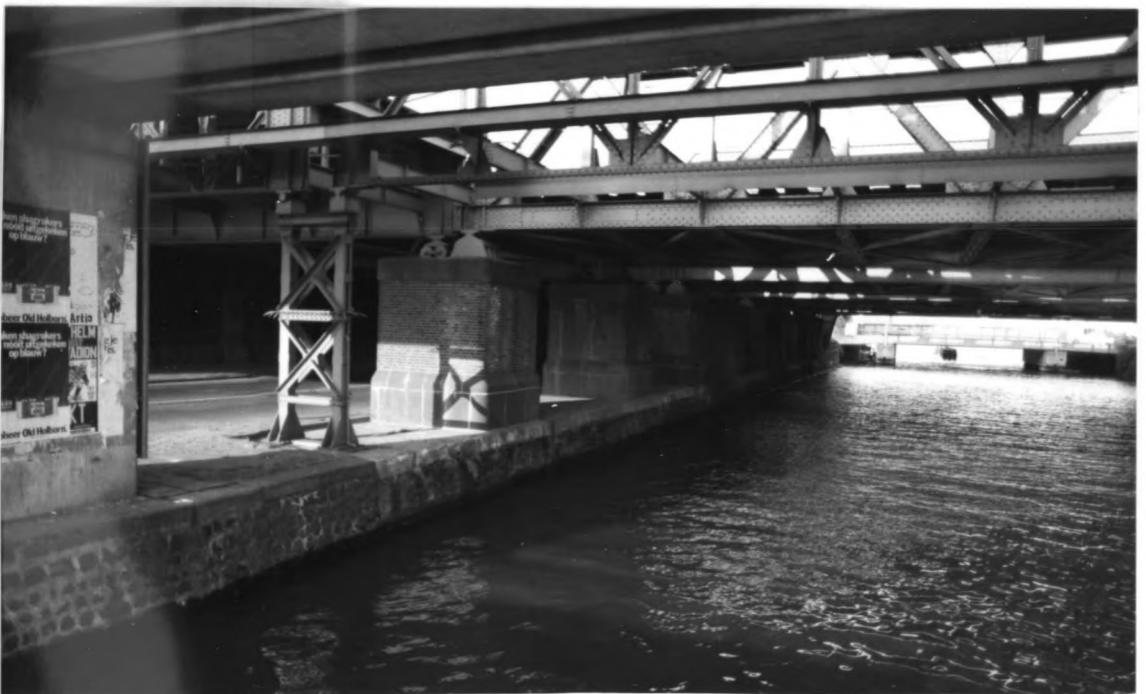


Foto 5 : Onder de spoorviaducten over de Oostertoegang. De ondersteuning is goed te zien. Op dit punt is de tunnel al ruim boven water. Rechtsachter is de nieuwe, vaste brug 486 te zien.



Foto 6 : Links de PTT-brug, rechts een spoorviaduct, linksachter het Stationsplein. Hier begint de bocht naar het C.S. .



Foto 7 : Het zuidoende van de Oostertoegang. Vooraan de lage brug 228 naast de PTT-brug. Daarachter het Centraal Station.



Foto 8 : Ten noord-oosten van de viaducten staan deze huizen. Bij bouwmethode 4 (blz.195) moeten deze waarschijnlijk weg.

plaat (tot 2,5 m dik) van deze draaibrug is nog aanwezig. De nieuwe brug is over de plaat heengezet. De plaat heeft dus geen functie meer. De dagwijdte tussen de landhoofden is 15,3 m, de palen onder de landhoofden staan enigszins schuin en verkleinen deze maat dus op grotere diepte. De onderkant van het dek ligt op circa NAP +2,09 m, de bovenkant van de oude funderingsplaat ligt op circa NAP -3,50 m. Brug 486 maakt onderdeel uit van de drukbereden De Ruyterkade.

Ongeveer 20 m verder ligt het eerste spoorviaduct. Daarvoor loopt nog een smalle voetbrug die momenteel niet meer gebruikt wordt (deze is niet getekend). De zes spoorbruggen zijn bij elkaar circa 67 m breed (zie foto 5 op blz. 190). De dagruimte tussen de middenpijlers waartussen water staat, is 25,0 m. De onderkant van het dek ligt op NAP + 4,75 m. De bruggen steunen op een grote funderingsplaat (streeplijn in bovenaanzicht). Deze funderingsplaat steunt weer op een groot aantal houten palen van gemiddeld 10,5 m lang. De bovenkant van de funderingsplaat ligt op NAP - 4,00 m en de onderkant op NAP -6,00 m. Deze funderingsconstructie vormt het grootste probleem voor de aanleg van de tunnel.

Weer vlak naast de meest zuidelijke spoorbrug ligt een moderne betonnen verbindingsbrug ten behoeve van de PTT (zie foto's 6 en 7 op bladzijde 191). Via deze brug kunnen de PTT-mensen makkelijk van het Centraal Station naar het districtspostkantoor ten oosten van de Oostertoegang. De dagmaat tussen de landhoofden is iets meer dan 25 m en de onderkant dek ligt op NAP + 5,00 m.

De zuidelijkste brug is brug 228 (zie foto 7 op blz. 191). Deze in principe als tijdelijk bedoelde brug staat op een stramien van betonpalen. De onderkant dek ligt op NAP + 0,50 m. Hierdoor is er absoluut geen scheepvaartverkeer door de Oostertoegang meer mogelijk. Momenteel wordt de Oostertoegang dan ook alleen gebruikt als doorstroomope-

ning voor water waarmee de grachten van Amsterdam worden doorgespoeld.

Wil men de tunnel door het water van de Oostertoegang heen leggen, dan is het het meest logisch de tunnelas gelijk te leggen met de as van de Oostertoegang (zie fig. 75-A op blz. 188).

In § III.6. is al ingegaan op de hoogteligging van het spoor op deze plaats. Deze is ingetekend in de langsdoorsnedes. Duidelijk is, dat de oude funderingsplaat van de draaibrug verwijderd zal moeten worden en dat er ook een hoekje van de funderingsplaat van de spoorviaducten af zal moeten.

De funderingsplaat onder de spoorviaducten is waarschijnlijk van een slechte kwaliteit beton gemaakt. Bij de bouw van de IJ-autotunnel kreeg men te maken met een zelfde soort plaat. Alhoewel deze volgens het vroegere bestek moest bestaan uit beton en grind "minimaal zo groot als een duiveï en maximaal zo groot als een hoenderei" bestond de plaat voornamelijk uit zand, tras, puinstort en enig grind. Dit materiaal was eenvoudig te verwijderen : zowat opschepbaar.

Ook zal de plaat grote doorgaande scheuren hebben want, zoals in § III.5. al is vermeld, in het verleden zijn grote, ongelijke zakkings opgetreden. Waarschijnlijk ziet de doorsnede van de funderingsplaat er uit als weergegeven in figuur 76: (ook Grondmechanica Amsterdam is van deze aanname voor de scheuren uitgegaan).

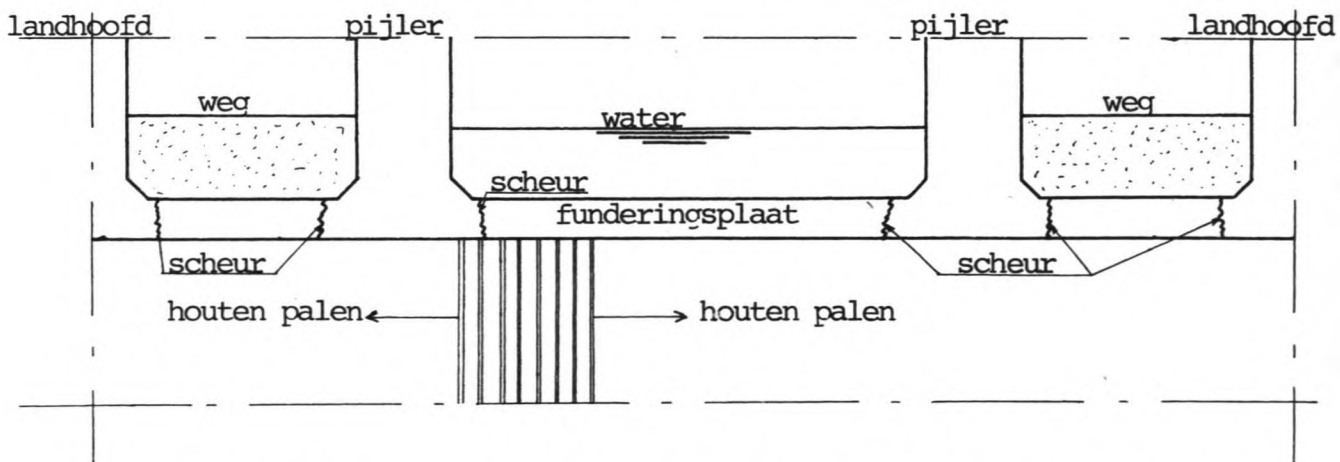


Fig. 76 : Dwarsdoorsnede over de ondersteuningsconstructie van de spoorviaducten over de Oostertoegang

Wil men de tunnel niet door de Oostertoegang maar vlak naast de spoorviaducten leggen, dan is hiervoor alleen enige ruimte in het oosten (fig. 74 op blz. 187). Ten westen van de viaducten sluit de bebouwing (woonhuizen en Centraal Station) meteen aan. In het oosten is enige ruimte tussen de eerste (oude) huizen en de viaducten. Deze huizen staan ten noorden van het spoor, ten zuiden van het spoor is in principe nog meer ruimte (foto 8 op blz. 191 en foto 2 op blz. 60).

Ook het maken van de boog naar het Stationsplein toe pleit niet voor een nog westelijker ligging van de tramlijn. Deze boog is namelijk al erg krap.

Als de tramtunnel iets oostelijker wordt gelegd, worden de bruggen en viaducten in principe ontzien maar moet wel een nieuwe onderdoorgang onder de drukbereden De Ruyterkade en onder de zeer intensief bereden spoorlijnen worden gemaakt. Dit is in principe wèl mogelijk.

Het is niet mogelijk de tunnel in de Oostertoegang zonder meer in den droge te maken. Hiervoor zou de waterstand tot circa NAP -5,0 m moeten worden verlaagd. Volgens de "Notitie betreffende een tramtunnel onder het IJ" van het bureau Grondmechanica van de Dienst der Publieke Werken van Amsterdam (Lit. 26) wordt bij een dergelijke waterstandsverlaging (normaal peil is : NAP -0,40 m) de bezwijkbelasting van de houten palen onder de spoorviaducten zeer dicht benaderd. Aanzienlijke zettingen zijn te verwachten. Ook op in de tijd doorgaande zettingen moet gerekend worden. Er moet vanuit gegaan worden, dat de houten palen geen grotere last meer kunnen dragen.

Resumerend kan gesteld worden, dat, uitgaande van het tracé iets ten oosten van het Centraal Station, er twee mogelijkheden zijn : òf men legt de tunnel door het water van de Oostertoegang heen, waarbij gebruik gemaakt wordt van deze bestaande onderdoorgang maar er problemen optreden met de funderingsplaten òf men legt de tunnel net ten oosten van de treinviaducten waarbij nieuwe onderdoorgangen onder

spoor en wegen gemaakt moeten worden en waarschijnlijk enige bebouwing gesloopt moet worden.

## VI.2. Mogelijke bouwmethoden

Er zijn globaal vier oplossingen voor de situatie bij de Oostertoegang :

1. Verwijderen van de twee funderingsplaten. De spoorbruggen worden op een nieuwe ondersteuning gelegd of er komen geheel nieuwe bruggen.
2. De huidige fundering van de spoorviaducten verbeteren en de tunnel hierop laten steunen. De oude plaat van de draaibrug moet geheel verwijderd worden.
3. De huidige fundering van de viaducten ontzien en de tunnel hier als een soort brug overheen leggen. De plaat van de draaibrug moet weg.
4. Niet dōdr de Oostertoegang gaan, maar net ten oosten hiervan. Alle bruggen en funderingsplaten blijven bestaan zoals ze nu zijn. Nieuwe onderdoorgangen onder wegen en spoor worden gemaakt.

De criteria waaraan deze oplossingen moeten worden getoetst, zijn :

- a - De treinenloop mag niet gestoord worden : men moet ten alle tijde veilig kunnen rijden en men zal bij de tunnelbouw gebruik moeten maken van de normale buitendienststellingen.
- b - Betrouwbaarheid ten aanzien van zakkingen van de spoorviaducten : NS zal deze zakkingen niet accepteren. Aangezien NS toestemming zal moeten geven voor de bouw, zal een te geringe zekerheid op dit vlak de tunnelbouw kunnen tegenhouden.



- c - Verkeer over de De Ruyterkade (zie fig. 74 op blz. 187) ten noorden van het spoor : deze redelijk druk bereden oost-west-verbinding moet zoveel mogelijk ontzien worden. Het is in principe mogelijk het verkeer gedurende korte tijd om te leiden over de Prins Hendrikkade (ten zuiden van open Haven Front).
- d - Verkeer over de Oosterdokskade (fig. 74 op blz. 187) ten zuiden van het spoor : deze route is minder druk bereden. Het verkeer (o.a. stadsbussen) kan omgeleid worden over Prins Hendrikkade en het oostelijk deel van de Oosterdokskade.
- e - Hinder aan bestaande bebouwing : ten zuiden van het spoor is er aan de oostzijde van de Oostertoegang tussen de treinviaducten en het districtspostkantoor enige ruimte. Ten noorden van het spoor sluit de bebouwing bijna meteen aan op de viaducten. Dit zijn niet meer in optimale staat verkerende wat oudere panden (zie foto 8 op bladzijde 191).
- f - Technische haalbaarheid : is het erg ingewikkeld en tijdrovend de oplossing te maken of niet?
- g - Kosten.

Bouwmethode 1 :

\* Het opruimen van de oude fundering van de draaibrug is hierbij (ook voor methode 2 en 3) onontkoombaar. Het is niet bekend wat de kwaliteit van het beton is, maar als hier net als bij de fundering onder spoorviaducten (zie blz. 193) bijna opschepbaar materiaal aanwezig is, dan zal het opruimen weinig problemen opleveren. Indien het beton steviger is, zal gebruik gemaakt moeten worden van springstof, zagen en pneumatische hamers. Het feit, dat onder de brug 486 en onder water gewerkt zal moeten worden, geeft complicaties.

De houten funderingspalen van de oude draaibrug (tot circa NAP - 17,0 m) hoeven niet geheel getrokken te worden. Dit zou ook erg moeilijk zijn in verband met brug 486 die er

boven ligt. De palen moeten onder water worden afgezaagd op een zodanige diepte, dat de tunnel er nooit op zal kunnen gaan steunen. Het is evenwel ook mogelijk de tunnel wèl op deze palen te laten steunen om de zakkingsverschillen tussen het op staal gefundeerde deel en het op palen gefundeerde deel niet groot te laten worden. Indien bij deze operaties de brug 486 in de De Ruyterkade kan blijven bestaan, wordt het verkeer op deze route niet gehinderd.

- \* Het geheel vernieuwen van de fundering van de spoorbruggen is een kostbare aangelegenheid. Vooropgesteld zij, dat de huidige spoorviaducten weliswaar oud zijn, maar in een goede staat verkeren. Zij zijn niet aan vervanging toe. Omdat de treinenloop niet mag worden gestoord, moeten ingewikkelde constructies gemaakt worden. Wel is het zo, dat een nieuwe constructie voldoende sterk gemaakt kan worden, zodat er geen verzakkingen meer hoeven te worden verwacht. De betrouwbaarheid is dus groot. De bouwmethode kan een variant zijn van de onder methode 4 aangegeven werkwijze.
- \* Het verkeer op de Oosterdokskade zal omgeleid moeten worden. Op de langsdoorsnede in fig. 75-B op blz. 189 is duidelijk te zien, dat de tijdelijke brug 228 weer zal moeten worden afgebroken. Dit is trouwens het geval bij alle methoden waarbij de tunnel door de Oostertoegang wordt gelegd. De hoogte van de tunnel wordt hier namelijk bepaald door de breedte en diepte van de scheepvaartgeul in het IJ en de maximaal toepasbare helling in de tunnel (zie § III.6.3.).
- \* De bebouwing naast de Oostertoegang wordt niet aangetaast. Ook dit is weer het geval bij alle methoden waarbij de tunnel door de Oostertoegang gaat.
- \* Technisch haalbaar is deze methode wel, maar dit gaat gepaard met hoge kosten omdat de huidige treinviaducten

zo lang mogelijk gehandhaafd moeten blijven. Een nieuwe fundering moet dus tussen en onder de huidige constructies gemaakt worden.

- \* Waarschijnlijk is deze methode alleen wenselijk indien de NS toch een vervanging van de spoorviaducten (nu of op korte termijn) op prijs stellen.

Bouwmethode 2 :

- \* Hieraan wordt gedacht, omdat de funderingsplaat onder de sporen waarschijnlijk verticaal gescheurd is, zoals in fig. 76 op blz. 193 is aangegeven. Het middelste deel van de funderingsplaat heeft geen dragende functie meer. Het doet alleen dienst als stempel tussen de landhoofden. Als dit zo is en als de kwaliteit van het beton voldoende is, kan de bestaande palenfundering (die nu dus geen dienst doet) voor de tunnel worden gebruikt. Het gewicht, dat op de fundering gaat rusten, hoeft niet groot te zijn, omdat de tunnel voor een groot deel onder water ligt (opwaartse waterdruk).
- \* Dit zou een vrij eenvoudige bouwmethode kunnen zijn : na revisie van het middelste deel van de funderingsplaat wordt het opritelement drijvend aangevoerd en afgezonken. Ook is het mogelijk het middelste deel geheel of gedeeltelijk te verwijderen en te vervangen door een nieuwe funderingsconstructie. In dit geval moet het wel zeker zijn, dat dit plaatdeel voor de viaducten geen functie meer heeft en moet een andere afstempeling aangebracht worden.
- \* Publieke Werken, afdeling waterbouw, (Lit. 17) van Amsterdam heeft in een vooronderzoek voor een variant op deze methode gekozen. Men wil ronde gaten (diameter ca. 80 cm) in de plaat maken en daar doorheen, tussen de bestaande houten palen, boorpalen aanbrengen.

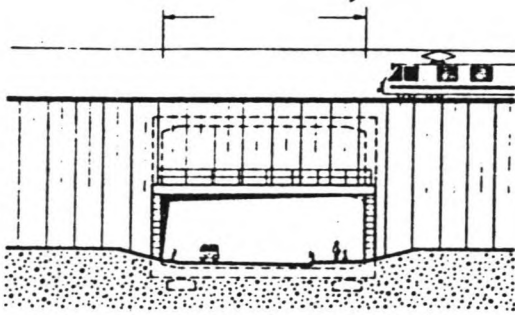
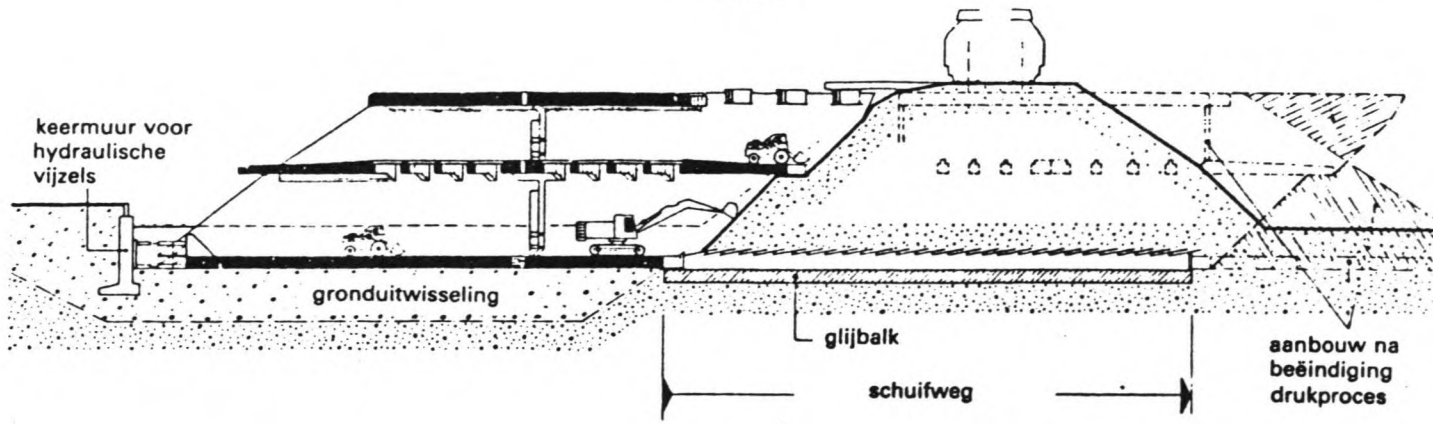
\* Een voordeel van deze methode is, dat treinenloop, verkeer op de De Ruyterkade en bebouwing niet gehinderd hoeven worden. Technisch is het zeer wel haalbaar en het zal een goedkope methode zijn. Toch moeten vrij veel werkzaamheden in de beperkte werkruimte onder de sporen verricht worden. Ook is het de vraag, of er inderdaad geen beïnvloeding van de spoorviaducten zal plaatsvinden. De funderingsplaat wordt òf weer gebruikt òf behoorlijk aangetast. Hieraan zullen de NS hun goedkeuring moeten geven.

Bouwmethode 3 :

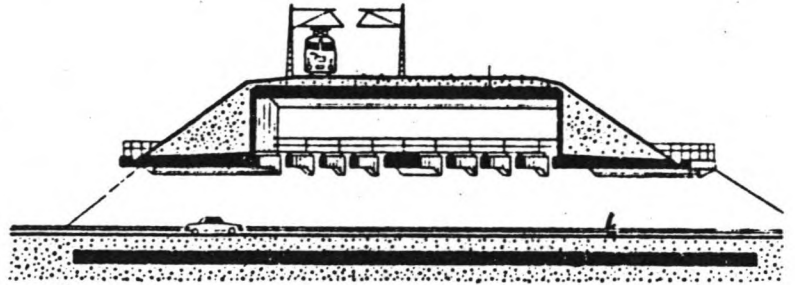
- \* Hierbij worden, net ten noorden en net ten zuiden van de spoorfunderingsplaat, steunpunten voor de "onderwaterbrug" gemaakt. De "brug" met een overspanning van ca. 80 m ligt geheel vrij van de plaat. Deze wordt alleen in het noorden een beetje aangetast (kleine afschuining). Omdat palen makkelijker kunnen worden aangebracht naast de viaducten dan er onder, wordt de overspanning van de "onderwaterbrug" groter dan voor de funderingsplaat zou hoeven. Ze worden naast de PTT-brug en naast de meest noordelijke spoorbrug aangebracht (zie fig. 74, 75-A en 75-B op blz. 187-189).
- \* Het grootste probleem bij deze methode is, het vervaardigen van een 80 m lang tunnelelement dat over die hele lengte moment- en dwarskracht moet kunnen opnemen. Waarschijnlijk moet hier met voorspanning gewerkt worden. De momenten en dwarskrachten behoeven evenwel niet zo groot te zijn, want de eigen gewichtsbelasting wordt sterk gereduceerd door de opwaartse waterdruk.
- \* Afhankelijk van de moeilijkheden die samenhangen met het 80 m lange element, is deze methode makkelijker of moeilijker dan methode 2. Een voordeel is, dat de spoorfundering geheel ontzien wordt.
- \* Natuurlijk worden ook hier treinenloop, verkeer over de De Ruyterkade en de bebouwing weer niet gehinderd.

Bouwmethode 4 :

- \* Voor een tracé net ten oosten van de spoorbruggen (fig. 74 op blz. 187), zullen op zijn minst circa 3 panden ten noorden van het spoor afgebroken moeten worden. Er moet een onderkruising met de De Ruyterkade worden gemaakt en een geheel nieuwe spooronderdoorgang. Het verkeer over de De Ruyterkade zal tijdelijk omgeleid moeten worden, het treinverkeer kan normaal doorgang vinden.
  
  - \* Er bestaan een aantal bouwmethoden voor spooronderdoorgangen waarbij de treinenloop kan doorgaan. Genoemd kunnen worden de persmethode (zie fig. 77 op blz. 201), (Lit. 8 en 33), deze is in Nederland bij Harderwijk toegepast, de stalen-hulpbrug-methode (tot voor kort het meest gebruikelijk) en de methode die gebruik maakt van geprefabriceerde brugelementen. Deze laatste en nieuwste methode is volgens NS (Afdeling spoorwegbouw en kunstwerken, sector betonbouw) hier het best toepasbaar (zie Lit. 34). Bij deze methode worden eerst vanaf het spoorlichaam funderingspalen aangebracht tussen de bestaande sporen in. Naast het spoor wordt een betonnen plaat gemaakt waarin spoorstaven gelegd kunnen worden. 's Nachts wordt één spoor verwijderd en een betonnen plaat ervoor in de plaats gelegd op de funderingspalen. Deze plaat fungeert als spoorondersteuning en als tunneldak. De treinen kunnen 's morgens weer normaal langsrijden. Zij moeten wel hun snelheid enigszins matigen maar veel minder dan bij andere methoden. De treinen zullen hier vlak voor het Centraal Station nooit zo hard rijden, dus dit vormt niet zo'n bezwaar.
- Op deze wijze wordt voor ieder spoor een apart bruggetje gemaakt. Zeer ingewikkelde sporensituaties (zoals hier aanwezig) kunnen in principe zo behandeld worden.
- Voor het bouwterrein van de betonelementen is enige ruimte beschikbaar ten noorden of ten zuiden van het spoor. De elementen hoeven dus niet over het gehele, zeer brede, spoorlichaam verplaatst te worden, maar maximaal over de helft.



vooraanzicht



lengtedoorsnede eindtoestand

Fig. 77-1 :

Overzicht van de bouw van een spooronderdoorgang met de persmethode onder de drukke spoorlijn Keulen-Aken .(Fig. uit Lit.33).

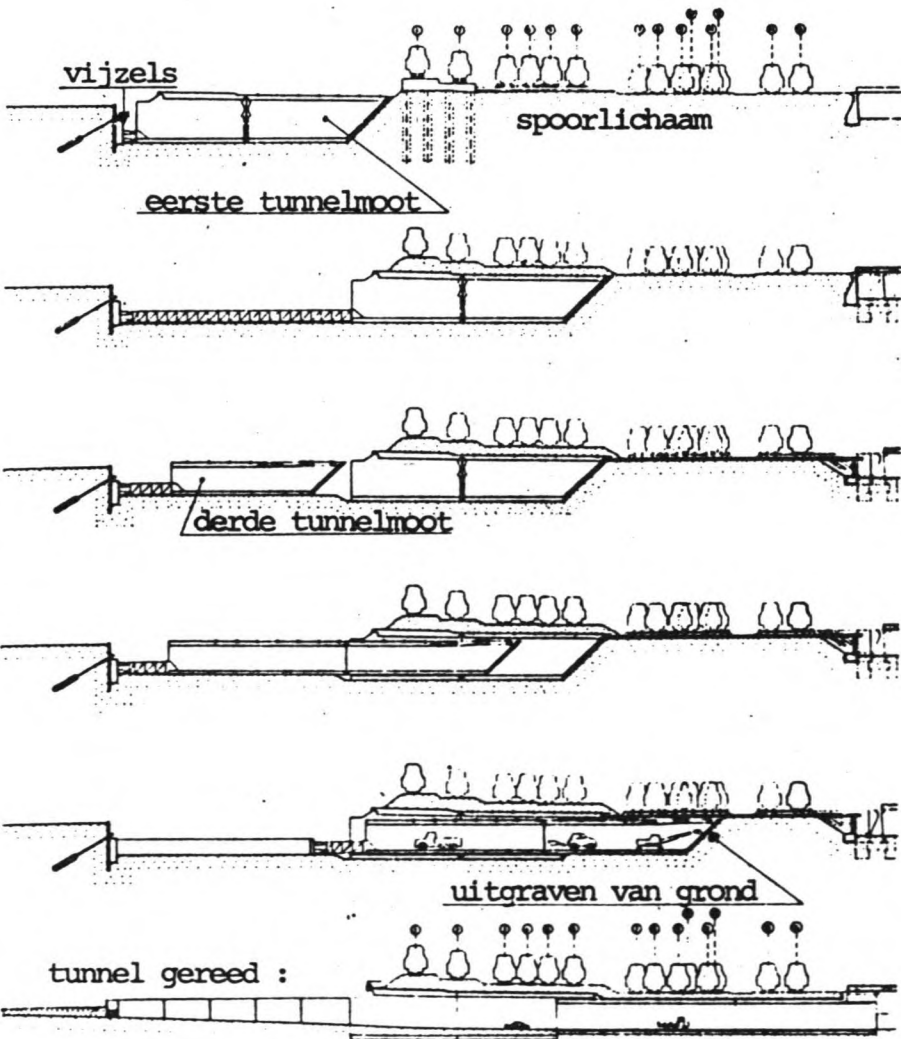


Fig. 77-2 :

Fasen van het drukproces van de bouw van een spoor-tunnel met de persmethode. De laatste twee delen worden door de eerste twee delen heen geschoven onder het brede spoorlichaam door. Deze tunnel is gebouwd in Keulen.(Fig. uit Lit.33).

- \* Het maken van een wegonderdoorgang (De Ruyterkade) is moeilijker omdat de tunnel hier al veel dieper ligt. Bij werken in den droge moet de waterstand flink verlaagd worden en enige invloed hiervan op de spoorviaducten en bestaande bebouwing is te verwachten. Waarschijnlijk is het het beste dit deel van de tunnel ook af te zinken.
  
- \* Het is ook mogelijk de spooronderdoorgang en de wegonderdoorgang in één geheel met de persmethode te maken. Hiervoor zal dan ten zuiden van het spoor een bouwterrein moeten worden ingericht met o.a. een keerwand voor het wegdrukken van de tunnel.
  
- \* Het moge duidelijk zijn, dat dit een duurdere bouwmethode zal zijn dan de methoden 2 en 3. Ook volgens NS kan beter eerst gezocht worden naar een oplossing van de problemen van 2 en 3 voordat deze naar verwachting duurdere methode verder onderzocht wordt.
  
- \* Deze methode kan wèl aantrekkelijk zijn als NS in de toekomst de spoorbruggen wil gaan vervangen. Een tunnel onder deze bruggen kan dan zeer hinderlijk zijn. Ook zijn er plannen om in de toekomst de De Ruyterkade te verbreden en de bruggen 486 en 276 te vervangen. Ook dan is het lastig als de tunnel daar onderdoor ligt.
  
- \* Conclusie moet zijn, dat deze methode duurder is dan de methoden 2 en 3 maar misschien met het oog op de toekomst toch aanbevelenswaardig is.

Toetsing van de vier methoden aan de criteria levert dus het beeld op als vervat in tabel 12 op bladzijde 203.

NB : Het moge duidelijk zijn, dat de waardering in tabel 12 op blz. 203 grotendeels op afschattingen is gebaseerd en dus altijd subjectief zal zijn.

Bouwmethode Criteria	1 nieuwe fundering op zelfde plaats	2 verbeteren fundatie, tunnel hierop leggen	3 onderwaterbrug	4 tracé naast spoorbrugge
Treinenloop	-	++	++	+
Betrouwbaarheid t.a.v. zakkingen	++	o?	+	+
Verkeer De Ruyterkade	+	+	+	-
Verkeer Oosterdoksade	-	-	-	--
Bebouwing	+	+	+	-
Technisch haalbaar	-	+	+	o
Kosten	--	+	+	-

Tabel 12 : Toetsing van bouw mogelijkheden voor de zuidelijke oprit aan de gestelde criteria

- \* Als alle criteria even zwaar worden gewaardeerd, dan komt methode 3 er als beste uit met methode 2 als goede tweede.
- \* Als aan de criteria de volgende waarden worden gegeven :
  - Treinenloop : 4 ; moet natuurlijk kunnen doorgaan maar verstoring in snelheid is niet zo erg treinen rijden toch al langzaam. Wel is NS eigenaar van bruggen, bij hen zal dit argument zwaar wegen.
  - Betrouwbaarheid : 5 ; zakkingen worden door NS niet getolereerd.
  - De Ruyterkade : 3 ; omleggen is in principe mogelijk.
  - Oosterdoksade : 1 ; slechts weinig verkeer ; omleggen goed mogelijk.
  - Bebouwing : 1 ; panden zijn oud en in minder goede staat. Het is onbekend of de panden onder monumentenzorg of beschermd stadsgezicht vallen.
  - Technisch haalbaar : 2 ; alle methoden zijn in principe haalbaar, de ene echter wat moeilijker dan de andere.
  - Kosten : 5 ; zeker in de huidige tijd van groot belang.



En als de waardering in tabel 12 de volgende punten krijgt :

++ = +2

+ = +1

o = 0

- = -1

-- = -2

Dan wordt de rangorde als volgt :

3 = + 23

2 = + 18

4 = - 2

1 = - 3

#### Conclusie :

Er wordt er hier voor gekozen methode 3 verder te onderzoeken. Vooral de twijfelachtige betrouwbaarheid van methode 2 geeft hiertoe de doorslag. Misschien dat bij zeer consciëntieus onderzoek van de funderingsplaat onder de spoorbruggen methode 2 wel betrouwbaar en eenvoudiger (dus goedkoper) blijkt te zijn. Dit is vooral het geval als blijkt, dat de tunnel direct op de plaat gelegd kan worden.

Ook moet, vooral met het oog op de toekomst, methode 4 niet vergeten worden. Het is niet onwaarschijnlijk, dat in de toekomst demping van de Oostertoegang aantrekkelijk is. De huidige situatie met vele vlak naast elkaar liggende bruggen kan dan opgeheven worden. Het is dan bijzonder handig als de tunnel niet door maar naast de Oostertoegang ligt.

Er is overigens in Nederland nog weinig ervaring met de persmethode opgedaan. Wellicht blijkt dit in de toekomst een technisch goed haalbare en niet zo dure oplossing te zijn.

In ieder geval is het raadzaam deze variant (methode 4) ook eens verder uit te werken. Dit wordt in deze studie evenwel niet gedaan.

#### VI.3. Uitwerken van de onderwaterbrugconstructie

De in de vorige paragraaf als bouwmethode 3 omschreven constructie wordt hier uitgewerkt. De bedoeling is om een tunnelelement van circa 80 m lang te ontwerpen (zie fig. 75-B op blz. 189). Dit element moet zelfdrijvend ingevaren kunnen

worden. De diepgang mag danook niet groter dan NAP -3,5 m zijn, anders kan het element niet over de funderingsplaat onder de spoorbruggen heen. In verband hiermee moet het eigen gewicht in de drijvende fase laag zijn.

Iets ten zuiden van de PTT-brug en iets ten noorden van de spoorbruggen wordt de tunnel opgelegd op funderingspalen. Zo ontstaat een overspanning van ca. 80 m.

Eerst worden de langs- en dwarsdoorsnede van het element bekeken. Daarna wordt de drijvende fase beschouwd : is het mogelijk het element zelfdrijvend in te varen ? Als dat het geval is, kan gekeken worden naar momenten- en dwarskrachtenlijn en de daarbij behorende spanningen. Vervolgens wordt de funderingsconstructie gekozen en geschetst.

#### VI.3.1. Langs- en dwarsdoorsnede

Er wordt uitgegaan van de volgende waterstanden : (naar opgaven van Publieke Werken A'dam, zie ook § IV.2.)

Maximale calamiteuze waterstand	: NAP +1,50 m
Normaal peil	: NAP -0,40 m
Minimale waterstand	: NAP -0,80 m

Bij de maximale waterstand mag de tunnel niet vol water lopen, daarom worden de wanden van een open bak tot NAP +2,00 m hoog. Ook mag bij deze waterstand het element niet opdrijven. Bij deze waterstand is de resulterende neerwaartse belasting het kleinst of er treedt zelfs een resulterende opwaartse belasting op.

Bij de minimale waterstand moet het mogelijk zijn een tram door de tunnel te laten rijden in een veilige situatie. Hieruit volgt de grootste neerwaartse belasting op de fundering.

De binnenmaten van dit tunnelement worden zoveel mogelijk gelijk genomen aan die van het normale afzinkgedeelte. Het sluit dan goed daarop aan (o.a. van belang voor kabels, looppad e.d.) en de bekisting voor het betonstorten kan

ook hier gebruikt worden.

De dikte van vloer, wanden en dak wordt minder dan die van het IJ-gedeelte. De waterdruk op de constructie is geringer dus kan met een lichtere worden volstaan. Verder moet dit tunneldeel tijdens het transport hoog in het water komen te liggen dus het eigen gewicht mag niet hoog zijn. Het gewicht in de uiteindelijke toestand kan groot genoeg worden door het aanbrengen van ballastbeton. Deze ballast kan hier ook op het dak worden aangebracht. Het dak zit hier boven water dus het gewicht van de ballast kan volledig worden benut.

De hoogte van de tunnel onder de rails wordt zo gering mogelijk gemaakt. Dan behoeft de oude funderingsplaat slechts weinig te worden afgeschuind. Aangezien de tunnel hier star ondersteund is (funderingspalen), kan hier een directe spoorstaafbevestiging worden toegepast. De constructiehoogte van tunnelvloer en spoor wordt dan globaal : (zie § III.2.)

N.B.:•Aangenomen wordt dat een vloerdikte van 500 mm voldoende is. (vergelijk § IV.4.).

- Er wordt hier uitgegaan van het normale railprofiel S-41 en niet van het blokspoor van de "Hongaarse constructie" omdat hier nog veel onderzoek naar gedaan moet worden. Als de "Hongaarse constructie" hier wèl zou kunnen worden toegepast kan de hoogte ca. 24 cm kleiner worden.

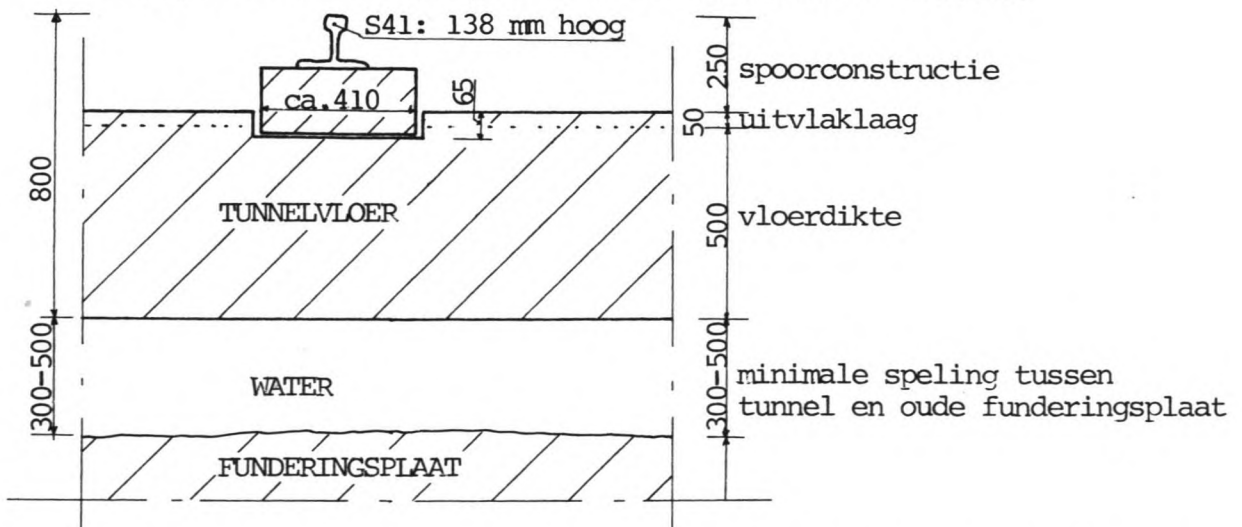


Fig. 78 : Doorsnede over rail, tunnelvloer en bovenzijde van oude funderingsplaat bij de zuidelijke tunneloprit. Maten in mm .

Als de doorsnede van het opritelement overgaat van een gesloten koker in een open bak worden de momenten en dwarskrachten in vloer en wanden groter. Het dak en de tussenwand ontbreken dan namelijk zodat de ondersteuning van vloer en buitenwanden ongunstiger wordt. Er wordt aangenomen dat ook dan een vloerdikte van 500 mm voldoende is. De buitenwand-dikte wordt geschat op 600 mm (250 mm minder). De dakdikte van de koker blijft gelijk aan die van de afzinktunnel omdat hierop de ballast komt te liggen. De buitenwanden van de openbak kunnen aan de onderzijde breder dan aan de bovenzijde gemaakt worden teneinde de momentenlijn te volgen. De middenwand van de koker blijft 300 mm dik.

De afschuiningen aan de binnenzijde blijven zoveel mogelijk gehandhaafd. Van de schuine buiten-onderhoek blijft zo weinig over dat deze recht getrokken wordt.

Aangezien dit tunneldeel niet veel meer zal zakken, kan de 200 mm overhoogte (§ III.4.1.) weggelaten worden. Eventuele zettingsverschillen tussen dit element en het volgende, normale afzinkelement moeten dan wel volledig door de overhoogte in dit laatste element kunnen worden opgenomen.

Op basis van deze aannamen kunnen de dwarsdoorsneden van de gesloten koker en de open bak geschetst worden. Zie hiervoor blz. 208. Vervolgens kunnen van deze doorsneden de betonhoeveelheid en de doorsnedegrootheden bepaald worden:

#### Openbak-constructie :

De dwarsdoorsnede van constructiebeton wordt als volgt ingedeeld :

Deel 1 = vloer : breedte = 9,300 m ; hoogte = 0,500 m

Deel 2 = driehoekjes : basis x hoogte = 0,965 x 0,965 m<sup>2</sup>

Deel 3 = wand : hoogte = 5,200 m ; breedte = 0,600 m

De z-coördinaat loopt vanaf de tunnelonderzijde omhoog. Het traagheidsmoment om de X-X-as is het traagheidsmoment om de horizontale as door het zwaartepunt van de hele doorsnede.

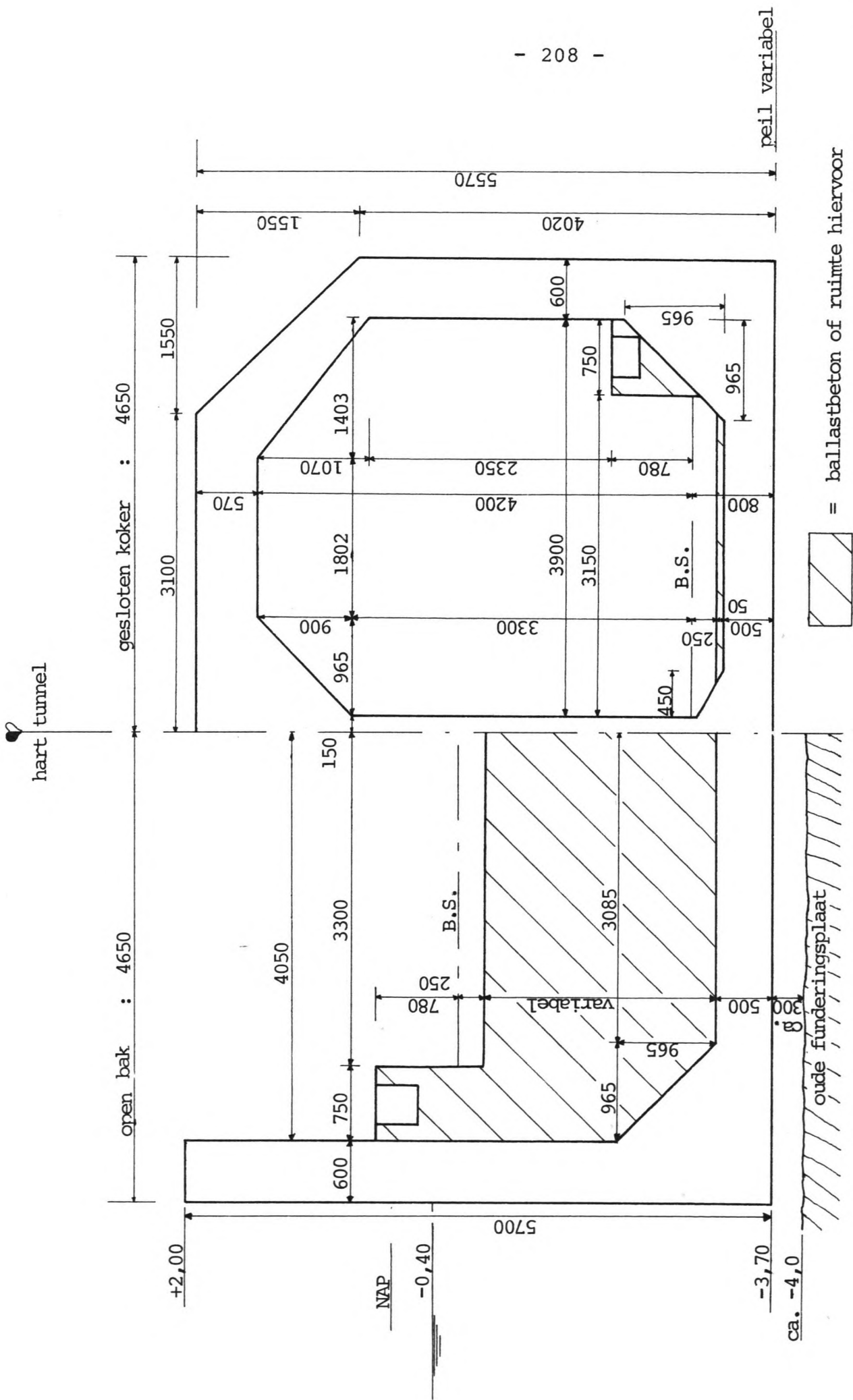


Fig. 79 : Dwarsdoorsneden van het zuidelijk opritelement. Afmetingen in millimeters, hoogtes in meters t.o.v. NAP. De beide doorsneden zijn symmetrisch. Alleen de belangrijkste maten zijn gegeven, zie verder fig. 22 op blz. 56. Het is niet noodzakelijk dat de hele ge-arceerde ruimte met ballastbeton wordt opgevuld.

De X'-X'-as loopt door het zwaartepunt van een deel.

Volgens Steiner is :  $I_{xx} = I_{xx'} + A \cdot a^2$  , waarin

$$a = |z - z'|$$

grootheid oppervlaktedeel	oppervlakte A [m <sup>2</sup> ]	ligging zwaartepunt z' [m]	z' * A [m <sup>2</sup> ]	a [m]	A * a <sup>2</sup> [m <sup>4</sup> ]	I <sub>xx'</sub> [m <sup>4</sup> ]	bijdrage aan I <sub>xx</sub> [m <sup>4</sup> ]
1	4,650	0,250	1,163	1,083	5,455	0,097	5,552
2 (dubbel)	0,931	0,822	0,765	0,511	0,244	0,048	0,292
3 (dubbel)	3,120	3,100	9,672	1,767	9,740	7,030	16,771
	$\Sigma A = 8,701$ +		$\Sigma z' \cdot A = 11,600$ +				$I_{xx} = 22,614$ m <sup>4</sup> +

$$z = \frac{\Sigma z' \cdot A}{\Sigma A} = \frac{11,600}{8,701} = 1,333 \text{ m}$$

rechthoek :  $I_{xx} = 1/12 * b * h^3$

driehoek :  $I_{xx} = 1/36 * b * h^3$

Weerstandsmomenten :

$$W_{\text{boven}} = \frac{I}{h_{\text{boven}}} = \frac{I_{xx}}{5,700 - 1,333} = 5,179 \text{ m}^3$$

$$W_{\text{onder}} = \frac{I}{z} = 16,964 \text{ m}^3$$

Eigen gewicht van de constructie met  $\gamma_{\text{beton}} = 24,6 \text{ kN/m}^3$   
in de transport-fase :

$$8,701 * 24,6 = 214,0 \text{ kN/m}$$

en met  $\gamma_{\text{beton}} = 24,2 \text{ kN/m}^3$  (uiteindelijke fase) :

$$8,701 * 24,2 = 210,6 \text{ kN/m}$$

Tabel 13 : Het bepalen van een aantal oppervlaktegroot-  
heden van de open-bak-tunneloprit.

Gesloten-koker-constructie :

Indeling dwarsdoorsnede :

Deel 1 = dak : breedte = 6,200 m ; dikte = 0,570 m

Deel 2 = schuine bovenrand : gemiddelde breedte \* gemiddel-  
de hoogte = ca. 0,820 \* 1,300 m<sup>2</sup>

Deel 3 = boven-binnen-driehoeken : 2 \* b \* h = 2 \* 0,965 \* 0,900

Deel 4 = middenwand : breedte = 0,300 m; hoogte = 4,500 m

Deel 5 = buitenwand : breedte = 0,600 m; hoogte = 3,520 m

Deel 6 = beneden-buiten-driehoeken :  $2 \cdot b \cdot h = 2 \cdot 0,965 \cdot 0,965$

Deel 7 = vloer : breedte = 9,300 m ; hoogte = 0,500 m

grootheid oppervlaktedeel	oppervlakte A [m <sup>2</sup> ]	ligging zwaartepunt z' [m]	z' * A [m <sup>2</sup> ]	a [m]	A * a <sup>2</sup> [m <sup>4</sup> ]	I <sub>x'x'</sub> [m <sup>4</sup> ]	bijdrage aan I <sub>xx</sub> [m <sup>4</sup> ]
1	3,534	5,285	18,677	2,538	22,763	0,096	22,858
2	ca. 2,132	ca. 4,75	±10,127	ca. 2,00	± 8,553	± 0,150	± 8,703
3	0,869	4,400	3,821	1,653	2,374	0,039	2,413
4	1,350	2,750	3,713	0,003	0,000	2,278	2,278
5	2,112	2,260	4,773	0,487	0,501	4,361	4,862
6	0,931	0,822	0,765	1,925	3,450	0,048	3,498
7	0,113	0,583	0,066	2,164	0,529	0,000	0,530
8	4,650	0,250	1,163	2,497	28,995	0,097	29,092
Σ A = 15,691		Σ z' · A = 43,104		I <sub>xx</sub> = 74,235 m <sup>4</sup>			

$$\underline{z} = \frac{43,104}{15,691} = \underline{2,747 \text{ m}} \quad (\text{dus op iets lager dan de halve hoogte} = 2,785 \text{ m})$$

$$\underline{W_{\text{boven}}} = \frac{I_{xx}}{5,57 - z} = \underline{26,297 \text{ m}^3}$$

$$\underline{W_{\text{onder}}} = \frac{I_{xx}}{z} = \underline{27,023 \text{ m}^3}$$

$$\text{Holle ruimte} = \underline{H} = 5,570 * 9,300 - (1,550)^2 - A = \underline{33,708 \text{ m}^2}$$

Eigen gewicht in transportfase : (N.B.: tussenwand maar voor 2/3 meenemen, zie § VI.3.1.)

$$15,241 * 24,6 = \underline{375 \text{ kN/m}}$$

in uiteindelijke fase :

$$15,241 * 24,2 = \underline{369 \text{ kN/m}}$$

Tabel 14 : Het bepalen van een aantal oppervlaktegrootheden van de gesloten-koker-oprit. Zie ook tabel 13 op blz. 209 .

VI.3.2. Ligging van element in drijvende toestand

Uitgangspunt van het ontwerp van de zuidelijke oprit is dat het "brugtunnelelement" zelfdrijvend in de Oostertoe- gang en over de oude funderingsplaat heen gevaren wordt. De ligging in het water van het geknikte element wordt daarom nu bepaald.

Uitgangspunten van de berekening : (zie fig.80)

Linkerdeel : open bak : lang : 55,2 m ; breed : 9,3 m  
hoog : 5,70 m

eigen gewicht = 214,0 kN/m

Rechterdeel : gesloten koker : lang : 24,8 m , breed: 9,3 m  
hoog : 5,57 m

eigen gewicht = 375 kN/m

Zinkuitrusting en kopschotten geven nog een gelijkmatig over de hele lengte verdeelde last van 30,0 kN/m (§ III.4.).

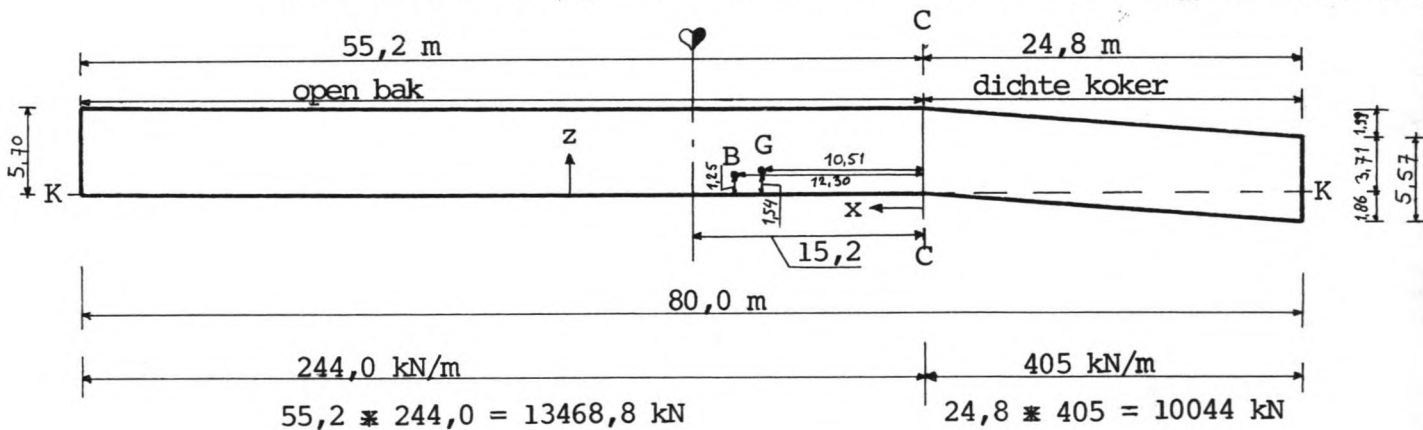


Fig. 80 : Langsdoorsnede over het "brugtunnelelement" met zwaartepunt en drukkingspunt .Maten in m .

Vrij drijvende toestand :

Gewicht verplaatste water =  $\rho_w \cdot V_{\text{volume onder water}} =$

$$13468,8 + 10044 = 23512,8 \text{ kN}$$

$$\text{Dus : } V_{\text{ow}} = \frac{23512,8}{10} = 2351,28 \text{ m}^3 \quad (\rho_w = 10 \text{ kN/m}^3)$$

Ook geldt :

$$V_{\text{ow}} = 80,0 * 9,3 * T + \frac{1}{2} * 1,86 * 24,8 * 9,3$$

waarin T = hoogte van de waterlijn boven de lijn K-K (K-K is onderzijde van de open bak ).



Hierbij wordt er in eerste instantie vanuit gegaan dat het linkerdeel horizontaal ligt.

$$V_{ow} = 744,0 * T + 214,50 = 2351,28 \text{ m}^3$$

$$\text{Dus : } \underline{T} = \underline{2,87 \text{ m}} = \underline{\text{gemiddelde waterstand boven K-K}}$$

Bij normale waterstand (NAP -0,40 m) ligtde lijn K-K op NAP -3,27 m. De gemiddelde speling tussen bovenzijde funderingsplaat en K-K is dan :  $4,00 - 3,27 = 0,73 \text{ m}$ . Dit lijkt voldoende. De verdraaiing van het element in het water moet evenwel ook nog bekeken worden.

Bepalen van hoekverdraaiing van de langsdoorsnede :

(zie fig. 80 op blz. 211)

M = Metacentrum	}	De hoogtes z worden bepaald t.o.v. K-K, de horizontale maat x t.o.v. C-C .
B = drukkingspunt		
G = zwaartepunt		

Drukkingspunt B :

\* Hoogte boven K-K =  $z_b$  (z positief boven K-K) :

$$\begin{aligned} \underline{z_b} &= \left[ (\text{inhoud rechthoek boven K-K}) * (\text{zwaartepuntshoogte}) - (\text{inhoud driehoek onder K-K}) * (\text{zwaartepuntshoogte}) \right] * (V)^{-1} = \\ &= \frac{(2,87 \cdot 80,0 \cdot 9,3) * (\frac{1}{2} \cdot 2,87) - (\frac{1}{2} \cdot 1,86 \cdot 24,8 \cdot 9,3) * (\frac{1}{3} \cdot 1,86)}{2351,28} \\ &= \frac{3064,13 - 132,99}{2351,28} = \underline{1,25 \text{ m}} \text{ (boven K-K)} \end{aligned}$$

\* Afstand tot C-C =  $x_b$  (x positief links van C-C) :

$$\begin{aligned} \underline{x_b} &= \left[ (\text{inhoud rechthoek boven K-K}) * (\text{zwaartepuntsafstand}) - (\text{inhoud driehoek onder K-K}) * (\text{zwaartepuntsafstand}) \right] * (V)^{-1} = \\ &= \frac{(2,87 \cdot 80,0 \cdot 9,3) * (\frac{1}{2} \cdot 55,2 - \frac{1}{2} \cdot 24,8) - (\frac{1}{2} \cdot 1,86 \cdot 24,8 \cdot 9,3) * (\frac{2}{3} \cdot 24,8)}{2351,28} \\ &= \frac{32456,26 - 3546,32}{2351,28} = \underline{12,30 \text{ m}} \text{ (links van C-C)} \end{aligned}$$

Zwaartepunt G :

\* Hoogte boven K-K =  $z_g$  :

$$\begin{aligned} \underline{z_g} &= \left[ (\text{gewicht linkerdeel} * \text{hoogte zwaartepunt}) + (\text{gewicht rechterdeel} * \text{hoogte zwaartepunt}) \right] * (\text{Totaal gewicht})^{-1} = \\ &= \frac{(13468,8 * 1,333) + (10044 * (2,747 - \frac{1}{2} * 1,86))}{2351,28 * 10} \\ &= \frac{17953,91 + 18249,95}{23512,8} = \underline{1,54 \text{ m}} \end{aligned}$$

\* Afstand tot C-C =  $x_g$  :

$$\begin{aligned} \underline{x_g} &= [( \text{gewicht linkerdeel} * \text{afstand zwaartepunt} ) - ( \text{gewicht rechterdeel} * \\ &\quad \text{afstand zwaartepunt} )] * ( \text{Totaal gewicht} )^{-1} = \\ &= \frac{ ( 13468,8 * \frac{1}{2} * 55,2 ) - ( 10044 * \frac{1}{2} * 24,8 ) }{ 23512,8 } \\ &= \frac{ 371738,88 - 124545,60 }{ 23512,8 } = \underline{10,51 \text{ m}} \end{aligned}$$

Aangezien B links van G ligt als de tunnel horizontaal ligt, zal er een hoekverdraaiing met de klok mee optreden net zo lang tot B recht onder G ligt. Het rechteruiteinde gaat dus naar beneden en het linkeruiteinde omhoog.

Metacentrum M :

De hoogte van M boven B =  $BM = \frac{I}{V}$

I is het traagheidsmoment van de horizontale rechthoek die gevormd wordt door de doorsnijding met de waterlijn.

$$\underline{I} = \frac{1}{12} * b * h^3 = \frac{1}{12} * 9,3 * (80)^3 = \underline{396800 \text{ m}^4}$$

$$\underline{BM} = z_m - z_b = \frac{I}{V} = \frac{396800}{2351,28} = \underline{168,76 \text{ m}}$$

Dan volgt :  $\underline{z_m} = 168,76 + z_b = \underline{170,01 \text{ m}}$

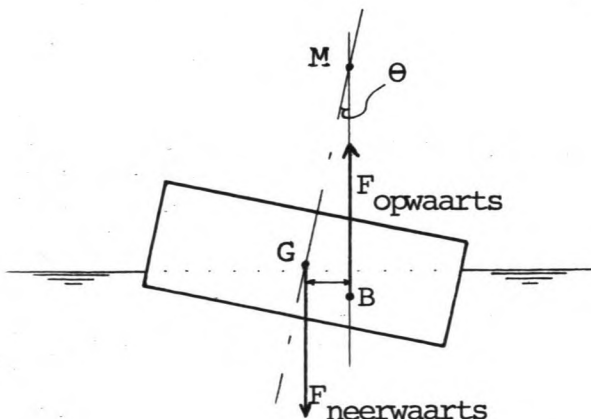
en ook :  $\underline{GM} = z_m - z_g = 170,01 - 1,54 = \underline{168,47 \text{ m}}$

Al bekend was :

$$\underline{BG_z} = z_g - z_b = 1,54 - 1,25 = \underline{0,29 \text{ m}}$$

$$\underline{BG_x} = x_b - x_g = 12,30 - 10,51 = \underline{1,79 \text{ m}}$$

Hoekverdraaiing  $\theta$  : de volgende relaties gelden :



Afstand  $BM = \text{constant}$  :  $F_{op}$  snijdt de hartlijn altijd in M

$$\underline{\text{Moment}} = F_{neer} * (x_b - x_g) = F_{neer} * G \cdot M \cdot \sin\theta$$

(alleen voor kleine hoekverdraaiingen :  $\theta < 5^\circ$ )

Er volgt :  $\underline{\underline{\sin\theta = \frac{x_b - x_g}{G \cdot M}}}$

N.B. :  $F_{neerwaarts} = F_{opwaarts}$

Fig. 81 : Afleiding van een relatie voor de hoekverdraaiing  $\theta$  van een vrij-drijvend voorwerp.

In dit geval geldt :  $\sin\theta = \frac{1,79}{168,47} = 10,63 \cdot 10^{-3}$

Dus :  $\theta = 0,61^\circ$

Op de waterlijn verdraait (vertrimt) het element om het midden van het vlak dat gevormd wordt door de waterlijn-doorsnijding. Dit punt ligt halverwege de totale lengte.

Dus : Stijging linkeruiteinde =  $\sin\theta \cdot \frac{1}{2} \cdot 80 = 0,43 \text{ m} = \Delta T$   
Zakking rechteruiteinde =  $\Delta T = 0,43 \text{ m}$

Het linkeruiteinde komt bij normale waterstand te liggen

op : Diepte =  $-3,27 + 0,43 = \text{NAP } -2,84 \text{ m}$

De ruimte tussen plaat en tunnel is dan 1,16 m.

Het rechteruiteinde komt te liggen op :

Diepte =  $-3,27 - 0,43 = \text{NAP } -3,70 \text{ m}$

De funderingsplaat is hier afgeschuind tot NAP -5,27 m

dus de ruimte tussen plaat en tunnel is 1,57 m.

Op de knik in C-C is de diepte :

$$-3,27 - \frac{15,2}{40} \cdot 0,43 = \text{NAP } -3,43 \text{ m}$$

De ruimte tussen plaat en tunnel is dan 0,57 m. Dit is ook de minimaal optredende speling. Dit is voldoende om het element drijvend in te varen en vervolgens af te zinken. Dit afzinken moet zeer nauwkeurig gebeuren omdat anders de tunnel kan gaan raken aan de oude funderingsplaat. Het is het veiligste eerst het linkeruiteinde te verzwaren totdat dit op de ondersteuning komt en vervolgens het rechteruiteinde neer te laten.

Naast een juiste ligging moet het element ook ten alle tijde een stabiele ligging hebben. Daarom wordt nu ook de dwarsdoorsnede van de tunnel beschouwd :

Het drukkingspunt B ligt niet in iedere doorsnede op dezelfde hoogte :

uiterst links : B op halve diepgang =  $\frac{1}{2} \cdot 2,44 = 1,22 \text{ m}$   
boven K-K

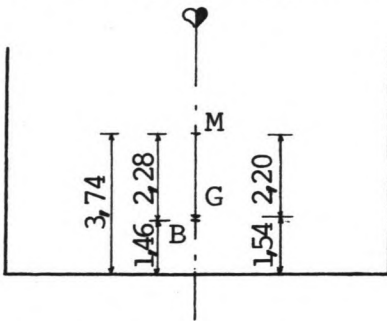
uiterst rechts : B op halve diepgang =  $\frac{1}{2} \cdot 3,30 = 1,65 \text{ m}$   
boven K-K, dus 3,51 m boven onderzijde

Voor de stabiliteit moet gelden : Metacentrum boven Zwaartepunt G. Als ook het drukkingspunt B boven G ligt, kan het element nooit omslaan.

Hieronder worden een aantal dwarsdoorsneden bekeken en gecontroleerd op stabiliteit. Er wordt alleen gekeken naar de drijvende fase. In de afgezonken, uiteindelijke, toestand zal B hoger liggen. Aangezien de afstand BM constant is, zal M zeker hoger boven G liggen dan in de drijvende fase.

Doorsnede door het zwaartepunt G van de langdoorsnede:

(zie fig. 80 op blz. 211)



Diepteligging =

$$T + \frac{(15,2-10,51)}{40} * T =$$

$$2,87 + 0,12 * 0,43 = 2,92 \text{ m}$$

$$B \text{ op halve diepgang} = \frac{1}{2} * 2,92 = 1,46 \text{ m}$$

B ligt dus 0,08 m onder G

Fig. 82-A : maten in m

$$I_{\text{waterlijn}} = \frac{1}{12} * b * h^3 = \frac{1}{12} * 80 * (9,3)^3 = 5362,38 \text{ m}^4$$

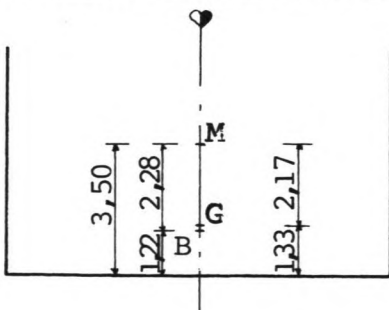
$$V_{\text{ow}} = 2351,28 \text{ m}^3$$

$$\frac{I}{V} = BM = \frac{5362,38}{2351,28} = 2,28 \text{ m}$$

Dus afstand MG = 2,20 m. Aangezien op binnenwateren en aan de kust als stabiliteitseis vaak wordt aangehouden :

MG = 0,5 à 1,0 m, is de tunnel in deze dwarsdoorsnede zeker stabiel.

Doorsnede uiterst links (uiteinde van open bak) :



G op z = 1,333 m (tabel 13, blz.209)

B op z = 1,22 m

$$\left. \begin{array}{l} I = 5362,38 \text{ m}^4 \\ V = 2351,28 \text{ m}^4 \end{array} \right\} \Rightarrow BM = 2,28 \text{ m}$$

Dus GM = 2,17 m, ruim voldoende

Fig. 82-B : maten in m

Doorsnede uiterst rechts (uiteinde gesloten koker) :

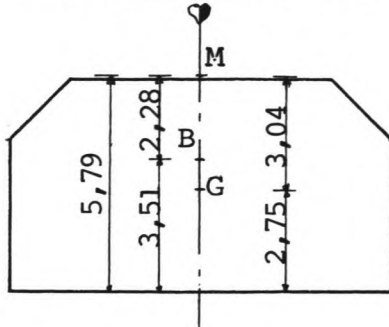


Fig. 82-C : maten in m

G op 2,747 m vanaf onderzijde ( $z = 0,89$  m , zie tabel 14 op blz.210)  
B op 3,51 m boven onderzijde ( $z = 1,65$ m)  
BM = 2,28 m

Dus : GM = 3,04 m , dit is voldoende  
B ligt boven G ! Dus altijd stabiel !

Doorsnede op de knik C-C :

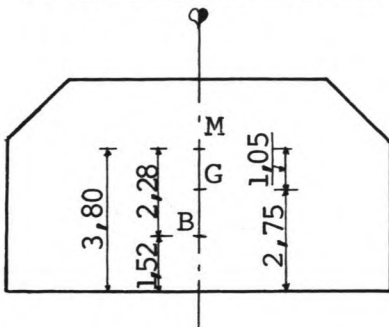


Fig. 82-D : maten in m

G op  $z = 2,747$  m vanaf de onderzijde  
B op halve diepgang :

$$\frac{1}{2} \times 3,03 = 1,52 \text{ m}$$

BM = 2,28 m , dus M op  $z = 3,80$  m

Dan ligt M 1,05 m boven G, wat zeker voldoende is.

De doorsnede C-C blijkt het ongunstigste te zijn. Maar ook voor deze doorsnede is voldaan aan de stabiliteitseis. Geconcludeerd kan worden dat de tunnel in stabiel evenwicht verkeert.

Dit kan nog wel enigzins verslechteren door de afzinkuitrusting maar bij een verstandig aanbrengen hiervan zal de stabiliteit verzekerd kunnen blijven.

VI.3.3. Belastingen, oplegreacties, momenten en spanningen

De drijvende fase zal voor deze waarden niet maatgevend zijn. In de uiteindelijke toestand zijn er drie belangrijke situaties te onderscheiden :

Normale toestand :  
•waterstand NAP -0,40 m  
•trams kunnen wel of niet aanwezig zijn

Eisen :  
•voldoende veiligheid tegen opdrijven  
•waterdicht (scheuren)  
•dynamische belasting door trams mag geen resonantie teweegbrengen

- Extreem hoge waterstand : • NAP +1,50 m  
• tramverkeer niet meer mogelijk
- Eisen : • tunnel mag niet opdrijven  
• waterdichtheid gegarandeerd  
• eventueel moet fundering op trek kunnen worden belast
- Extreem lage waterstand : • NAP -0,80 m  
• tramverkeer gaat gewoon door
- Eisen : • geen grote zakkingsen  
• geen scheuren (waterdicht)  
• doorbuiging niet zo groot dat tunnel op funderingsplaat gaat rusten  
• geen resonantie

Voor het opdrijven zal de extreem hoge waterstand maatgevend zijn. Voor de neerwaartse belasting zal de extreem lage waterstand maatgevend zijn, en voor resonantie zal waarschijnlijk de normale waterstand maatgevend zijn. Of een iets hogere omdat de tunnel dan weinig "weegt" door opwaartse waterdruk. Voor deze resonantie zullen de eigenfrequenties van de tunnel bij verschillende waterhoogten berekend moeten worden. Deze eigenfrequenties mogen niet in de buurt liggen van die van de opgelegde belasting door het rijden met trams. Dit onderzoek wordt hier niet uitgevoerd. Bij realisatie van de tunnel zal hier zeker naar gekeken worden.

Berekening van vereist eigen gewicht :

In eerste instantie wordt ervan uitgegaan dat alleen het eigen gewicht van de tunnel inclusief alle installaties, voldoende moet zijn om opdrijven te voorkomen. De funderingspalen (en de verbinding palen-tunnel) hoeven dan dus geen trek op te nemen.

Bij extreem hoge waterstand moet de veiligheid tegen opdrijven groter dan 1 zijn : stel 1,05 (5%) t.o.v. water met een volumieke massa  $\rho_w = 1000 \text{ kg/m}^3$  (dus geen zout water). De veiligheidsfactor kan hier lager dan de gebruikelijke 1,1 à 1,2 zijn omdat de extreem hoge waterstand slechts zeer zelden zal optreden. In de normale toestand zal met hetzelfde gewicht dan een veel hogere factor aanwezig zijn : 1,7 à 1,8 .

Het open-bak gedeelte zit bij maximale waterstand 5,00 m onder water. De opdrijvende kracht is dan:

$$F_{op} = 5,00 * 9,300 * 10,0 = 465,0 \text{ kN/m tunnel}$$

De neerwaartse belasting moet dan zijn :

$$F_{neer} = 1,05 * F_{op} = 1,05 * 465,0 = \underline{488,3} \text{ kN/m tunnel}$$

Stel dat door rails en andere tunnelinstallaties (zie § IV.1.)  $0,45 * 10^3 \text{ kg/m} = 4,5 \text{ kN/m}$  aanwezig is, dan moet door constructie- en ballastbeton nog aanwezig zijn : ca. 484 kN/m tunnel .

Over de hele open-bak lengte is  $8,70 \text{ m}^2$  constructiebeton aanwezig. Dit komt overeen met  $8,70 * 1 * 24,2 = 210,5 \text{ kN/m}$ . Door ballastbeton moet er dus nog bijkomen : 273,5 kN/m . Bij een  $\gamma_b = 22,5 \text{ kN/m}^3$  betekent dit  $12,16 \text{ m}^2/\text{m}$  ballast gemiddeld over de gehele lengte.

Als de tunnel inwendig ca. 8 m breed is, moet er dus ongeveer een 1,5 m dikke laag ballastbeton worden aangebracht. In het zuidelijkste punt is voor ballast een hoogte van 3,36 m beschikbaar. Doordat het spoor onder een helling loopt en de open-bak bodem niet, is in de knik C-C slechts 0,05 m hoogte (uitvlaklaagje) plus looppaden beschikbaar. Gemiddeld is er ruim meer dan 1,5 m hoogte aanwezig.

De gesloten koker zal bijna overal geheel onder water zitten:  $F_{op} = \text{dwarsoppervlak} * \gamma_w = 49,40 * 10 = 494,0 \text{ kN/m}$  . De neerwaartse kracht moet voor dit stuk dus zijn :

$$F_{neer} = 1,05 * 494,0 = \underline{518,7} \text{ kN/m tunnel} .$$

Door rails en installaties is  $4,5 \text{ kN/m}$  , en door constructiebeton is  $15,69 * 24,2 = 379,7 \text{ kN/m}$  aanwezig. Door ballast zal er nog  $134,5 \text{ kN/m}$  bij moeten komen. Dit komt overeen met een dwarsoppervlak van  $134,5/22,5 = 6,0 \text{ m}^2/\text{m}$  als de beton boven water aangebracht kan worden.

Hiervoor is in de tunnel onvoldoende plaats ( $1,15 \text{ m}^2$  in uitvlaklaag en onder looppad), maar op de tunnel des te meer.

In de tunnel kan worden geplaatst :

$$1,15 * 22,5 = 25,9 \text{ kN/m}$$

Op de tunnel moet nog worden geplaatst :

$$134,5 - 25,9 = 108,6 \text{ kN/m}$$

Dit komt overeen met : (ook ballast geheel onder water)

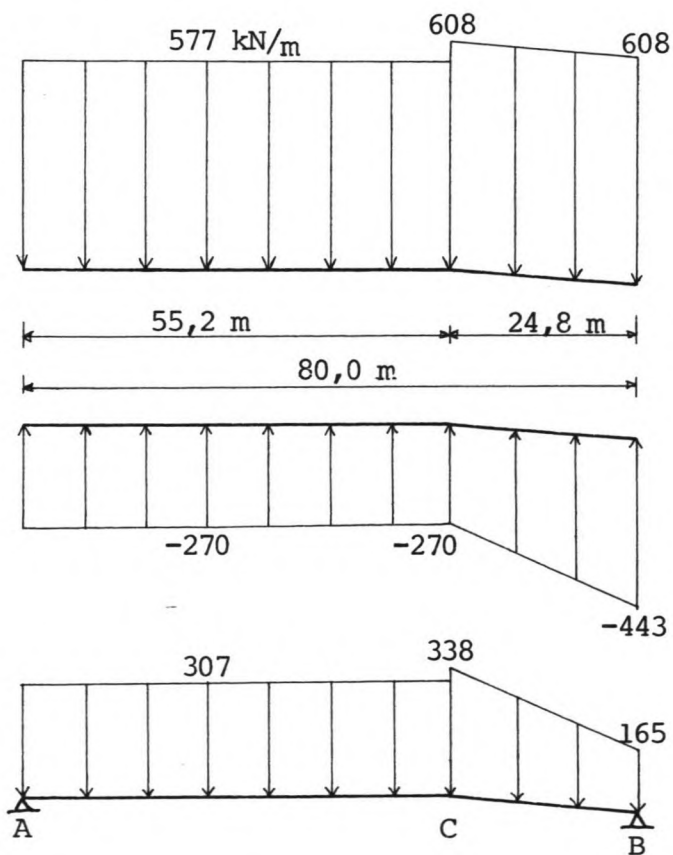
$$\frac{108,6}{\gamma_b - \gamma_w} = \frac{108,6}{12,5} = 8,7 \text{ m}^2/\text{m tunnel} .$$

NB : blz. 219 ontbreekt !

Als eerst de schuine bovenhoeken (2,40 m<sup>2</sup>) met ballastbeton worden opgevuld, dan resteert nog een ca. 0,7 m dikke laag over de 9,3 m tunnelbreedte. Hiervoor is voldoende ruimte beschikbaar. Op dit tracé-traject zijn er geen eisen voor de vaardiepte.

Uitgaande van het hiervoor berekende eigen gewicht wordt nu de situatie bij extreem lage waterstand bekeken. Dan treedt de maximale neerwaartse belasting op. Deze wordt nog vergroot door in de tunnel aanwezige trams : (zie § IV.1.) maximaal met 89 kN/m .

Maximaal neerwaartse last (tunnel + 2 trams) :



Neerwaartse kracht door eigen gewicht van beton, installaties en twee trams.

Dit op basis van het gegeven dat ook bij maximale waterstand geen trek op de fundering mag worden uitgeoefend

Opwaartse waterdruk bij de laagste waterstand NAP -0,80 m

Rechts zit de tunnel dieper onder water dan in het overige stuk

Totale, resulterende neerwaartse-richte belasting

Fig. 83 : Bepaling van de maximale neerwaartse belasting op de tunnel die zo zwaar is dat ook bij maximale waterstand nog geen trek op de fundering wordt uitgeoefend. Belasting in kN/m tunnel .

Aangenomen wordt dat een gemiddelde last van 307 kN/m een ongeveer even groot buigend moment zal geven als de hierboven geschetste resulterende last. Dit moment is maximaal :



*grote overspanning van 206  
constructie!*

$$\underline{M_{\max}} = 1/8 \cdot q \cdot l^2 = 1/8 * 307 * 80^2 = \underline{245,6 * 10^3 \text{ kNm}}$$

Dit maximale moment zal optreden ergens op het stuk waar de open-bak aanwezig is. Voor het bepalen van de spanningen moet dus gerekend worden met de weerstandsmomenten van deze open-bak (zie tabel 13 op blz. 209) :

$$\underline{\sigma'_{\text{boven}}} = \frac{M_{\max}}{W_{\text{boven}}} = \frac{245,6 * 10^3}{5,179} = 47,4 * 10^3 \text{ kN/m}^2 = \frac{47,2 \text{ N/mm}^2}{(\text{druk})}$$

$$\underline{\sigma_{\text{onder}}} = \frac{M_{\max}}{W_{\text{onder}}} = \frac{245,6 * 10^3}{16,964} = 14,48 * 10^3 \text{ kN/m}^2 = \frac{14,5 \text{ N/mm}^2}{(\text{trek})}$$

Deze spanningen zijn te groot voor de betonconstructie. Ook te groot voor werken met voorspanning. Er zal een reductie gerealiseerd moeten worden door òf het eigen gewicht van de tunnel te verminderen òf door de doorsnedegrootheden te verbeteren.

Mogelijkheden tot verlaging van de maximale spanningen :

1. Eigen gewicht van het element verminderen.

Dit kan door er niet meer van uit te gaan dat bij maximale waterstand alleen dit gewicht opdrijven moet voorkomen. Er zijn globaal twee mogelijkheden :

a. Bij hoge waterstand moeten de funderingspalen trek opnemen. De grootte van de toelaatbare trekkracht is afhankelijk van de soort, het aantal en de lengte van de palen èn van de wrijving met de ondergrond.

De trekbelasting kan zich met het stijgen van het water langzaam ontwikkelen. Er is geen sprake van een hoogfrequente cyclische belasting zodat de palen een grote trekkracht zullen kunnen leveren. Waarschijnlijk gaat dit gepaard met enige verticale bewegingen.

Uitgangspunt van de berekening zal zijn dat bij normale waterstand enkel door eigen gewicht, met voldoende veiligheid (1,1 à 1,2), opdrijven wordt tegengegaan.

Pas bij hogere waterstanden (die in principe niet voor komen) wordt de fundering op trek belast.

b. Door te werken met variabele ballast. Bij hoge waterstand is meer ballast nodig dan bij lage. Te veel bal-

last bij lage waterstand zorgt voor grote neerwaartse belasting en grote spanningen. Beter zou het zijn om de hoeveelheid ballastmateriaal aan te passen aan de waterstand buiten de tunnel. Dit kan door het water als ballast te gebruiken. Door sparingen in de tunnelwand moet het water vrij in- en uit de ballasttanks kunnen stromen. De veranderingen in waterniveau buiten de tunnel zullen traag genoeg zijn om het ballastwater gelijk mee te laten stijgen.

2. Vergroten van het weerstandsmoment van de maatgevende doorsnede.

Als bijvoorbeeld het weerstandsmoment van de gesloten koker over de hele lengte zou kunnen worden doorgezet worden de maximale spanningen :

$$\sigma'_{\text{boven}} = \frac{245,6 * 10^3}{26,297} = 9,3 \text{ N/mm}^2 \text{ (druk)}$$

$$\sigma_{\text{onder}} = \frac{245,6 * 10^3}{27,023} = 9,1 \text{ N/mm}^2 \text{ (trek)}$$

Deze spanningen kunnen wèl op gebruikelijke wijze door voorspanningen opgevangen worden. Ter illustratie :

Een normale voorspanning heeft een waarde van 4 à 6 N/mm<sup>2</sup>  
Een grote voorspanning is 6 à 8 N/mm<sup>2</sup> of nog iets hoger.

3. Een combinatie van de hiervoor genoemde mogelijkheden. Waarschijnlijk moet hierin de oplossing worden gezocht zodat een maximale spanningsreductie kan worden verwezenlijkt.

ad 1.a. : Verminderen eigen gewicht; palen op trek belast :

Uitgaande van de eis dat bij normale waterstand de veiligheid tegen opdrijven 1,1 à 1,2 moet zijn, kan het eigen gewicht worden bepaald. Vervolgens kan de trekkracht op de fundering bij maximale waterstand en kunnen de spanningen bij de laagste waterstand worden bepaald.

In punt A en C (zie fig. 84 op blz.223) is de waterdruk op de tunnel : Waterhoogte \* Breedte \*  $\gamma_w = 3,30 * 9,3 * 10 = 306,9 \text{ kN/m}$  . Dit geldt voor normaal peil NAP -0,40 m.

In punt B geldt : Waterdruk = 5,16 \* 9,3 \* 10 = 479,8 kN/m .

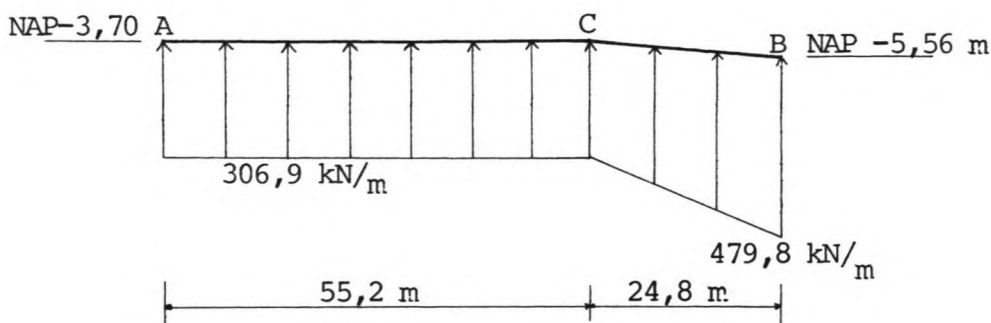


Fig. 84-A : Opwaartse waterdrukken op de tunnel bij normale waterstand NAP -0,40 m .

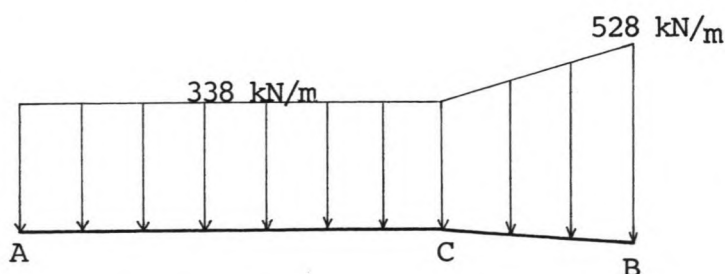
Het gedeelte AC moet een eigen gewicht hebben van :

$$1,1 \text{ à } 1,2 * 306,9 = 338 \text{ à } 368 \text{ kN/m}$$

Het gedeelte CB moet een gemiddeld eigen gewicht hebben van :

$$1,1 \text{ à } 1,2 * \left( \frac{306,9 + 479,8}{2} \right) = 433 \text{ à } 472 \text{ kN/m}$$

De eigen-gewichts verdeling wordt als volgt gekozen:

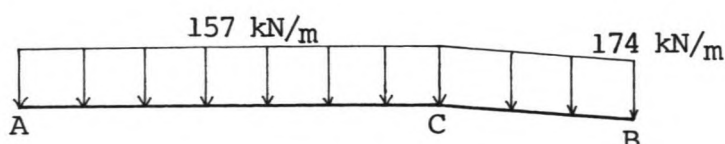


Boven punt B bevindt zich evenredig met de diepte meer ballast dan boven C

Gemiddeld is over CB 433 kN/m eigen gewicht aanwezig

Fig. 84-B : Eigengewichtsverdeling in kN/m uitgaande van een veiligheid 1,1 tegen opdrijven bij normaal peil.

Uitgaande van deze gewichtsverdeling is er bij de laagste waterstand de volgende resulterendelast aanwezig:



NB : Door twee trams is 89 kN/m aanwezig.

Minimale waterstand is NAP -0,80 m

Fig. 84-C : Maximale neerwaartse last op de tunnel met eigen gewicht als in fig. 84-B. Vergelijk dit met fig. 83 op blz. 220 , ook voor de opwaartse waterdruk.

Aangenomen wordt dat een gelijkmatig over de hele lengte verdeelde last van  $q = 160 \text{ kN/m}$  eenzelfde maximaal moment geeft als de hierboven geschetste lastverdeling.

$$\underline{M_{\max}} = 1/8 * q * l^2 = 1/8 * 160 * 80^3 = \underline{128,0 * 10^3 \text{ kNm}}$$

De bijbehorende (maximale) spanningen zijn :

$$\sigma'_{\text{boven}} = \frac{128,0 * 10^3}{5,179} = 24,7 \text{ N/mm}^2 \text{ (druk)}$$

$$\sigma_{\text{onder}} = \frac{128,0 * 10^3}{16,964} = 7,5 \text{ N/mm}^2 \text{ (trek)}$$

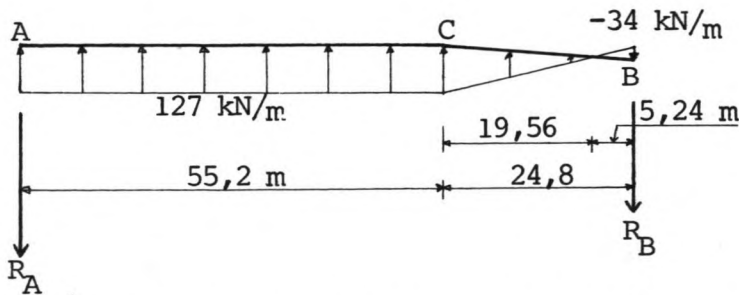
Het is mogelijk om hier met voorspannen te werken.

Bij de laagste waterstand (fig. 84-C) kunnen op basis van momenten- en dwarskrachtenevenwicht de oplegreacties in A en B worden bepaald :

$$\underline{R_A} = \underline{6302 \text{ kN}} \text{ (druk)}$$

$$\underline{R_B} = \underline{6469 \text{ kN}} \text{ (druk)}$$

Bij maximale waterstand en eigen-gewichtsverdeling van fig. 84-B wordt een trekkracht op de fundering uitgeoefend :



Zie blz. 218 voor de opwaartse waterdrukken bij maximale waterstand.

Fig. 84-D : Resulterende opwaartse kracht op de tunnel met eigen gewicht volgens fig. 84-B bij maximale waterstand NAP +1,50 m .

Op basis van deze lastverdeling volgt voor de oplegreacties :

$$\underline{R_A} = \underline{4874 \text{ kN}} \text{ (trek)}$$

$$\underline{R_B} = \underline{3290 \text{ kN}} \text{ (trek)}$$

Als een veiligheid tegen opdrijven van 1,05 aanwezig moet zijn, moeten de opleggingen kunnen leveren :

$$R_A = 5118 \text{ kN} \text{ (trek)}$$

$$R_B = 3455 \text{ kN} \text{ (trek)}$$

Er zal nader onderzocht moeten worden of dit geleverd kan worden (zie § VI.3.4.).

Het opbuigende moment is in dit geval ca.:

$$M_{Op} = 1/8 * 120 * 80^2 = 64 * 10^3 \text{ kNm.}$$

ad 1.b. : Variabele ballast :

Als uitgegaan wordt van de langsdoorsnede van fig. 80 op blz. 211 en de dwarsdoorsnedes van fig. 79 (blz. 208), kan op basis van de eigengewichtsverdeling van fig. 84-B (blz. 223) bepaald worden hoeveel ballastbeton bij normale waterstand aanwezig moet zijn. De overblijvende ruimte kan bij hogere waterstanden met ballastwater worden gevuld. De resulterende opwaartse belasting wordt dan kleiner dan die van fig. 84-D op blz. 224.

Open-bak gedeelte :

Eigen gewicht moet zijn :	338 kN/m
Door constructiebeton is aanwezig :	210,6
Door rails en installaties :	4,5

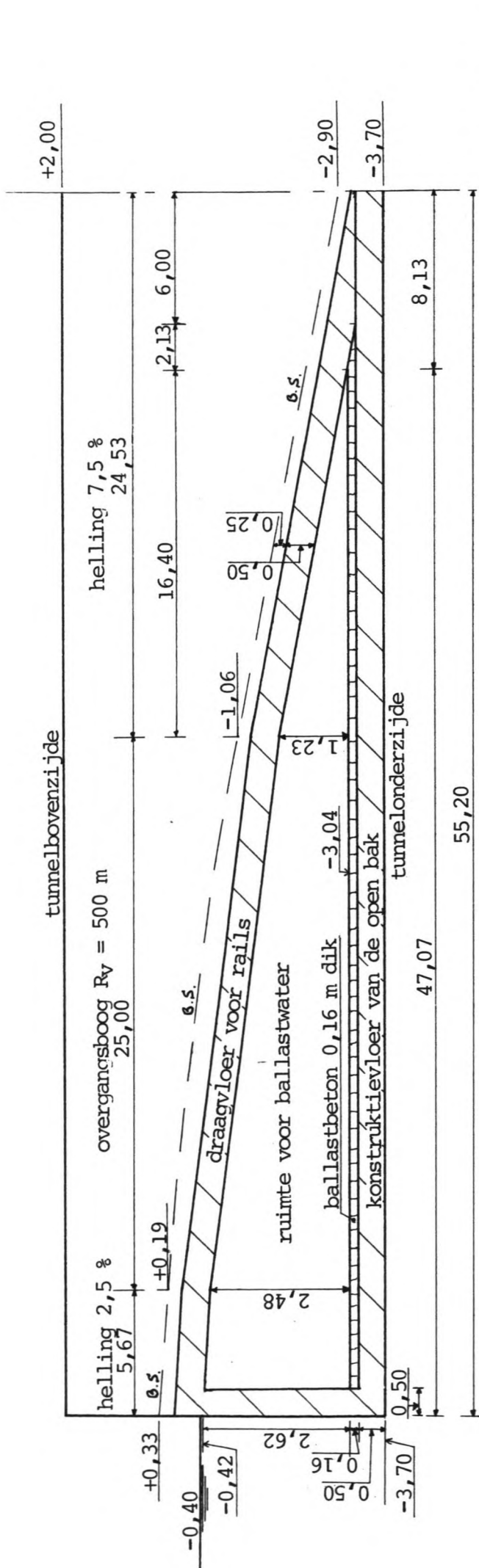
Zodat resteert voor ballastbeton :  $\frac{338 - 210,6 - 4,5}{1} = 123$  kN/m gemiddeld over de open-bak lengte aan te brengen.

Dit komt overeen met een dwarsdoorsnedeoppervlak van  $\frac{123}{22,5} = 5,5$  m<sup>2</sup>/m . (vergelijk met blz. 218 , daar was 12,16 m<sup>2</sup>/m nodig).

Er is onder het spoor voldoende ruimte hiervoor beschikbaar. Als onder het spoor een ruimte gecreëerd moet worden voor ballastwater, dan kan dit bijvoorbeeld door het spoor op een 0,5 m dikke vloer te leggen. Daaronder zit dan een holle ruimte voor ballastwater. De constructiehoogte van rails met vloer is in dat geval 750 mm (zie fig. 78 op blz.206).

Er zijn als ondersteuningsconstructie verschillende mogelijkheden voorhanden. Bijvoorbeeld : doorgaande betonplaat; balkrooster met balken onder de rails; geprefabriceerde elementen op kolommen of balken. De draagconstructie is niet zo van belang voor het principe van variabele ballast, daarom wordt er hier niet verder op in gegaan. Een mogelijke langsdoorsnede van het tunnelelement met ballasttanks is getekend in figuur 85 op blz. 226.

Uit deze figuur volgt dat in het open-bak gedeelte van de tunnel een watervolume van ca.557 m<sup>3</sup> kan worden geborgen. Dit volume zit geheel onder het normale waterpeil NAP -0,40 m. Als het buitenwater na een calamiteuze hoge waterstand weer gaat dalen, zal het ballastwater niet vrij kunnen uitstromen.



Totaal benodigd eigen gewicht :  $338 \times 55,2 = 18658 \text{ kN}$

Aanwezig :

Door konstruktiebeton, rails en installaties :  $215 \times 55,2 = 11868 \text{ kN}$

Door extra draagvloer :  $\gamma_{\text{beton}} \times \text{hoogte} \times \text{breedte} \times \text{lengte} = 24,2 \times 0,5 \times 8,1 \times 55,2 = 5410 \text{ kN}$

Resteert voor ballastbeton :  $18658 - 11868 - 5410 = 1380 \text{ kN} \approx 22,5 \text{ kN/m}^3$ , dus  $61,33 \text{ m}^3$

over een breedte van ca. 8 m betekent dit in de langsdoorsnede een oppervlak van ca.  $7,7 \text{ m}^2$  het ballastbeton wordt in een 0,16 m dikke laag aangebracht.

De ruimte die dan nog overblijft voor ballastwater is ongeveer gelijk aan :

$$\begin{aligned} \text{Waterinhoud} &= 8 \times \left\{ \frac{1}{2} \times 1,23 \times 16,40 + 1,23 \times 25,00 + \frac{1}{2} \times (2,48 - 1,23) \times 25,00 + 2,48 \times 5,17 + \frac{1}{2} \times (2,62 - 2,48) \times 5,17 \right\} \\ &= 8 \times 69,64 = \underline{557 \text{ m}^3} \end{aligned}$$

Fig. 85 : Langsdoorsnede over het open-bak gedeelte van het zuidelijke opritelement met rails op draagvloer en daaronder de waterballastruimte.

Maten in meters, dieptes in meters t.o.v. NAP .

NB : De horizontale schaal is groter dan de verticale schaal !

N.B. : De extra vloer onder de rails kan pas na het drijvend transport worden aangebracht. Zo blijft het gewicht in die fase klein en de speling tussen tunnel en oude funderingsplaat groot genoeg.

Gesloten-koker gedeelte :

Eigen gewicht moet zijn :	van 338 tot 528 kN/m	(fig. 84-B blz. 223 )
Aanwezig : Constructiebeton :	369 kN/m	
Rails + installaties :	4,5	
Uitvlaklaag + looppad :	25,9	
	<u>          +</u>	
	399 kN/m	

Het ballastbeton zal ongelijkmatig verdeeld moeten worden aangebracht. In schemavorm :

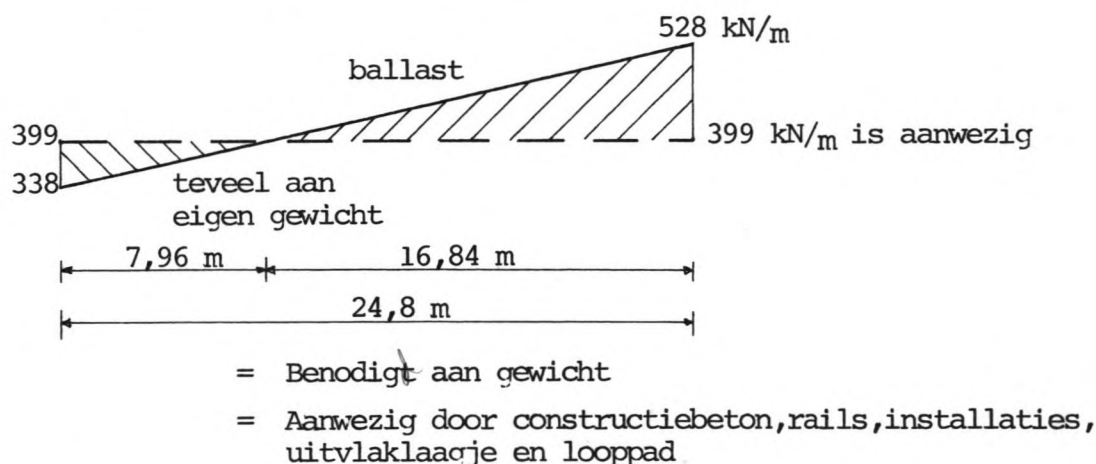


Fig. 86 : Overzicht van het teveel en te weinig aanwezige gewicht van het gesloten-koker gedeelte.

In totaal is nodig :  $\frac{338 + 528}{2} \times 24,8 = 10738 \text{ kN}$

Aanwezig is :  $399 \times 24,8 = 9895 \text{ kN}$

In totaal is dus  $10738 - 9895 = 843 \text{ kN}$  aan ballast nodig. Dit komt overeen met  $37,5 \text{ m}^3$  ballastbeton met  $\gamma_b = 22,5 \text{ kN/m}^3$ . Deze beton kan op het dak van het rechter gedeelte worden aangebracht. Bij normale waterstand is dit boven water. De gewichtsverdeling wordt dan : zie fig. 87-A op blz. 228. Uitgaande van deze nauwkeuriger eigen-gewichts berekening kan nu de belastingverdeling bij maximale en minimale waterstand geschetst worden. Nog steeds met variabele ballast !

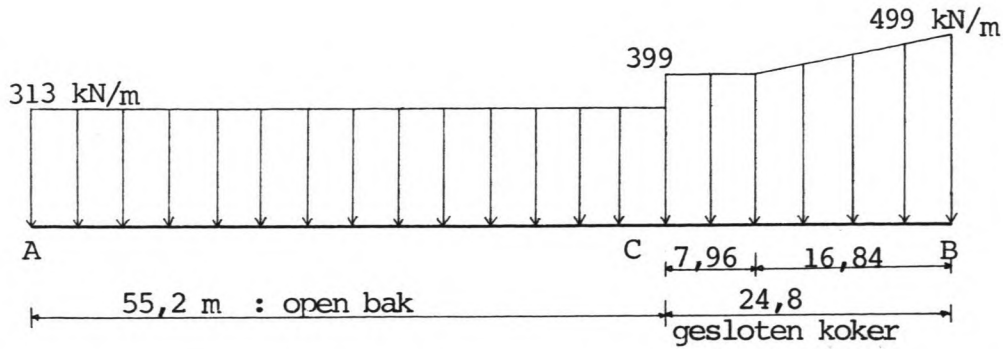


Fig. 87-A : Eigen-gewichts-verdeling. Zonder ballastwater en trams, met ballastbeton, rails en installaties. Gewicht in kN/m, maten in m.

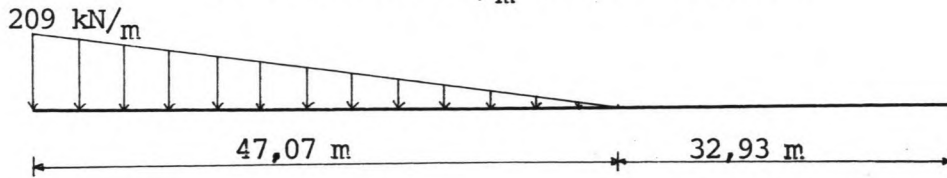


Fig. 87-B : Dit gewicht kan er maximaal aan ballastwater bijkomen. Door twee trams kan er overigens nog 89 kN/m bijkomen.

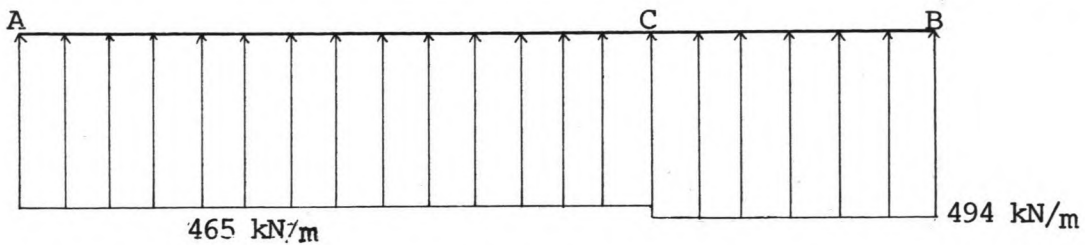
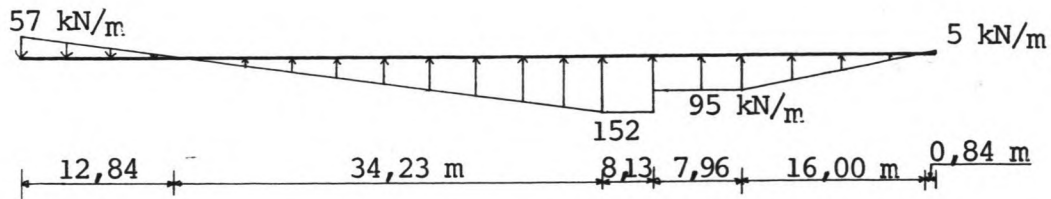


Fig. 87-C : Opwaartse waterdruk bij maximale waterstand NAP +1,50 m.



vergelijk met fig.84-D op blz. 224

Fig. 87-D : Resulterende belasting op de tunnel bij waterpeil NAP +1,50 m. Met waterballast en zonder trams.

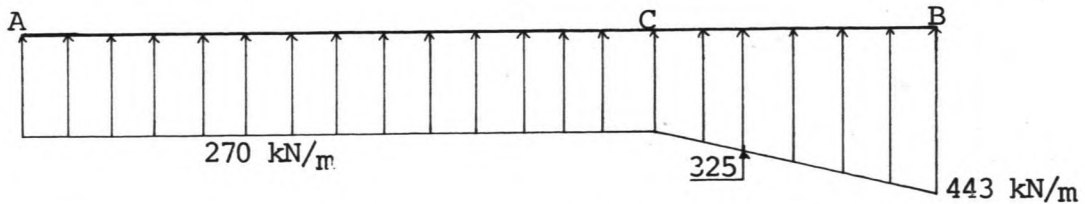
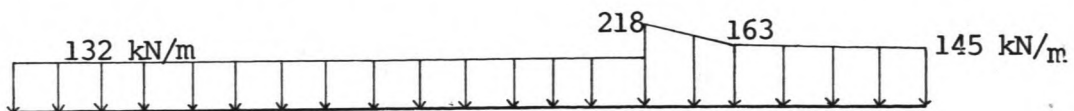


Fig. 87-E : Opwaartse waterdruk bij minimale waterstand NAP -0,80 m.



vergelijk met fig. 84-B op blz.223.

Fig. 87-F : Resulterende belasting op de tunnel bij waterpeil NAP -0,80 m. Zonder waterballast en met trams



Bij maximale waterstand : (fig. 87-D)

De trekkrachten die door de opleggingen in A en B geleverd moeten worden volgen uit het momentenevenwicht en het krachtenevenwicht :

$$\sum M_{\text{om. A}} = 0 : +\frac{1}{2} \cdot 57 \cdot 12,84 \cdot 4,28 - \frac{1}{2} \cdot 152 \cdot 34,23 \cdot 35,66 - 152 \cdot 8,13 \cdot 51,14 + \\ -95 \cdot 7,96 \cdot 59,18 - \frac{1}{2} \cdot 95 \cdot 16,00 \cdot 68,49 + \frac{1}{2} \cdot 5 \cdot 0,84 \cdot 79,72 + \\ + R_B \cdot 80,00 = 0 \quad , \quad \text{dus :}$$

$$R_B = \underline{3138 \text{ kN}} \quad (\text{neerwaarts})$$

$$\sum F_{\text{vert}} = 0 : R_A + \frac{1}{2} \cdot 57 \cdot 12,84 - \frac{1}{2} \cdot 152 \cdot 34,23 - 152 \cdot 8,13 - 95 \cdot 7,96 + \\ -\frac{1}{2} \cdot 95 \cdot 16,00 + \frac{1}{2} \cdot 5 \cdot 0,84 + R_B = 0 \quad , \quad \text{dus :}$$

$$R_B = \underline{2580 \text{ kN}} \quad (\text{neerwaarts})$$

Als deze waarden worden vergeleken met die op blz. 224, is het duidelijk dat het ballasten met water een aanzienlijke reductie (factor 1,3 à 1,6) oplevert.

Het is waarschijnlijk wel mogelijk deze trekkrachten te leveren. Hierop wordt in § VI.3.4. terug gekomen.

Het maximale (opbuigende) moment zal ongeveer gelijk zijn aan  $M_{\text{max}} = 1/8 * q_{\text{gem.}} * l^2 = 1/8 * 125 * 80^2 = 100 * 10^3 \text{ kNm}$

Dit moment treedt op in het openbakgedeelte en geeft de volgende buigspanningen :

$$\sigma'_{\text{onder}} = \frac{M}{W_{\text{onder}}} = \underline{5,9 \text{ N/mm}^2} \quad (\text{druk})$$

$$\sigma_{\text{boven}} = \frac{M}{W_{\text{boven}}} = \underline{19,31 \text{ N/mm}^2} \quad (\text{trek})$$

Scheuren in het beton aan de bovenzijde zijn in principe niet zo erg omdat de wand hier niet absoluut waterdicht hoeft te zijn. Een hoge waterstand komt niet of zeer zelden voor. Bij lagere waterstand zullen de ontstane scheuren aan de bovenzijde weer dichtgedrukt worden.

De trekspanning zal door gewone wapening opgenomen moeten worden. Onderzocht zal moeten worden of de wapening voldoende tegen corrosie is beschermd.

Het is aantrekkelijk de hoge trekspanning te reduceren. Een vergroting van het weerstandsmoment van de dwarsdoorsnede kan hiervoor zorgen. (Zie ad.2. op blz.230).

Bij minimale waterstand : (fig. 87-F op blz. 228)

De drukkrachten die door de opleggingen in A en B geleverd moeten worden volgen weer uit het momenten- en krachten-evenwicht :

$$\sum M_{\text{om A}} = 0 : +132 \cdot 55,2 \cdot 27,6 + 163 \cdot 7,96 \cdot 59,18 + \frac{1}{2} \cdot (218 - 163) \cdot 7,96 \cdot 57,85 + 145 \cdot 16,84 \cdot 71,58 + \frac{1}{2} \cdot (163 - 145) \cdot 16,84 \cdot 68,77 - R_B \cdot 80,00 =$$

$$\text{dus : } \underline{R_B = 5947 \text{ kN (opwaarts)}}$$

$$\sum F_{\text{vert}} = 0 : R_A - 132 \cdot 55,2 - \frac{218}{2} \cdot 7,96 - \frac{163}{2} \cdot 145 \cdot 16,84 + R_B = 0$$

$$\text{dus : } \underline{R_A = 5449 \text{ kN (opwaarts)}}$$

In § VI.3.4. wordt bekeken welke funderingsconstructie hiervoor nodig is.

Het maximale, neerbuigende moment zal ongeveer gelijk zijn aan  $M_{\text{max}} = 1/8 * q_{\text{gem}} * l^2 = 1/8 * 145 * 80^2 = 116 * 10^3 \text{ kNm}$   
Ook dit moment zal optreden in het open-bak gedeelte. De volgende buigspanningen zijn het gevolg :

$$\sigma_{\text{onder}} = \frac{M}{W_{\text{onder}}} = 6,9 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{trek})$$

$$\sigma'_{\text{boven}} = \frac{M}{W_{\text{boven}}} = 22,4 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{druk})$$

Vergelijk deze spanningen met die van blz. 221. Het is duidelijk dat een aanzienlijke reductie (factor 2,1) is gerealiseerd.

Doordat met variabele ballast wordt gewerkt, worden dus behoorlijke reducties van buigspanningen en oplegreacties bewerkstelligd. Hier staat tegenover dat een duur, ingewikkeld, onderhoudsgevoelig pompsysteem moet worden geïnstalleerd. Wellicht is het beter toevlucht te zoeken in òf een funderingsconstructie die meer trek kan opnemen, òf een zwaardere tunnel met grotere weerstandsmomenten.

ad 2. : Verbeteren van weerstandsmoment van dwarsdoorsnede :

Door ook van de U-vormige open-bak een gesloten koker te maken, wordt het tunnelelement veel stijver. Weliswaar wordt het eigen gewicht en dus de neerwaartse belasting iets groter, maar door het veel grotere weerstandsmoment zullen de

optredende spanningen toch veel lager zijn.

Er wordt rekening gehouden met het feit dat er voldoende vrije hoogte voor de tram met bovenleiding aanwezig moet zijn. De kleinste hoogte tussen B.S. en onderzijde van een brug komt helemaal in het zuiden voor en is ca. 4,60 m. (zie fig. 75-B op blz. 189). Meer noordwaarts wordt deze ruimte steeds groter. Het buigend moment in het element zal ter plaatse van de kleinste vrije hoogte gering zijn omdat dit punt vlak bij de oplegging A zit. Vermoedelijk is het weerstandsmoment van de open-bak op die plaats voldoende. De gesloten koker hoeft dus niet helemaal tot aan het zuidoostelijke doortelopen. Dit is i.v.m. de kleine beschikbare hoogte waarschijnlijk ook niet mogelijk.

Aangezien er tóch een afdekking boven de open-bak gemaakt moet worden teneinde te voorkomen dat neerslagwater de tunnel instroomt, is het ook esthetisch aanvaardbaar de gesloten koker door te zetten. Het is esthetisch gezien juist aardig om te laten zien dat de koker onder water verdwijnt. Omdat het element drijvend (en hoog liggend) moet worden ingevaren, zal het vermoedelijk niet mogelijk zijn de koker kant en klaar uit het bouwdok aan te voeren. Een gedeelte van zijwanden en dak zullen pas na het afzinken kunnen worden afgebouwd. Dit gebeurt onder de sporen en dus in een lage werkruimte. Dit is kostbaar en dus een nadeel van deze methode.

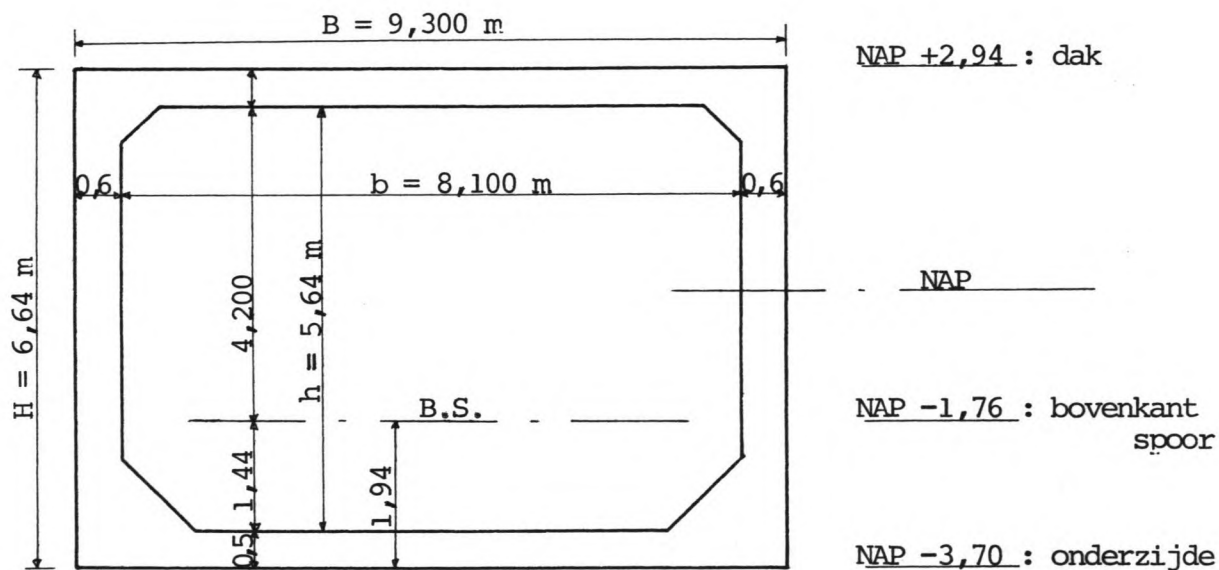
Hier wordt niet bepaald welke doorsnede precies nodig is, en welk deel al in het bouwdok kan worden gebouwd. Hieronder wordt met behulp van een eenvoudige kokerdoorsnede aangetoond, dat de materiaalspanningen veel lager worden dan bij de open-bak constructie.

Er wordt uitgegaan van een verbeterde doorsnede van fig. 79 op blz. 208. Deze doorsnede wordt verhoogd en van een dak voorzien. De vrije hoogte tussen B.S. en dak is 4,200 m. De dakdikte wordt geschat op 0,5 m. (N.B.: Hiervoor is in het zuiden inderdaad onvoldoende ruimte beschikbaar). De hoogte van de zo verkregen rechthoekige koker wordt naar het zuiden toe steeds groter omdat de onderzijde op NAP

-3,70 m blijft en het spoor steeds hoger komt te liggen (en dus ook het dak).

Als er vanuit gegaan wordt dat de maximale momenten (opbuigend of neerbuigend) in het midden van de overspanning optreden, dan is het weerstandsmoment op die plaats van belang. Het kan zijn dat in een doorsnede iets meer naar het zuiden of noorden nog wat grotere buigspanningen voorkomen. Voor een eerste benadering is beschouwing van de middendoorsnede evenwel voldoende.

Deze dwarsdoorsnede ziet er als volgt uit :



$$I_{xx} \approx \frac{1}{12} \cdot B \cdot H^3 - \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3 = \frac{1}{12} \cdot \{ 9,300 \cdot (6,64)^3 - 8,100 \cdot (5,64)^3 \} =$$

$$= 106 \text{ m}^4$$

$$W_{\text{onder}} \approx W_{\text{boven}} = \frac{I_{xx}}{\frac{1}{2} \cdot H} = 32 \text{ m}^3$$

Fig. 88 : Dwarsdoorsnede met groter weerstandsmoment. Dit is de doorsnede op halve overspanning. Meer zuidelijk wordt zij iets hoger en meer noordelijk wordt zij lager. Maten in m. Vergelijk met figuur 79 op blz. 208 .

Uitgaande van de eis dat de tunnel ook bij maximale waterstand door eigen gewicht niet opdrijft (geen trek in opleggingen, geen waterballast) is op blz. 221 een maximaal neerbuigend moment  $M_{\text{max}} = 245 \cdot 10^3 \text{ kNm}$  berekend. Als nu de hierboven geschetste doorsnede wordt toegepast, treden de

volgende buigspanningen op :

$$\sigma_{\text{onder}} = \sigma'_{\text{boven}} = \frac{M}{W} = \frac{245}{32} = 7,6 \text{ N/mm}^2 \text{ (onder trek; boven druk)}$$

Een duidelijke vermindering t.o.v. de spanningen van blz. 221, 224, 229 en 230.

De hier optredende trekspanning is goed tot nul te reduceren door met voorspanning te werken.

Als wèl trek in de opleggingen wordt toegelaten, wordt het maximaal neerbuigende moment  $128 \times 10^3$  kNm (blz. 223). De daarbij horende spanningen zijn ca.  $4 \text{ N/mm}^2$  (trek aan onderzijde). Het maximale opbuigende moment (hoogste waterstand) is in dat geval ca.  $64 \times 10^3$  kNm (blz. 224). Daar horen buigspanningen van ca.  $2 \text{ N/mm}^2$  bij (trek aan bovenzijde).

### ad.3. : Combinatie van de mogelijkheden :

Het is duidelijk dat een vergroting van het weerstandsmoment van de tunnelliger een sterke vermindering van de buig-spanningen teweegbrengt. Dit moet dan ook in ieder geval worden toegepast. Wel moet dan een gedeelte van de kokerligger pas nã afzinken worden afgebouwd (duur).

Het toelaten van trekkrachten op de funderingsconstructie zorgt voor een reductie van de drukkrachten op die zelfde fundering. (Trek bij de hoogste- en druk bij lagere waterstanden). Een optimalisatieberekening zal moeten uitwijzen welke combinatie van trek en druk de goedkoopste oplossing geeft. In deze studie wordt slechts bepaald welke combinatie van trek en druk bij een bepaald soort palen voor de hand ligt (zie § VI.3.4.).

Een systeem dat met variabele waterballast werkt geeft voornamelijk een kleinere trekkracht op de fundering bij de hoogste waterstanden. Waarschijnlijk weegt dit voordeel niet op tegen de nadelen van een kostbaar en onderhoudsgevoelig pomp-systeem. Dit systeem is nodig omdat het ballastwater niet vrij kan uitstromen. Er kãn wel een tunnel ontworpen worden waar speciale ballasttanks in zitten waar het water wèl vrij in- en uit kan stromen. Dit wordt evenwel

een nogal ingewikkelde en daardoor dure constructie.

Conclusies :

- \* Er wordt niet gekozen voor een systeem met variabele ballast.
- \* Een optimalisatieberekening moet uitwijzen welke combinatie van trek en druk op de fundering de meest economische oplossing geeft.
- \* De gesloten koker wordt zo ver mogelijk doorgezet. Een groot gedeelte hiervan kan pas na het afzinken worden afgebouwd.

VI.3.4. De funderingsconstructie van de zuidelijke oprit

Onder het noordelijke en zuidelijke uiteinde van het speciale tunnelopritelement moet een fundering worden ontworpen. Deze moet kunnen worden aangebracht zonder de bestaande constructies te beïnvloeden. De fundering zal trek- en drukkrachten op moeten kunnen nemen.

Het is niet de bedoeling dat in dit rapport zeer nauwkeurig en tot in detail een fundering wordt ontworpen. Er wordt volstaan met het geven van de waarschijnlijk beste constructie en er wordt aangetoond dat deze de benodigde oplegkrachten kan leveren.

Bij het schrijven van deze paragraaf is veel gebruik gemaakt van de diktaten van de colleges Grondmechanica (lit. 28) en Funderingstechnieken (lit. 29) en van het boek "Moderne funderingstechnieken" (lit. 30).

De lengte van het "onderwaterbrugelement" is zodanig bepaald dat de fundering net naast (ten noorden en tenzuiden) de bestaande bruggen kan worden aangebracht. Er is daardoor voldoende ruimte (hoogte) aanwezig om met een normale heif- of boorstelling funderingspalen aan te brengen. Het gebruik van palen naar de tweede zandlaag (ca. NAP -20 m) is hier vermoedelijk het meest economisch. Daarom wordt in het vervolg slechts over funderingspalen gesproken. Eerst

wordt in 't kort een afweging tussen de beschikbare paal-soorten gemaakt.

Het inheien van een heipaal vlak naast het grote aantal al aanwezige houten palen onder de spoorviaducten kan schade aan deze palen teweegbrengen. Door trillen of opheien zijn verplaatsingen denkbaar. Aangezien de oude fundering zoveel mogelijk moet worden ontzien, wordt niet voor de heipaal gekozen.

De geboorde paal komt ook niet als beste mogelijkheid naar voren. Na het boren van een gat staat dit enige tijd open waardoor ontspanning van de nabijgelegen grond zal optreden. Dit kan van invloed zijn op de oude fundering. Een ander gevolg hiervan is dat de boorpaal een relatief slap last-zettings-gedrag zal vertonen. Ook is de boorpaal in het algemeen duurder dan een geschroefde paal.

De geschroefde, in de grond gevormde paal kan zonder trillingshinder en zonder ontspanning van de grond worden aangebracht. Het stijvere last-zakkings-gedrag is gunstig omdat iedere zakking van de tunnel een aanpassing van de overgang met het tramspoor op het vaste land noodzakelijk maakt. Het is trouwens waarschijnlijk verstandig om een na-stelbare oplegconstructie te installeren. Indien de onderwaterbrug zoveel gaat zakken dat zij de oude funderingsplaat gaat raken, dan kan dan het hele element iets omhoog gebracht worden.

Het aanbrengen van een schroefpaal moet wel zeer vakkundig en nauwkeurig gebeuren omdat anders van de voordelen weinig over blijft.

Resumerend zijn in grote lijnen de nadelen van de :

- heipaal : trillingshinder , eventueel opheien
- boorpaal : ontspanning , slapper gedrag , duurder
- schroefpaal : nauwgezette uitvoering vereist

De keus valt in dit geval op de geschroefde, in de grond gevormde paal. Het is een modern systeem dat in Nederland goed bekend is. Er bestaan vele varianten voor verschillende omstandigheden. De palen zijn verkrijgbaar in diameters van 250 - 600 mm bij elke gewenste lengte. De toelaatbare paal draagvermogens gaan reeds tot 1500 kN. De paal kan ook

als trekpaal worden uitgevoerd. Bij bijvoorbeeld de Fundex paal fungeert dan de boorpunt als anker. De paalvoet wordt voorzien van een wapening die in de paalschacht wordt verankerd. Ook kan een na te spannen staaf worden aangebracht. (Lit. 30 ).

Er kan nog gekozen worden tussen een grond-verdringende en een niet-grond-verdringende schroefpaal. De eerste heeft een wat hogere paalvoetweerstand en mantelwrijving, en is in gedrag vergelijkbaar met een geheide paal. In de hierna volgende berekening wordt van de grond-verdringende paal uitgegaan.

Voor de berekening van het puntdraagvermogen wordt gebruik gemaakt van de methode van Koppejan. Voor de bepaling van de mantelwrijving wordt de steundruk van de grond op de paalschacht als uitgangspunt genomen (blz. 82 van lit. 30). De ervaring leert dat de betonkwaliteit van deze schroefpalen in het algemeen voldoet aan de eisen voor beton B 22,5. Deze zijn o.a. : (lit. 24)

$$\begin{aligned}
 + E_b &= 28000 \text{ N/mm}^2 \text{ (voor onmiddellijk optredende belasting)} \\
 + E'_{\text{kruip},\infty} &= 11667 \text{ N/mm}^2 \text{ (voor } t \rightarrow \infty \text{ en R.V. = 100 \%)} \\
 &\text{(N.B. } E_{\text{betonstaal}} = 210 \times 10^3 \text{ N/mm}^2) \\
 + f'_{bk} &= 18 \text{ N/mm}^2 \text{ (karakteristieke betondruksterkte)} \\
 + f_{bk} &= 1,8 \text{ N/mm}^2 \text{ (karakteristieke betontreksterkte)}
 \end{aligned}$$

De volgende berekening moet een afschatting geven van het benodigde aantal grondverdringende schroefpalen. Er wordt uitgegaan van de sondering nr. 870 (fig. 89 op blz. 237) en van een paal met schacht/voet-diameter = 530/670 mm (de grootste paal). De eerste zandlaag bevindt zich tussen ca. NAP -13,0 en -15,0 m. De tweede zandlaag zit tussen NAP -13,0 en -15,0 m (zie boring 758 en 119 in fig. 27 op blz. 76)

De paalvoetweerstand volgens Koppejan is gelijk aan :  
(Zie figuur 90 op blz. 238)

$$\underline{pvw = \frac{1}{4} \times I + \frac{1}{4} \times II + \frac{1}{2} \times III}$$



DIEPTE T.O.V. N.A.P. IN METERS

20 40 60 80 100 120 140 160 180 200 220 240 260 280 300 320 340 kg/cm<sup>2</sup>

- 237 -

M.v. = 0.88+

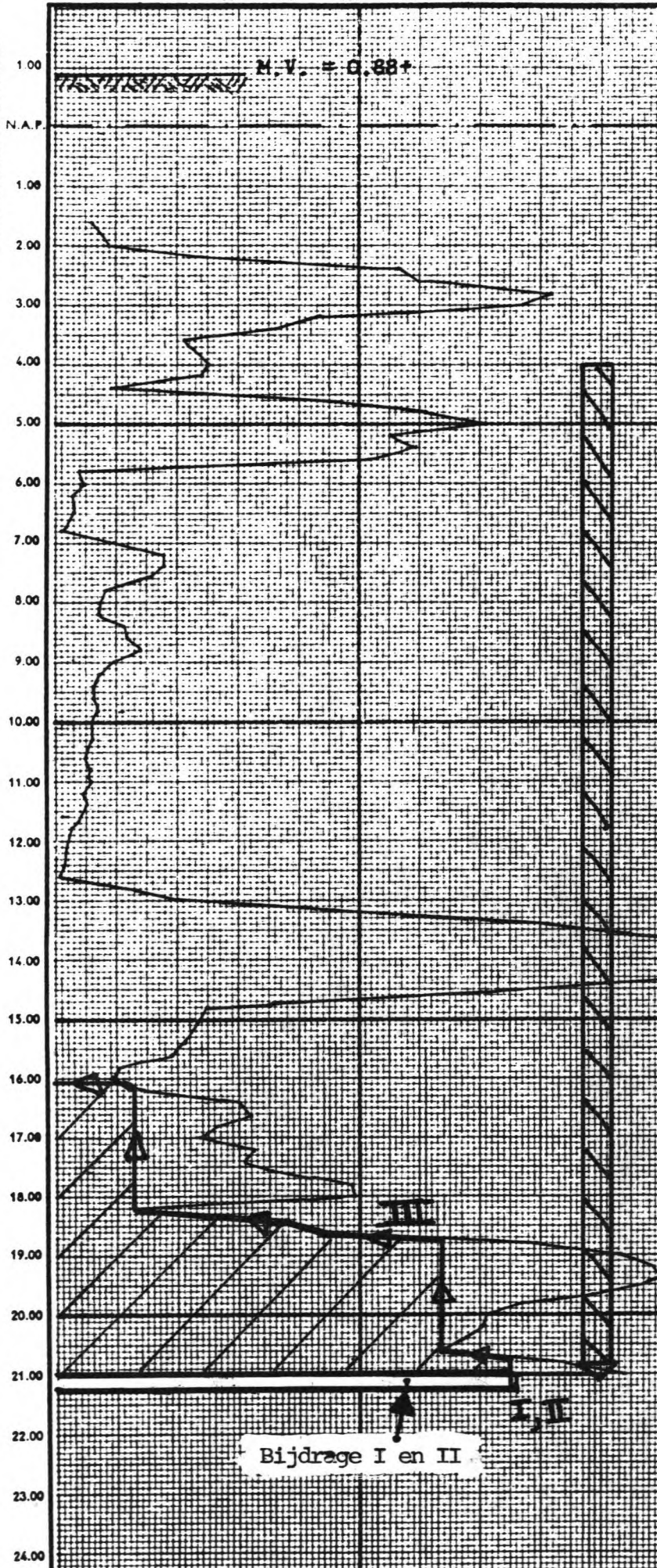


Fig. 89 :  
 Boring 870, nèt ten zuiden van de PTT-brug in het midden van de Oostertoegang : zie fig. 25-C op blz. 68 . Deze boring is gebruikt als basis voor berekening van het paaldragvermogen.

h<sub>1</sub> = 9

h<sub>2</sub> = 11

h<sub>1</sub> = 14

h<sub>2</sub> = 17

Bijdrage I en II

I, II

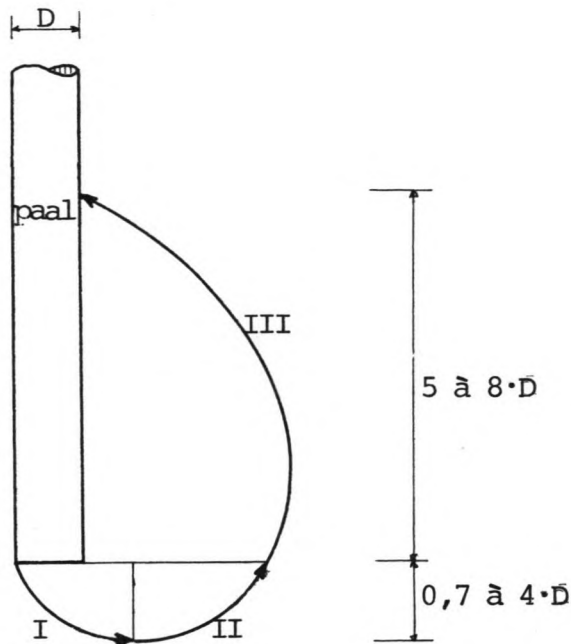
DIENT DER PUBLIEKE WERKEN  
 AMSTERDAM  
 BUREAU GRONDMECHANICA

SONDERING  
 Conusweerstand in kg/cm<sup>2</sup>

Get.: 49.12.63 OS  
 Gez.: *[Handwritten signature]*

Opdr. No. 1445

▽ D6-870



De invloedsdiepte wordt zodanig gekozen, dat de bijdrage van traject I minimaal is. Traject II begint op de voor I bepaalde invloedsdiepte. Traject III loopt vanaf voetniveau tot een zodanige hoogte dat de bijdrage minimaal is.

Rekenregel van Koppejan :

de paalvoetweerstand (bezwijkweerstand) =

$$pw = \frac{1}{4} * I + \frac{1}{4} * II + \frac{1}{2} * III$$

Fig. 90 : Logarithmische spiraal onder en naast de paalvoet die het verstorings- c.q. invloedsg gebied aangeeft. De rekenregel van Koppejan is hierop gebaseerd. (Zie blz. 25 en 26 van lit. 29).

Aangenomen wordt dat de paalvoet op NAP -21,00 m wordt aangebracht (fig. 89, blz. 237).

Bijdrage traject I :

Deze is het geringst als hiervoor de gemiddelde conusweerstand over de minimale diepte  $0,7 * D_{eq}$  wordt genomen. Verder is het gebruikelijk om het effectieve puntoppervlak met 15 % te reduceren (blz. 81 van lit.30). Dus :

gereduceerd effectief puntoppervlak =

$$0,85 * \frac{1}{4} * \pi * (D_{voet})^2 =$$

$$0,85 * \frac{1}{4} * \pi * (0,670)^2 = 0,300 \text{ m}^2$$

Dan is  $D_{eq} = \sqrt{\frac{4}{\pi} * 0,300} = 0,618 \text{ m}$  (van de paalvoet)

De invloedsdiepte is dus  $0,7 * D_{eq} = 0,43 \text{ m}$ .

In figuur 89 is te zien dat de gemiddelde conusweerstand over deze diepte minimaal 18 N/mm<sup>2</sup> bedraagt (want de tweede zandlaag loopt door tot ca. NAP -26,0 m) .

Dit is een hoge waarde. De empirische rekenregel van Koppejan is gebaseerd op proefbelastingen met een paalvoetweerstand

stand tot maximaal 15 N/mm<sup>2</sup> . Tot op heden zijn er onvoldoende gegevens beschikbaar van grotere proefbelastingen, daarom wordt de paalvoetweerstand hier op 15 N/mm<sup>2</sup> gelimiteerd.

Om dezelfde reden wordt ook de waarde van de wrijving langs de paalschacht gelimiteerd tot 120 kN/m<sup>2</sup> (= 0,12 N/mm<sup>2</sup>), vertegenwoordigend 0,8 % van de 15 N/mm<sup>2</sup> conusweerstand. (Lit. 29 en 36).

Bijdrage traject II :

Er wordt aangenomen dat het gemiddelde van de minimale conusweerstand over een diepte  $0,7 * D_{eq}$  ook gelijk is aan 15 N/mm<sup>2</sup> .

Bijdrage traject III :

Het gemiddelde van de minimale conusweerstand over het traject paalvoet tot  $8 * D_{eq}$ , of te wel van NAP -21,0 tot NAP -16,04 m, is ongeveer 8 N/mm<sup>2</sup> (zie fig.89 op blz.237).

De paalvoetweerstand voor een geheel gladde paal zou worden :

$$p_{vw} = \frac{1}{4} * 15 + \frac{1}{4} * 15 + \frac{1}{2} * 8 = 11,5 \text{ N/mm}^2$$

Er is hier evenwel sprake van een paal met een dikkere voet dan schacht:

$$\frac{\text{oppervlakte voet}}{\text{oppervlakte schacht}} = \frac{(670)^2}{(530)^2} = 1,60$$

en :

$$\frac{\text{hoogte van de verdikte voet}}{D_{eq}} = 0$$

Hieruit volgt een effectiviteitsfactor van ca. 0,87 (zie blz. 30 van lit. 29).

De paalvoetweerstand van de schroefpaal met verdikte voet wordt dus :

$$p_{vw} = 0,87 * 11,5 = 10 \text{ N/mm}^2 = \underline{\underline{10000 \text{ kN/m}^2}}$$

Teneinde de rekenwaarde te krijgen, moet deze waarde nog worden gedeeld door een veiligheidsfactor. Aangezien het hier een voor zettingen gevoelige constructie betreft, wordt een factor F = 2,5 aangehouden. Dus :

$$\begin{aligned} \text{Toelaatbaar punt draagvermogen} &= \bar{P}_{\text{pvw}} = \\ &= \frac{\text{pvw}}{F} * \text{puntooppervlak} = \frac{10000}{2,5} * 0,300 = \underline{\underline{1200 \text{ kN}}} \end{aligned}$$

De bijdrage van de wrijving langs de paalschacht :

Gebruikt wordt een formule voor de gesommeerde schachtwrijving in een draagkrachtige laag tussen  $h_1$  en  $h_2$  m beneden maaiveld. Deze formule is speciaal van toepassing op grondverdringende, geschroefde palen : (formule (31), blz.82 van lit. 30) :

$$\sum W_{1,2} = 15,4 * D * (h_1 + h_2 + 1,43 * a) * (h_2 - h_1) \quad [\text{kN}]$$

met :  $h_1$  = bovenzijde van beschouwde paaltraject in meters onder werniveau

$h_2$  = onderzijde van beschouwde paaltraject in meters onder werkniveau

$a$  = stijghoogte van het grondwater in beschouwde zandlaag t.o.v. werkniveau in meters (beneden werkniveau is a positief)

$D$  = gemiddelde paaldiameter in meters

Als het werkniveau op de bovenzijde van de palen op ca. NAP -4,0 m wordt gekozen dan geldt :

$$\begin{aligned} a &= -3,60 \text{ m} \\ \text{voor eerste zandlaag : } h_1 &= 9,0 \text{ m} \\ &h_2 = 11,0 \text{ m} \\ \text{voor tweede zandlaag : } h_1 &= 14,0 \text{ m} \\ &h_2 = 17,0 \text{ m (paalvoet op NAP -21,0 m)} \\ D &= 0,530 \text{ m (schachtdiameter van schroefpaal 530/670 )} \end{aligned}$$

Er volgt :

Wrijving eerste zandlaag :

$$\begin{aligned} \sum W_{1,2} &= 15,4 * 0,530 * (9,0 + 11,0 - 1,43 * 3,60) * (11,0 - 9,0) = \\ &= \underline{\underline{242,4 \text{ kN}}} \end{aligned}$$

Dit komt overeen met  $\frac{242,4}{h \cdot \pi \cdot D} = 72,8 \text{ kN/m}^2$ , hetgeen kleiner is dan de toelaatbare  $120 \text{ kN/m}^2$ .

Wrijving tweede zandlaag :

$$\begin{aligned} \sum W_{1,2} &= 15,4 * 0,530 * (14,0 + 17,0 - 1,43 * 3,60) * (17,0 - 14,0) = \\ &= 633,0 \text{ kN} \end{aligned}$$

Dit komt overeen met 126,7 kN/m<sup>2</sup>. Dit is te groot (zie opmerking blz. 239 bovenaan) en daarom wordt hier verder aangehouden :

$$W_{1,2} = 120,0 * * D * h = \underline{599,4 \text{ kN}}$$

De totale wrijving in de twee draagkrachtige zandlagen wordt zodoende :

$$W_{\text{totaal}} = 242,4 + 599,4 = \underline{841,8 \text{ kN}}$$

Ook hier wordt een veiligheidsfactor  $F = 2,5$  toegepast, zodat voor de toelaatbare wrijving geldt :

$$\bar{W}_{\text{totaal}} = \frac{841,8}{2,5} = \underline{\underline{336,7 \text{ kN}}}$$

Het totale paal draagvermogen wordt :

$$\begin{array}{rclcl} \text{Toelaatbaar punt draagvermogen} & + & \text{Toelaatbare wrijving} & = & \\ 1200 & & 336,7 & & \underline{1537 \text{ kN}} \end{array}$$

Dit is een groot draagvermogen. Al eerder werd gememoreerd dat tot nu toe slechts paal draagvermogens tot 1500 kN worde toegepast. Deze waarde wordt daarom ook hier aangehouden waardoor de veiligheidsfactor in wezen nog iets groter dan 2,5 wordt. Dus :

$$\underline{\text{Toelaatbaar paal draagvermogen}} = \underline{\underline{1500 \text{ kN}}}$$

Bij deze paalbelasting treedt in het beton maximaal een drukspanning op van :

$$\sigma'_{\text{beton}} = \frac{1500}{\text{oppervlak}} = \frac{1500}{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot (0,53)^2} * 10^3 = 6,8 \text{ N/mm}^2$$

Dit is toelaatbaar (factor 2,65 t.o.v.  $f'_{\text{bk}} = 18,0 \text{ N/mm}^2$ ) .

De funderingspalen worden alleen op trek belast als een zeer hoge calamiteuze waterstand zich voordoet. Dit zal slechts heel zelden voorkomen. De tunnel mag dan niet opdrijven, maar enige verplaatsing is wel toelaatbaar. Daarom kan een lagere veiligheidsfactor, bijvoorbeeld  $F = 2$ , worden toegepast.

De toelaatbare trek op de paal wordt dan :

$$\underline{\text{Toelaatbare paal trek}} = \frac{\text{Totale wrijving}}{F} = \frac{841,8}{2} = \underline{\underline{420,9 \text{ kN}}}$$

Deze trek, en ook de bijdrage van de schachtwrijving aan het paal draagvermogen, kan nog worden vergroot door de paalgedeelten in de dragende lagen onder verhoogde druk te vervaardigen. De steundruk tegen de paal en daarmee de wrijving wordt daardoor groter.

Het blijkt dat er, uitgaande van de hier gekozen paal, een globale verhouding tussen de toelaatbare druk en de toelaatbare trek bestaat :

$$\frac{\text{toelaatbare trek}}{\text{toelaatbare druk}} = \frac{1}{3,55}$$

Uitgaande van deze verhouding kan het benodigde eigen gewicht van het opritelement worden bepaald. Dit wordt hier gedaan om een indruk van het aantal benodigde palen te krijgen :

In § VI.3.3. werd op blz. 224 uitgerekend dat de reactiekrachten in oplegging A en B waren :

	A	B
druk :	6302 kN	6469 kN
trek :	5118	3290
	<hr style="width: 100%; border: 0.5px solid black; margin-bottom: 2px;"/> +	<hr style="width: 100%; border: 0.5px solid black; margin-bottom: 2px;"/> +
Totaal :	11420 kN	9759 kN

Als een verhouding 1 : 3,55 tussen trek en druk wordt aangehouden moet het eigen-gewicht van de tunnel zo worden aangepast dat geldt :

	A	B
druk :	8910 kN	7614 kN
trek :	2510	2145
	<hr style="width: 100%; border: 0.5px solid black; margin-bottom: 2px;"/> +	<hr style="width: 100%; border: 0.5px solid black; margin-bottom: 2px;"/> +
Totaal :	11420 kN	9759 kN

Er zijn in dat geval in punt A zes funderingspalen en in punt B vijf à zes funderingspalen nodig. Deze palen zijn grond-verdringende, in de grond gevormde schroefpalen met diameter 530/670 mm en een lengte van ca. 17 m .

De palen kunnen op verschillende wijzen aan de tunnel worden aangesloten. Belangrijk in de eerste plaats is, dat de tunnelonderzijde vlak is en de paalkoppen nooit precies op de zelfde hoogte kunnen worden gebracht. Ook is al eerder genoemd, dat het verstandig is om in verband met onverwachte zakkingen, een verticale nastelmogelijkheid in te bouwen. Daarom wordt gedacht aan òf de constructie die is toegepast bij de IJ-autotunnel (zie fig. 91 op blz. 244) òf de constructie met verstelbare paalkoppen zoals die is toegepast bij de Rotterdamse Metro (zie fig. 92 op blz. 245). In beide gevallen kunnen misschien een nastelmogelijkheid en een trekverbinding worden ingebouwd. Hier moet nader onderzoek naar worden verricht. Wel is het in beide gevallen zeker goed mogelijk de paalkop op de tunnelonderzijde te laten aansluiten. Het is het beste de paalondersteuning onder de verticale zijwanden van de tunnel aan te brengen. Deze wanden zullen de dwarskracht overbrengen en als de palen daar meteen onder zitten dan kan de dwarskracht, zònder introductie van buigende momenten in de vloer, makkelijk worden afgedragen.

De constructies zien er dan in hoofdlijn bijvoorbeeld uit als in de figuren 93 en 94 op blz. 246.

Figuur 93 toont een constructie met aparte dwarsbalk.

Figuur 94 toont een constructie met verstelbare paalkop.

ad fig. 94 : Ook kan ervoor gekozen worden de vloer plaatselijk te verdikken zodat een in de vloer geïntegreerde dwarsbalk verkregen wordt. Daaronder worden dan naast elkaar de zes palen geplaatst, in dwarsrichting.

De palen staan dan ca. h.o.h. 1,55 m.

Fig. 91-1 :

Overzicht funderingskon-  
struktie van de IJ-auto-  
tunnel in Amsterdam

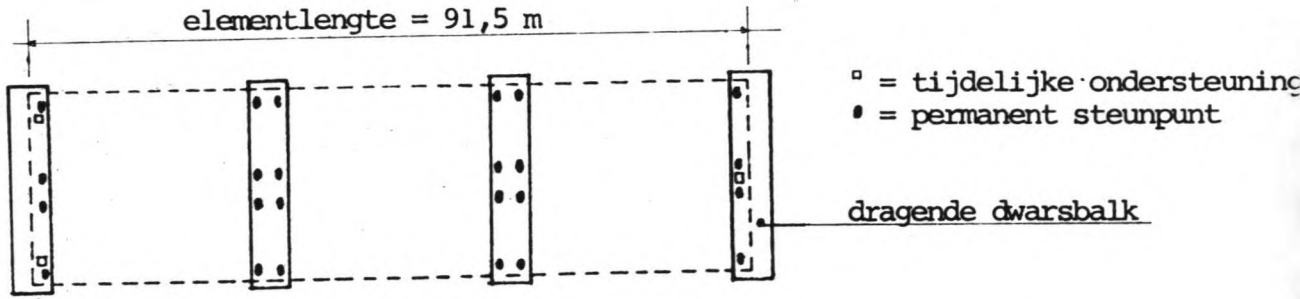
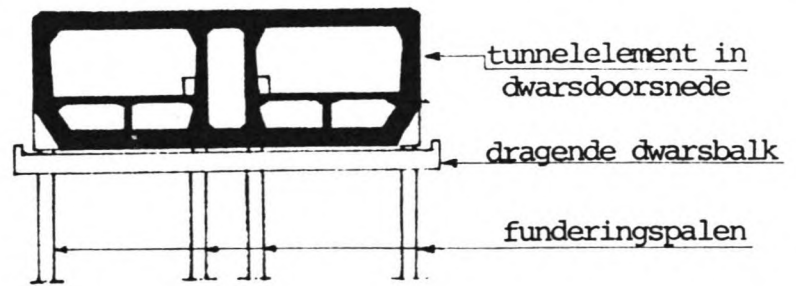


Fig. 91-2 : Tijdelijke- en permanente steunpunten onder element

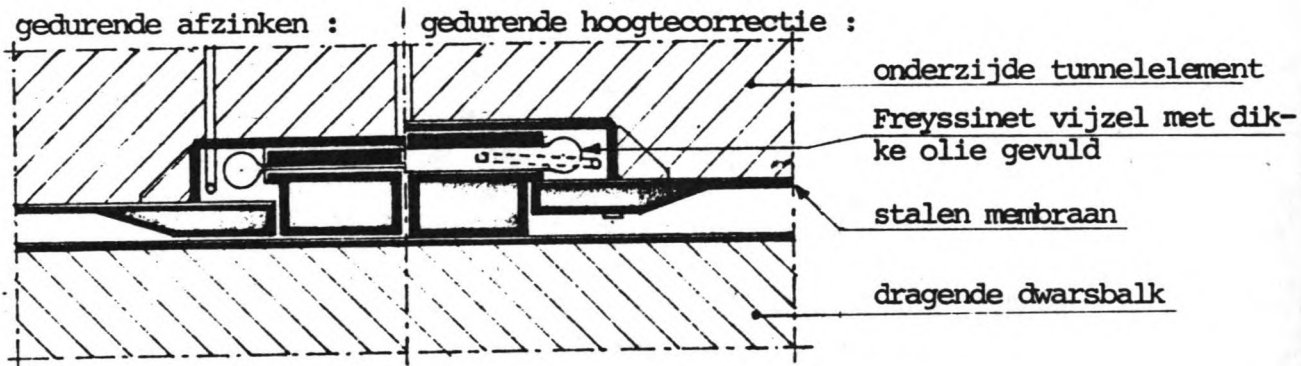


Fig. 91-3 : Konstruktie van de tijdelijke ondersteuning met hoogtecorrectie-mogelijkheid

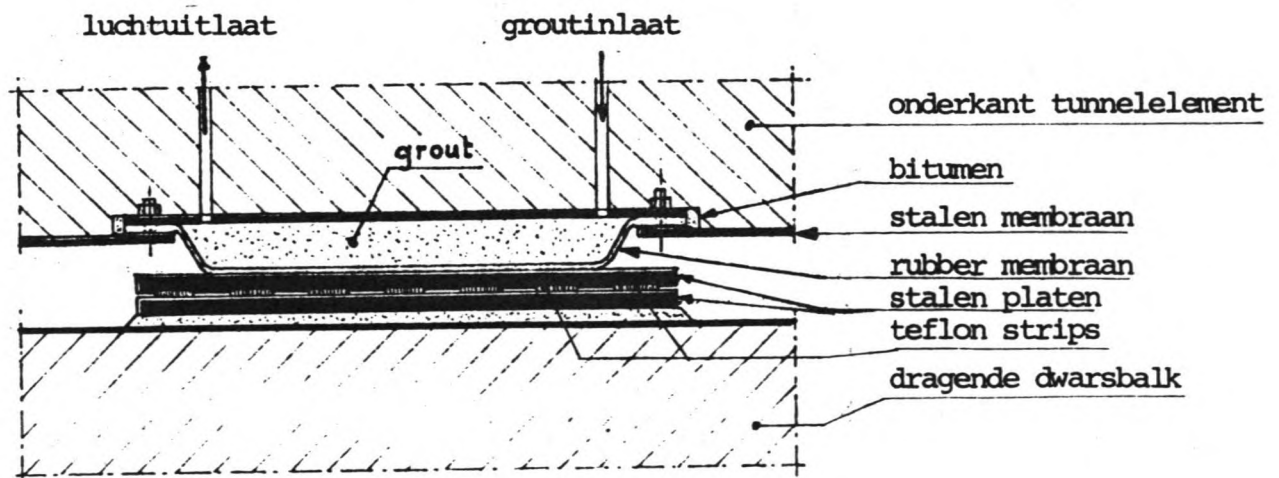


Fig. 91-3 : Nastelbaar permanent oplegpunt (glij-oplegging met teflon).

Fig. 91: Voorbeeld van opvullen van de ruimte tussen tunnelbodem en palen bij de IJ-tunnel in Amsterdam. (Fig. uit Lit. 11).



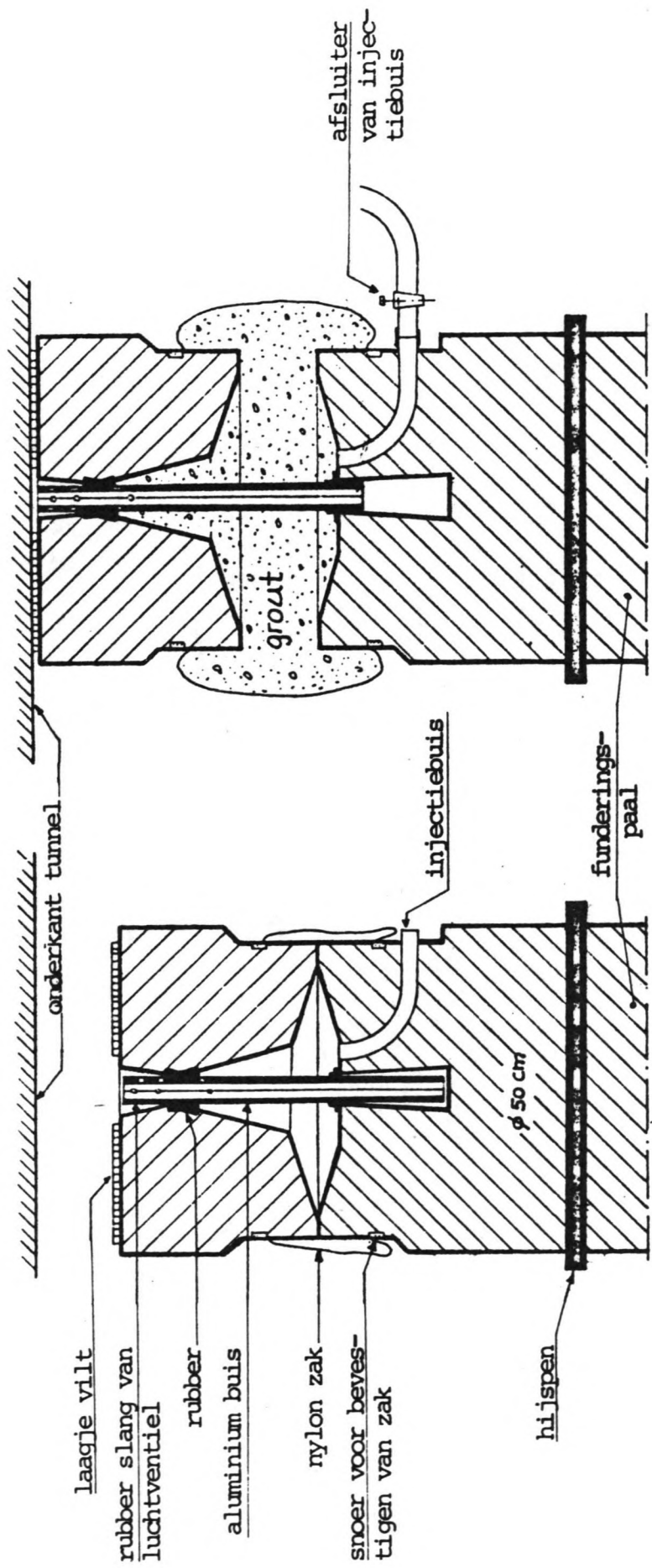
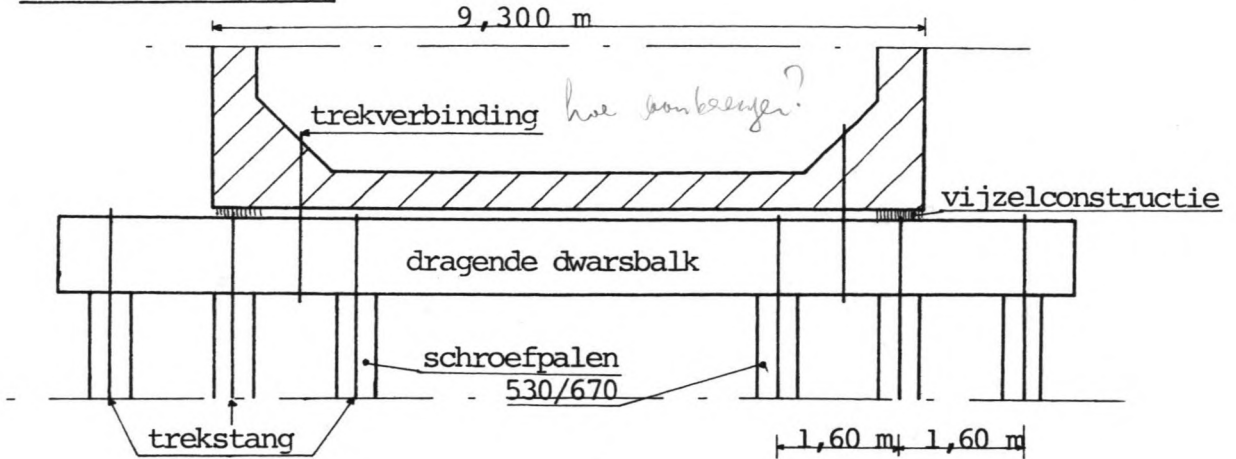


Fig. 92 : Voorbeeld van opvullen van de ruimte tussen de tunnelbodem en de paalkop na het afzinken. Deze "verstelbare paalkop" is toegepast bij de metrotunnel in Rotterdam. (Fig. overgenomen uit Lit. 11).

*pen heb vervogt*

DWARSDOORSNEDE :



LANGSAANZICHT :

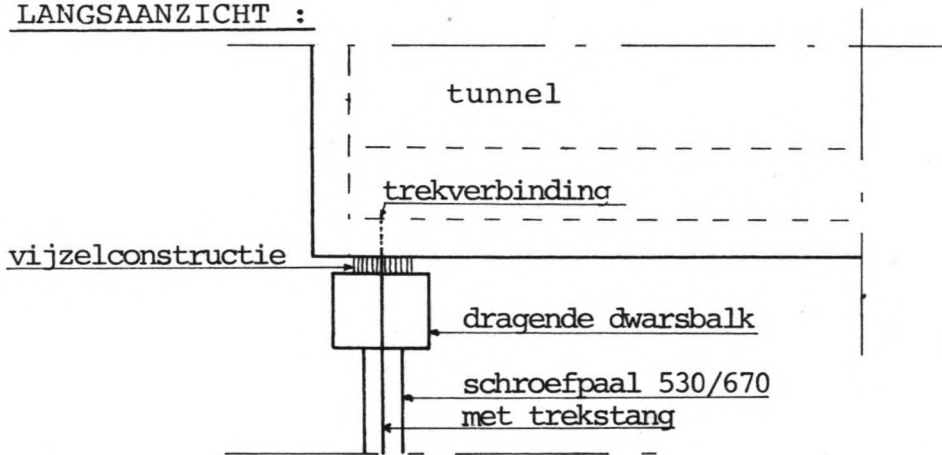
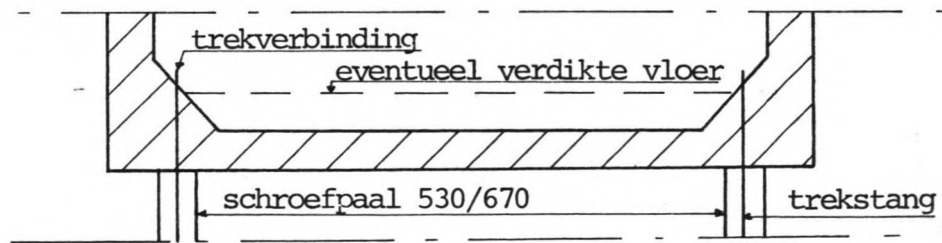


Fig. 93 : Principe van een oplegconstructie met dwarsbalk. Vergelijk met fig. 91 op blz. 244.

DWARSDOORSNEDE :



LANGSAANZICHT :

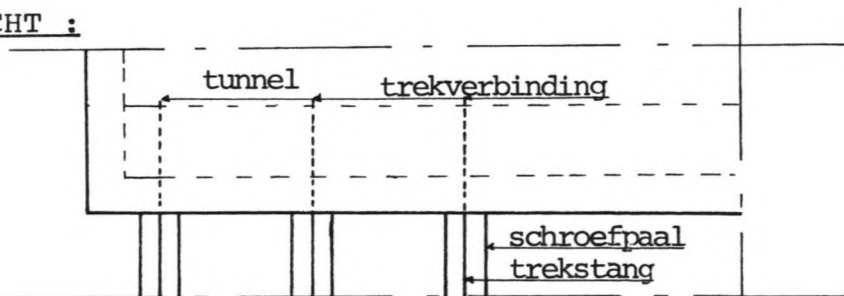


Fig. 94 : Principe van oplegconstructie met aparte palen met verstelbare paalkop. Zie fig. 92 op blz. 245.

Als voordelen van de dwarsbalkconstructie kunnen worden genoemd :

- \* er is sprake van een echte puntoplegging. Geen introductie van inklemmingsmoment, alle palen worden ongeveer even zwaar belast
- \* paalafstand kan ruim genomen worden
- \* indien nodig (zie § IV.3.2.) is een glijoplegging mogelijk
- \* nastellen is relatief eenvoudig

Als nadelen :

- \* tussenconstructie (= dwarsbalk) nodig. Geen directe overdracht van krachten op palen. Ingewikkelder constructie is kwetsbaarder

Voordelen verstelbare paalkopconstructie :

- \* directe verbinding paal - tunnel
- \* geen extra dwarsbalk nodig

Nadelen :

- \* bij getekende plaatsing wordt inklemmingsmoment geïntroduceerd, de palen worden niet op dezelfde wijze belast
- \* nastellen is vrij ingewikkeld, want moet per paal gebeuren

Beide constructies hebben dus hun voor- en nadelen. Nader onderzoek zal moeten aantonen welke hier het beste is. Dit onderzoek zal hier niet gebeuren.

Conclusies :

- \* het lijkt het beste een fundering met schroefpalen toe te passen
- \* er kan voldoende draagvermogen worden ontwikkeld
- \* nader onderzoek moet uitwijzen of een dwarsbalk- dan wel een verstelbare paalkopconstructie moet worden toegepast
- \* het lijkt verstandig een mogelijkheid voor verticaal nastellen in te bouwen

VII. OVERZICHT VAN DE BELANGRIJKSTE CONCLUSIES EN AANBEVELINGEN VOOR VERDER ONDERZOEK

Er is in de onderhavige studie voldaan aan de in § II.1. (blz. 3) genoemde doelstellingen. Het blijkt goed mogelijk te zijn de sneltramtunnel op staal te funderen. Een mogelijke oplossing van de uiteindelijke situatie wordt in § V.2.4. (fig. 65 op blz. 168) gegeven. Ook is een oplossing gegeven voor de constructie van de zuidelijke tunneloprit.

Met de genoemde oplossingen is het ontwerpen van de sneltramtunnel onder het IJ evenwel nog niet ten einde. Een groot aantal punten zullen in detail nader moeten worden uitgewerkt. Ook is voor een aantal problemen slechts de oplossingsfilosofie gegeven. Punten die niet of slechts summier behandeld zijn, zijn bijvoorbeeld :

- de voegconstructies van de tunnelelementen
- de voorspanning van het speciale element voor de zuidelijke oprit
- de noordelijke oprit
- het aanbrengen van tunnelelementen in de Oostertoegang en onder de daar aanwezige bruggen
- de aansluiting van tunneldelen op een "stijve" ondersteuning aan tunnelelementen op een slappe ondersteuning

Toch zijn ook voor deze probleempunten goede oplossingen te geven. Er kan gesteld worden, dat de bouw van een sneltramtunnel op staal met een zuidelijke oprit door de Oostertoegang goed mogelijk is.

Hierna worden de belangrijkste deelconclusies uit dit onderzoek en de aanbevelingen voor verder onderzoek geresumeerd.

Er is gekozen voor het toepassen van een directe spoorbevestiging in de tunneldelen op een starre fundatie en voor

ballastspoor in de op staal gefundeerde delen. Eventuele zakkingsverschillen kunnen zo vereffend worden. In verband hiermee is 20 cm overhoogte in het profiel van vrije ruimte van het op staal gefundeerde deel opgenomen. Het spoorballastmateriaal (steenslag) mag ook als tunnelballast worden meegerekend (zie § III.2. en § III.3.).

Er wordt gekozen voor een brilvormige dwarsdoorsnede van de tunnel. In het eindstadium komen in deze dwarsdoorsnede slechts kleine betontrekspanningen voor :  $\sigma_{\max} = 0,6 \text{ N/mm}^2$  aan de binnenzijde en  $\sigma = 0,4 \text{ N/mm}^2$  aan de buitenzijde van de tunnel. Deze spanningen zijn

veel kleiner dan de rekenwaarde van de trekspanning van het beton. Bijvoorbeeld voor B 22,5 :  $f_{bK} = 1,3 \text{ N/mm}^2$ .

De uiteindelijk gekozen vorm en afmetingen zijn te zien in fig. 22 op blz. 56. De tunnel wordt gemaakt van gewapend beton en wordt gebouwd in een al aanwezig tunnelbouwdok in de buurt van de Coentunnel. De vloer van de tunnel wordt eerst gestort, daarna de wanden en het dak waarbij gebruik gemaakt wordt van koeling.

In § III.6. wordt het langsprofiel van de tunnel gegeven. In fig.31 op blz. 88 is deze geschetst. Het diepste punt van het tunneldak ligt op NAP -16,5 m.

Het af te zinken gedeelte van de tunnel is verdeeld in zeven stukken. Eén speciaal "onderwaterbrugement" voor de zuidelijke oprit (lengte 80 m) en zes "normale" zinkelementen van ca. 93 m lang (zie § III.7.). De noordelijke oprit wordt "in situ" vervaardigd.

De volumieke massa van de tunnel is als volgt (zie § IV.1.) :

* geheel lege tunnel	= 1079 kg/3 m
* lege tunnel maar met installaties	= 1094
* tunnel met installaties en 2 trams (extreem)	= 1220
* volle tunnel en zandonderspoeling (extreem)	= 1330

Als deze volumieke massa's worden vergeleken met die van de nu aanwezige grond onder het IJ, dan blijkt, dat wat dit betreft funderen op staal goed mogelijk moet zijn (Zie § IV.2.).

In § V.2. wordt eerst aangegeven op welke wijze de spanningsafname met de diepte (Flamant) in rekening wordt gebracht. Ook worden de gehanteerde zettingsformules gegeven en formules voor het bepalen van eventueel benodigde voorbelasting bepaald. Daarna worden een aantal geulopvullingsmogelijkheden onderzocht. Uiteindelijk wordt gekozen voor de in fig. 65 op blz. 168 gegeven oplossing. Dit is de veiligste en goedkoopste methode. Problemen liggen er nog wel bij het tijdelijk opslaan van de baggerspecie en het tunnelgedeelte in de Oostertoegang.

§ V.4. geeft een samenvatting van hoofdstuk V. In fig. 73 op blz. 185 is in schemavorm de uitvoering van de afzinktunnel aangegeven.

Als oplossing voor de zuidelijke oprit komt de onderwaterbrugconstructie als beste naar voren (§ VI.2.). Als grondig onderzoek naar de kwaliteit van de bestaande fundering van de treinviaducten uitwijst, dat de tunnel hier opgelegd kan worden, is dit een aantrekkelijke variant.

Aangeraden wordt de variant waarbij de tunneloprit naast de Oostertoegang komt te liggen nader uit te werken. Deze variant kan, met het oog op de toekomst, een goed alternatief zijn. Vooralsnog lijkt deze te duur.

Het opritelement kan, na in het tunnelbouwdok te zijn gebouwd, zelfdrijvend worden ingevaren en vervolgens worden afgezonken. In de drijvende fase is er voldoende speling tussen elementonderzijde en de bestaande funderingsplaat. Teneinde te grote materiaalspanningen te voorkomen, wordt zover als mogelijk is een gesloten kokerprofiel doorgezet. Dit profiel heeft namelijk een groot weerstandsmoment (zie fig. 79 op blz. 208). Een gedeelte van de koker kan pas na het afzinken worden afgebouwd.

Onder normale omstandigheden wordt een drukkracht op de fundering uitgeoefend. Alleen bij extreem hoge waterstand moet de fundering trek op kunnen nemen. Een systeem met variabele ballast is waarschijnlijk te kwetsbaar en te kostbaar.

Als fundering worden ten noorden en ten zuiden van de be-

staande funderingsplaat, grondverdringende schroefpalen aangebracht. De installatie van deze palen geeft naar verwachting geen hinder aan de bestaande constructies. Wel is een deskundige uitvoering vereist.

Alhoewel de schroefpalen een stijf last-zakkingsgedrag zullen vertonen, lijkt het verstandig een mogelijkheid voor verticaal nastellen van de oprit in te bouwen.

Er zijn in § VI.3.4. twee principe-oplossingen voor de verbinding tunnel - palen gegeven. De gehele constructie van fundering en tunnel vereist uitvoerige nadere uitwerking.

oOoOo

BIJLAGE :  
=====

GERAADPLEEGDE LITERATUUR  
=====



GERAADPLEEGDE LITERATUUR

- 1 Valk, K., Afstudeerverslag sneltram in Amsterdam-Noord, Vakgroep Verkeerskunde, Technische Hogeschool Delft, Afdeling der Civiele Techniek, zomer 1984.
- 2 Konsept-Struktuurnota Verkeer en Vervoer, Amsterdam, april 1982 met deelrapporten in mei 1982.
- 3 Railverbinding Amsterdam-Noord. Een nadere verkenning van de sneltramvariant. Ambtelijke Studiegroep Railverbinding Amsterdam-Noord (ASRAN). 9 juni 1981.
- 4 Rapport van studiegroep III van de sectie voor Tunneltechniek van het KIVI : "Temperatuursinvloeden op tunnelkonstrukties". Voorzitter-rapporteur : Ir. J. Brakel, ± 1973.
- 5 Rapport van studiegroep V van de sectie voor Tunneltechniek van het KIVI : "Kostenaspecten Tunnelbouw". Voorzitter-rapporteur : Ir. A. Glerum, februari 1973.
- 6 Jansen, Ir. B. en Bardet, Ir. J., : "De autotunnel onder het IJ te Amsterdam". Dienst Publieke Werken Amsterdam, Afdeling Tunnelbouw, 1968.
- 7 Michio Miyoshi en Tohru Hiraide : "General view on Shield Tunnelling Techniques in Japan". Lezing op het International Colloquium of Tunnelling and underground works, Beijing, China, 22 - 27 oktober 1984.
- 8 Vandenheuvel, Prof. ir. F., : "Leidingtunnel onder kanaal Gent-Terneuzen te Zelzate". Cement nr. 4/1983.
- 9 Dijk, Ir. H. van, : "Metro Rotterdam : enkele constructieve aspecten bij de bouw van de rivierkruising". Cement nr. 7/1963.
- 10 Plantema, Ir. G., : "Metrobouw in Rotterdam : De tunnelbouw". De Ingenieur nr. 34/1968 en 35/1968.
- 11 Brakel, Ir. J., : "Submerged Tunnelling". Technische Hogeschool Delft, Afdeling der Civiele Techniek. Eerste herdruk, februari 1982.
- 12 Diktaten bij college e-61 : "Railbouwtechniek". Door Prof. ir. M. van Witsen, Ir. H. Wiemans, Ing. F. Groenhuysen en Ir. J. van 't Zand. Technische Hogeschool Delft, Afdeling der Civiele Techniek.
- 13 Zutphen, Ing. J. van, : "De Schipholtunnel". Cement nr. 1/1976.

- 14 Kieft, Ir. P., : "De Hemspoortunnel : A. : Het ontwerp".  
Cement nr. 2/1978.
- 15 Diktaten bij college e-58, najaar 1983, tevens verslag  
van symposium "Trambaan in de weg" op 30 november 1983.  
Diverse sprekers en auteurs. Vakgroep Verkeerskunde van  
Technische Hogeschool Delft, Afdeling der Civiele Tech-  
niek en Haagsche Tramweg-Maatschappij (HTM), afdeling  
Weg en Gebouwen.
- 16 Themanummer "Afgezonken tunnels" in Cement nr. 12/1978.  
Verslag van Delta Tunneling Symposium, Amsterdam,  
16 - 17 november 1978 :
- 16-A Plantema, Ir. G., : "Rivierkruisingen binnen de infra-  
structuur van Rotterdam".
- 16-B Glerum, Ir. A., : "Het ontwerpen van afgezonken tunnels"
- 16-C Vos, Ir. Ch.J., : "Algemene inleiding over het bouwen  
van afgezonken tunnels".
- 16-D Jansen, Ir. W., : "Waterdichtheid van tunnels".
- 16-E Loenen, Ir. J.H. van, : "Het drijvend transport van  
tunnelementen".
- 16-F Molenaar, Ir. V.L., : "Het afzinken van de tunnel".
- 16-G Tongeren, Ir. H. van, : "Het funderen van afgezonken  
tunnels".
- 16-H Lohuizen, Prof. ir. H.P.S. van, : "Research verricht  
door het KIVI, sectie voor Tunneltechniek".
- 17 Rapport R-9-21 : "Voorontwerp tramtunnel onder het IJ".  
Dienst der Publieke Werken Amsterdam, Hoofdafdeling  
Waterbouw, 27 juni 1979.
- 18 Polytechnisch Zakboekje. Uitgave van koninklijke PBNA,  
Arnhem. 38-e, gewijzigde druk, 1980.
- 19 Persoonlijke navraag bij Ir. J. van 't Zand, Labora-  
torium voor Weg- en Spoorwegbouwkunde, Delft.
- 20 "Lijn 2 op het spoor". Speciale uitgave t.g.v. de ope-  
ning van tramlijn 2 en de wijzigingen in de lijnvoering  
van de tramlijnen 1,9 en 12. Gemeentewerken Den Haag  
en N.V. Gemengd Bedrijf Haagsche Tramweg Maatschappij,  
1 oktober 1983.
- 21 "NS bestelt sneltram voor Nieuwegeinlijn". Openbaar  
Vervoer nr. 12/1979.
- 22 Themanummer "De Amsterdamse metro" in Cement nr.8/1973
- 22-A Vuyk, Ir. D., : "Metrolijn - ondergronds gedeelte".
- 22-B Mulder, Ing. F.H.J., : "Tunnelcaissons en diepwanden".
- 22-C Aukema, Ir. K. en Griffioen, Ir. J.W., : "Vries-  
techniek bij de metrobouw".

- 22-D Verkerk, Bart en Zanden, Hans van der, : "Beton-  
technologische aspecten bij de metrobouw".
- 23 Diktaat bij college f-9 : "Het ontwerpen van water-  
bouwkundige constructies". Door Ir. H. Abbenhuis e.a.  
onder redactie van Prof. ir. A. Glerum. Technische  
Hogeschool Delft, Afdeling der Civiele Techniek,  
herdruk januari 1984.
- 24 NEN 3861 : Voorschriften Beton 1974, Deel A.  
Stichting Commissie Voorschriften Beton. 1-e druk,  
april 1974, met correcties mei 1977.
- 25 NEN 3865 : Voorschriften Beton 1974, Deel E.  
Stichting Commissie Voorschriften Beton. 1-e druk,  
oktober 1976, met correcties mei 1977.
- 26 Notitie betreffende een tramtunnel onder het IJ.  
Dienst der Publieke Werken Amsterdam, Afdeling Grond-  
mechanica. Hoofdadviseur en opgesteld door :  
Ing. G.T. Visser, 1977.
- 27 Diktaat bij college g-28 : "Temperatuureffecten in  
betonconstructies". Door Ir. J. Brakel, Technische  
Hogeschool Delft, Afdeling der Civiele Techniek.  
2-e herdruk, januari 1983.
- 28 Diktaat bij het college b-22 : "Grondmechanica", Tech-  
nische Hogeschool Delft, Afdeling der Civiele Techniek.
- 28-A Naar de colleges van lector Ir. A. Langejan,  
Deel I, herdruk juni 1978.
- 28-B Door Prof. dr. ir. A. Verruijt, 2-e uitgave, juli 1982.
- 29 Diktaat bij het college g-80 : "Funderingstechnieken".  
Naar de colleges van Prof. ir. A.F. van Weele door  
Ir. H.J.W. Riethof. 4-e, gewijzigde druk, december 1983.  
Technische Hogeschool Delft, Afdeling der Civiele  
Techniek.
- 30 Weele, Prof. ir. A.F. van, : "Moderne Funderings-  
technieken". Delft, 1981.
- 31 Timoshenko, S.P. en Goodier, J.N., : "Theory of Elas-  
ticity". New York, third edition, 1970.
- 32 CUR-Rapport nr. 48 : "Lichtbeton". Mei 1971.
- 33 Jongman, J., : Bouw van tunnel onder spoorlijn met  
hydraulische druktechnieken. PT/Civiele Techniek  
nr. 2/1984 en 3/1984.
- 34 Kuiper, Ir. J.C., : "Schuiven zonder hulpbruggen.  
Nieuwe bouwmethode voor onderdoorgangen in spoorwegen".  
Cement nr.11/1984.

- 35 College f-9B : "Waterbouwkundige Constructies, bijzondere onderwerpen II". Door Prof. ir. A. Glerum e.a.. Technische Hogeschool Delft, Afdeling der Civiele Techniek. Voorjaar 1984.
- 36 Begemann, Dr. ir. H.K.S.Ph., Heijnen, Ir. W.J., Joustra, Ir. K., Kamp, Ir. W.G.B. te, Krajiček, Ing. P.V.F.S. en Weele, Prof. ir. A.F. van, : "Sonderen, C.P.T.". Civiele & Bouwkundige Techniek, nr. 3/1982.

oOoOo



