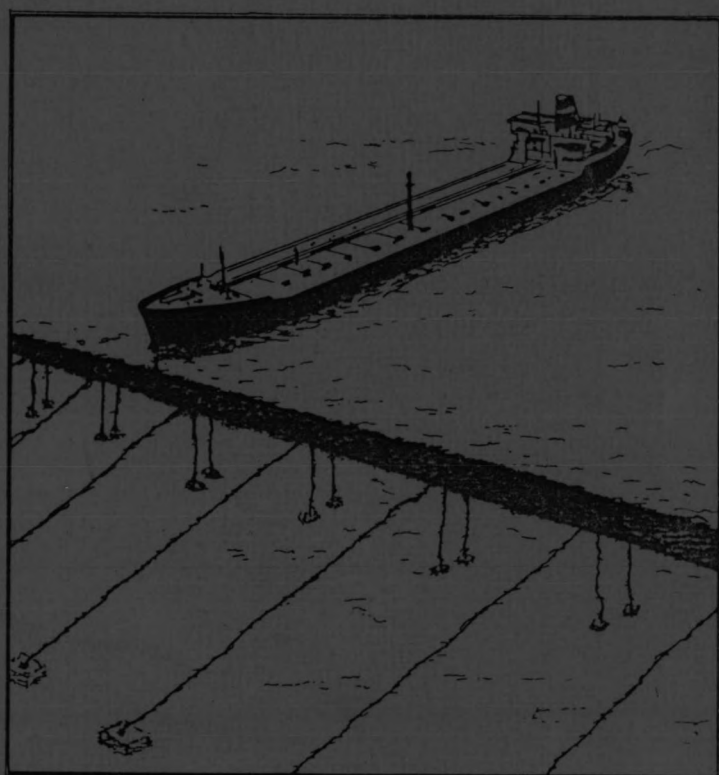


ZWEEVENDE TUNNEL in de STRAAT van MESSINA

Hoofdontwerp

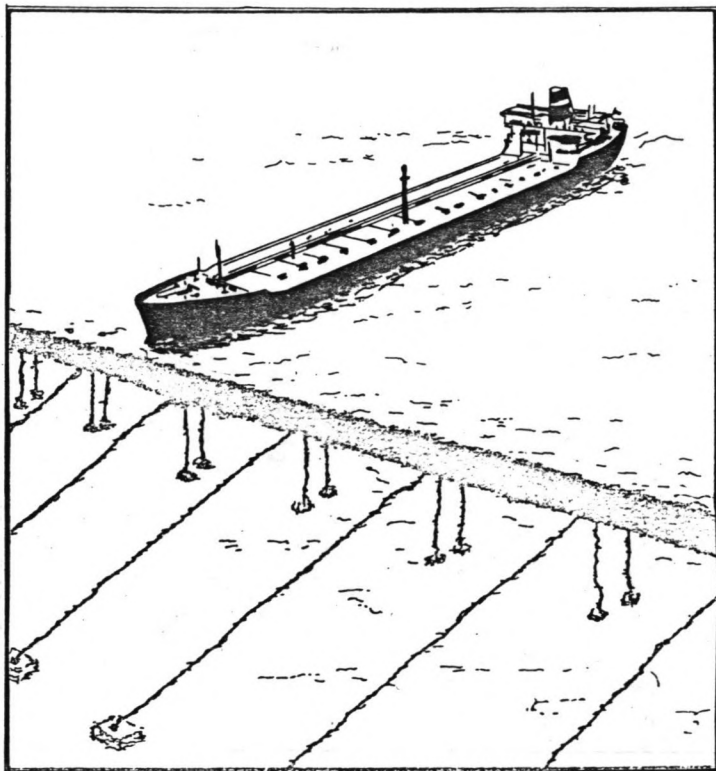
deel II



TECHNISCHE HOGESCHOOL DELFT
AFDELING DER CIVIELE TECHNIEK
VAKGROEP WATERBOUWKUNDE

ZWEVENDE TUNNEL IN DE STRAAT VAN MESSINA.

HOOFDONTWERP:deel II



R.P.B.C. van Groesen
Mei 1983

Afstudeerhoogleraar: Prof. ir. A. Glerum
Afstudeerbegeleider: ir. J. Schippers

Inhoudsopgave.

Bladzijde

1. Inleiding	3
2. Bouwmethode	5
2.1 De ontwerpboom van verschillende bouwmethodes	6
2.2 Toelichting van mogelijke alternatieven	15
2.3 Keuze bouwmethode	28
2.4 Nadere uitwerking gekozen bouwmethode	32
3. Vormgeving van de tunnelsegmenten	36
3.1 Lengte	36
3.2 Kopschotten	37
3.3 Koppeling	38
3.3.1 Maken van een waterdichte koppeling met behulp van een Ginaprofiel	38
3.3.2 Aanbrengen van Omega- en U-profielen	47
3.3.3 Aanbrengen van dwarskrachtnokken	49
3.3.4 Verwijderen van de kopschotten	49
3.4 Kabelverdeling	50
4. Belasting op segment in langrichting	55
4.1 Produktiefase	55
4.2 Overgangsfase van produktie naar transport	55
4.3 Transportfase	56
4.4 Installatiefase	62
4.5 Koppelings- en gebruiksfase	65
4.5.1 Schematisering van de tunnel tot een mechanisch model	65
4.5.2 Berekeningsmethode	71
4.5.2.1 Verwijdering kopschotten	72
4.5.2.2 Mobiele belasting	75
4.6 Bepalend en momentenverloop	78
5. Voorspanning en Wapening	79

Bijlagen:	Bladzijde
1. ICES-STRUDL programma	82
2. Berekeningen kopschotten	
2.1 Betonnen kopschot	87
2.2 Voorgespannen beton	90
2.3 Stalen kopschot in één richting verstijfd	92
2.4 Stalen kopschot in twee richtingen verstijfd	95
3. Berekening van kracht en moment ten gevolge van water- druk op kopschotten	
3.1 Tijdens drijvend transport	98
3.2 Geheel onder water	99
4. Berekening van ongunstigste momenten en dwarskrachten	
4.1 Bij verwijderen kopschotten	100
4.2 Bij mobiele belasting	103

1. Inleiding.

Het eiland Sicilië wordt van het vaste land van Italië gescheiden door de Straat van Messina. De afstand tussen de oevers is op het smalste punt van de Straat van Messina slechts 3 km.

Hoewel de Italiaanse overheid meerdere malen interessen heeft getoond in een vaste oeververbinding ter plaatse wordt de verbinding tussen beide oevers nog steeds onderhouden door veerdiensten. Het ziet er ook niet naar uit dat zo'n vaste oeververbinding er binnen afzienbare tijd zal komen. De extreme omstandigheden waaraan een oeververbinding ter plaatse wordt blootgesteld maken deze erg duur of zelfs technisch onuitvoerbaar.

Zelfs als we de minst diepe doorsnede nemen van de Straat van Messina dan zal de waterdiepte nog oplopen tot een maximum van 150 meter.

De waterstroming die opgewekt wordt door een dubbeldaags getij bereikt maximale waarden van 3,2 m/s in beide richtingen. De hoge stroomsnelheden zijn aanwezig over vrijwel de gehele diepte. Het stromingspatroon is ook zeer complex doordat de noord-zuid stroom en de zuid-noord stroom niet dezelfde weg volgen. Bovendien moet rekening worden gehouden met een ontwerp golf van 5 meter hoogte.

Vervolgens schuift Sicilië gemiddeld 0,02 meter per jaar van het vaste land van Italië af. Er zijn echter ook waarden gemeten van 0,1 meter per jaar. Ook wordt het gebied regelmatig getroffen door aardbevingen.

Tot slot komen er stormen voor waar de windsnelheden pieken vertonen van 180 km per uur.

Juist onder deze omstandigheden is het interessant om naast de conventionele oeververbindingen de mogelijkheid van een zwevende tunnel te onderzoeken. De levenskansen van dit alternatief stijgen doordat de conventionele oeververbindingen ook met veel problemen worden geconfronteerd.

In deel I van het hoofdontwerp is berekend hoe groot de krachten zijn die op de tunnel werken. vervolgens is onderzocht hoe het gekozen verankeringssysteem kan worden aangepast opdat minimale verplaatsingen optreden.

In dit deel (II) van het hoofdontwerp is in hoofdstuk 2 een keuze gemaakt uit diverse manieren waarop de tunnel gebouwd kan worden. Dit gekozen alternatief wordt nader uitgewerkt.

Het gekozen alternatief bepaald in belangrijke mate de uitwendige vorm van de tunnel. Voorbeelden hiervan zijn de lengte vande tunnelsegmenten, de kabelverdeling over het tunnelsegment en de benodigde voorzieningen ter plaatse van de koppelingen. Hierover meer in hoofdstuk 3, waar ook diverse kopschotten met elkaar zijn vergeleken, voor het afsluiten van de tunnelsegmenten tijdens de bouwfase

In hoofdstuk 4 zijn de extreme momenten en dwarskrachten berekend die op een tunnelsegment werken vanaf het moment dat de tunnelsegmenten worden gebouwd tot en met de gebruiksfase.

Tenslotte is voor de extreme momenten en dwarskrachten in hoofdstuk 5 de benodigde wapening en voorspanning berekend.

2. Bouwmethode.

Om een zwevende tunnel te bouwen zijn er verschillende methodes denkbaar. Niet alle bouwmethodes zullen echter toegepast kunnen worden in de Straat van Messina. De mogelijkheden van één bepaald bouwproces kunnen namelijk sterk worden beïnvloed door de ter plaatse heersende omgevingscondities. Om een overzicht te krijgen van een aantal verschillende bouwmethodes wordt een ontwerpboom gemaakt. Uit deze ontwerpboom zullen ook bouwmethodes voortvloeien, die voor een tunnel in de Straat van Messina beslist niet gebruikt kunnen worden, maar die voor een zwevende tunnel elders op de wereld, waar andere omgevingscondities heersen, goed bruikbaar zijn (bijvoorbeeld de Noorse fjorden).

De verschillen bouwwijzen die uit de ontwerpboom naar voren komen zullen nader worden toegelicht, waarbij niet alleen de bouwwijze zelf, maar ook de daaraan verbonden voor- en nadelen zullen worden opgesomd. Aan de hand van verschillende criteria zullen de bouwwijzen getoets worden op hun toepasbaarheid onder de plaatselijke omstandigheden. Op grond van deze criteria zal de meest voor de hand liggende methode worden gekozen.

Als eenmaal voor een bouwmethode is gekozen dan kunnen we verder gaan met de vormgeving omdat de bouwmethode de vorm in belangrijke mate bepaalt. Enige voorbeelden hiervan zijn het al dan niet opbouwen van de tunnel uit segmenten, de eventuele lengte van de segmenten, de afstand van de verankeringskabels, de vormgeving van de al dan niet aanwezige koppelingen tussen de tunnelsegmenten, enz.

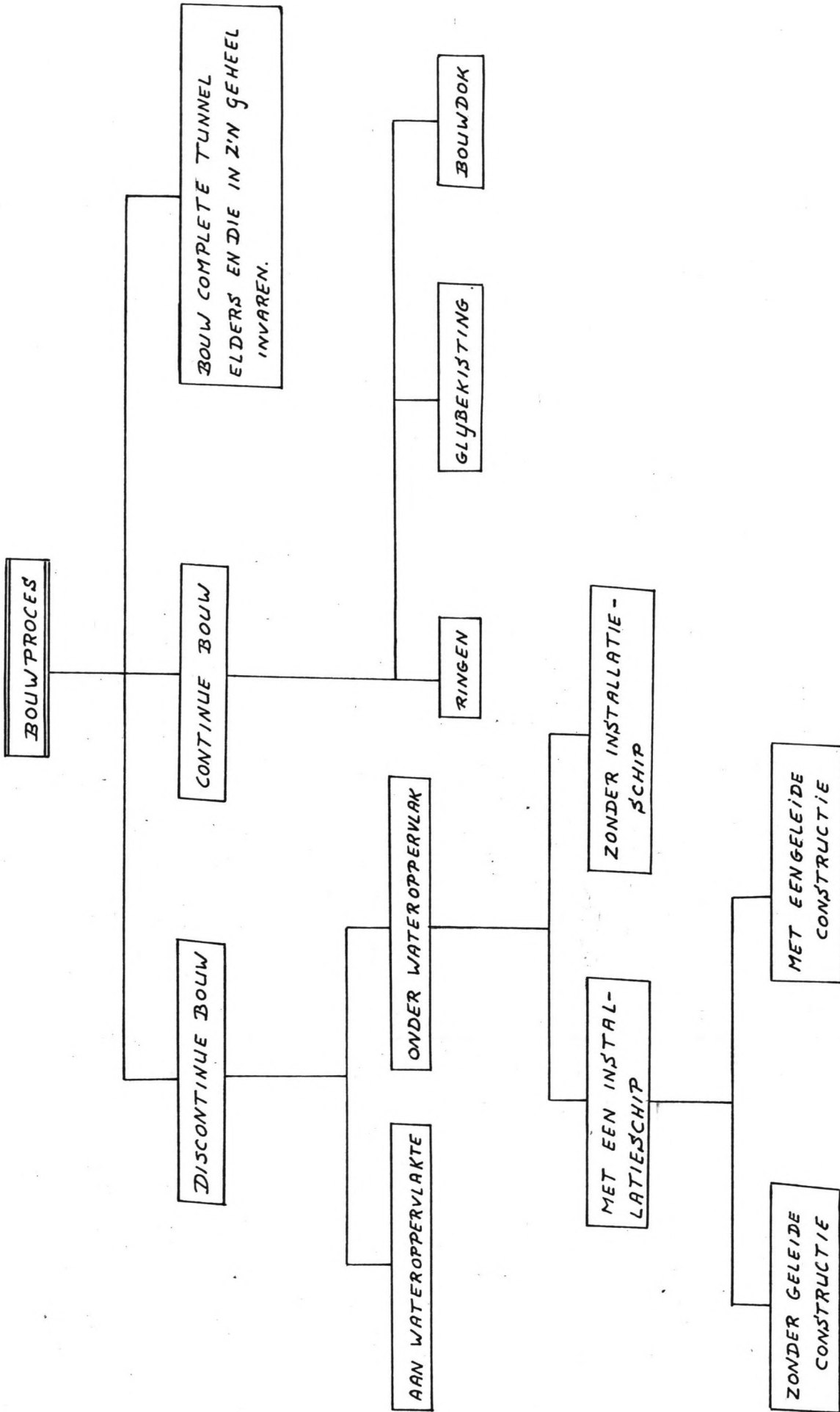
2.1 De ontwerpboom van verschillende bouwmethoden.

De eerste vertakking van de ontwerpboom bestaat uit drie alternatieven te weten: - continue bouw

- discontinue bouw

- bouw complete tunnel elders.

Op het laatste van de drie alternatieve wordt niet verder ingegaan omdat dit alternatief voor dit gebied onuitvoer-



Figuur 1: Ontwerpboom voor bouwmethode.

baar is. De lengte van het complete zwevende gedeelte van de tunnel is namelijk 3 km. Als zodanig is dit onhandelbaar, zeker bij de ter plaatse optredende stroomsnelheden. Zelfs in gebieden met lage stroomsnelheden zou dit alternatief voor grote problemen zorgen door de enorme traagheid die een constructie-element van deze lengte en massa kan hebben. Het verankeren van een constructie-element van deze lengte geeft ook problemen, omdat het direkt afspannen op de juiste diepte zou leiden tot grote puntlasten over de lengte van de tunnel.

Op grond van bovenstaande wordt besloten alleen de continue- en discontinue bouw in de verdere beschouwing mee te nemen.

Onder continue bouw wordt verstaan dat direkt aan het reeds voltooide deel van de tunnel wordt aangebouwd of dat met zulke kleine prefab delen wordt gewerkt dat verankering van die delen afzonderlijk niet mogelijk is. In geval met kleine prefab delen wordt gewerkt wordt aangenomen dat verankering pas mogelijk is nadat meerdere van deze delen zijn geplaatst.

Met discontinue bouw wordt bedoeld het bouwen met grote (zo groot als handelbaar) tunnelsegmenten.

Deze tunnelsegmenten worden elders gebouwd. Als de bouw is voltooid worden deze prefab delen naar de plaats van bestemming gebracht, verankerd en gekoppeld aan het reeds voltooide deel van de tunnel.

Op deze twee mogelijke alternatieven wordt nu dieper ingegaan.

Continue bouw.

Als continue bouwmethodes zijn drie alternatieven naar voren gebracht te weten: - opbouw in ringen

- glijbekisting

- bouwdok

Met een opbouw van de tunnel uit ringen wordt het volgende bedoeld: aan het reeds voltooide deel van de tunnel worden korte tunnelsegmenten (ringen) bevestigd; als er voldoende nieuwe ringen geplaatst zijn worden nieuwe verankeringskabels aangebracht.

Bij het tweede alternatief, de glijbekisting, verschuift de bouwplaats als het ware. De glijbekisting moet met bouwmaterialen "gevoerd" worden vanuit het reeds voltooide deel van de tunnel. Zodra de afstand tussen glijbekisting en de laatste verankeringskabels het toelaat wordt een nieuw set verankeringskabels aangebracht.

Bij het laatste alternatief wordt vanuit een centraal punt gebouwd, het bouwdok. Zo'n bouwdok kan zich bijvoorbeeld op de oever bevinden zodat bevoorrading met bouwmaterialen gemakkelijk verloopt. Als de bouw van een tunneldeel is voltooid, dan wordt het voltooide deel zover uit het bouwdok geschoven dat nog juist aan het reeds voltooide deel een nieuw segment kan worden aangebouwd. Als deze bouw is voltooid wordt ook dit deel zover mogelijk uit het bouwdok geschoven, tesamen met de rest van de tunnel. Het proces begint dan in feite weer van voren af aan, net zo lang tot de andere oever is bereikt. Ondertussen kan in zee de constructie van verankeringspunten plaatsvinden.

Discontinue bouw.

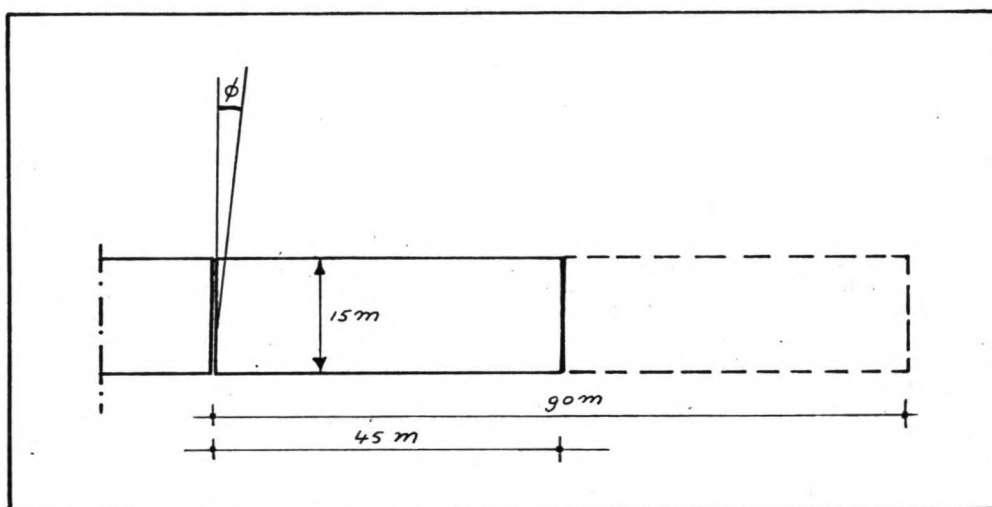
Deze tak van de ontwerpboom wordt gesplitst in twee delen: - aan wateroppervlakte
- onder wateroppervlakte.

Dit slaat op de plaats waar het koppelen van de tunnelsegmenten plaatsvindt.

Het koppelen van een tunnelsegment aan het reeds voltooide deel van de tunnel kan in de Straat van Messina eigenlijk alleen onder het wateroppervlak gebeuren. Om precies te zijn op de diepte waarop de tunnel in

het eindstadium komt te liggen of enige centimeters daarboven of daaronder. Waarom het koppelen van een nieuw tunnelsegment aan het reeds geplaatste deel van de tunnel in dit geval niet mogelijk is zal hieronder nader worden uitgelegd.

De lengte van de tunnelsegmenten is beperkt. Deze beperking wordt opgelegd door de handelbaarheid van zo'n tunnelsegment bij hoge stroomsnelheden. We krijgen hierdoor tunnelsegmenten die 3 tot 6 keer zo lang zijn als de hoogte (zie figuur 2).



Figuur 2: Rotatiecapaciteit van koppelingen.

De koppeling tussen twee tunnelsegmenten moet waterdicht blijven. Hierdoor is de rotatiecapaciteit tussen twee tunnelsegmenten beperkt. Zelfs al zou de rotatiecapaciteit zo groot zijn dat de koppeling aan de bovenkant van de tunnelbuis 0,10 m in kan veren en aan de onderkant 0,10 m kan uitveren dan betekent dit nog maar een stijging van 3 tot $6 \cdot 0,2$ meter is 0,6 tot 1,2 meter. Gaan we ervan uit dat het eerste zwevende segment van de tunnel met de naar het niet zwevende deel gekeerde zijde op 40 meter diepte ligt (dit in verband met de

vereiste diepteligging van de tunnel in de gebruiksfase) dan zal pas na een aantal segmenten een koppeling aan het wateroppervlak mogelijk zijn.

Omdat dan toch een koppelingsproces ontworpen moet worden onder de waterspiegel kan dit beter voor de gehele tunnel worden gehandhaafd. Op deze manier hebben we ook geen last van krachten op de tunnelsegmenten ten gevolge van ruwe zeegang of windstoten. Ook het bijstellen van de verankeringskabels zal een kwestie zijn van enige centimeters als direkt gekoppeld wordt op de uiteindelijke diepte. Dit is niet het geval bij koppelen aan het wateroppervlak. Omdat de rotatiecapaciteit van de koppelingen beperkt is mogen de verankeringskabels slechts in kleine stappen worden aangetrokken anders zouden de aangetrokken kabels te veel belasting naar zich toe trekken. Het op diepte trekken van de tunnel zou hierdoor een zeer precies en langdurig proces worden.

Een bijkomstigheid is dat de vrije doorvaart plaatselijk is gestremd tijdens de bouwperiode.

Op grond van bovenstaande gegevens wordt besloten dit alternatief van bouwen niet verder in de overweging mee te nemen. Dat neemt niet weg, dat deze bouwmethode voor bijvoorbeeld de Noorse fjorden in eerste opzicht de meest geschikte lijkt. Voor de uitwendige vormgeving van een tunnel door een Noors fjord wordt verwezen naar het vooronderzoek, hoofdstuk 7. Aan het wateroppervlak waar de koppeling plaats vindt treden zelden stroomsnelheden van betekenis op en is vrijwel nooit sprake van een ruwe zeegang. De diepte waarop de tunnel in gebruiksfase komt te liggen is lager (bovenkant tunnelbuis komt $\pm$ 20 meter onder de zeespiegel te liggen). Omdat de lengte/hoogte verhouding veel groter is kan bij een bepaalde rotatiecapaciteit de zakking over een tunnelsegment veel groter zijn. Doordat de tunnelsegmenten die aan de landhoofden grenzen kunnen worden opgelegd en qua rotatiecapaciteit niet meer afhanke-

lijk zijn van een volgend tunnelsegment kan deze rotatiecapaciteit ook hoger zijn. Is de koppeling eenmaal gebeurd dan hoeven alleen de pontons nog naar beneden getrokken te worden. Hiermee is de installatie voltooid.

In dit verslag wordt alleen de mogelijkheid van een koppeling op diepte nader onderzocht.

Bij een koppeling onder de waterspiegel kunnen we twee alternatieven onderscheiden: - met behulp van een installatieschip

- zonder installatieschip

Wordt de koppeling uitgevoerd met behulp van een installatieschip dan wordt hiermee een vaartuig bedoeld dat vanuit een relatief vaste lokatie in staat is een te plaatsen tunnelsegment aan de rest van de tunnel te koppelen. De vorm van dit vaartuig kan door de sterk gespecialiseerde functie sterk afwijken van de conventionele vorm van een schip. De plaatsvastheid zou dit vaartuig kunnen verkrijgen door verankering aan verankeringspunten op de bodem bestemd voor de tunnel.

We kunnen overwegen of daarbij gebruik gemaakt wordt van een geleide constructie tussen de twee tunnelsegmenten, waardoor de weg die een te plaatsen tunnelsegment gaat volgen in feite geheel wordt vastgelegd. Een andere mogelijkheid is om eerst het tunnelsegment op diepte te brengen zonder geleide constructie en pas over te gaan tot de koppeling als de verankeringskabels juist zijn afgesteld en het tunnelsegment zich op de juiste plaats bevindt.

Als er geen gebruik wordt gemaakt van een installatieschip dan zal toch een zodanige manier van koppelen moeten worden gevonden dat tijdens dit proces het te plaatsen tunnelsegment onder controle is en naar wens kan worden verplaatst. Hierbij gaan de gedachten uit naar tijdelijke verankeringskabels waarvan de lengte met een lier kan worden bijgesteld. Deze lieren worden op het tunnelsegment bevestigd en vanaf het wateroppervlak bediend.

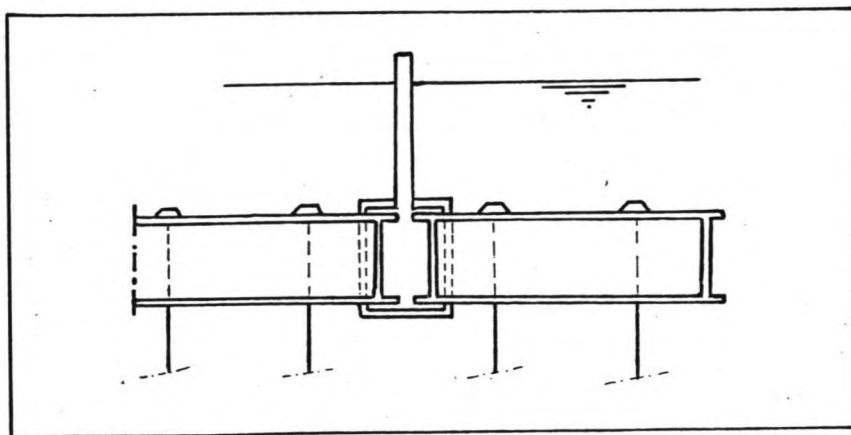
Het koppelen.

Tot nu toe zijn bij de discontinue bouw alleen maar methodes naar voren gebracht om een te plaatsen tunnelsegment voor het reeds geplaatste deel van de tunnel te brengen. Over de eigenlijke koppeling is nog niets gezegd. Deze kan op twee manieren worden uitgevoerd.

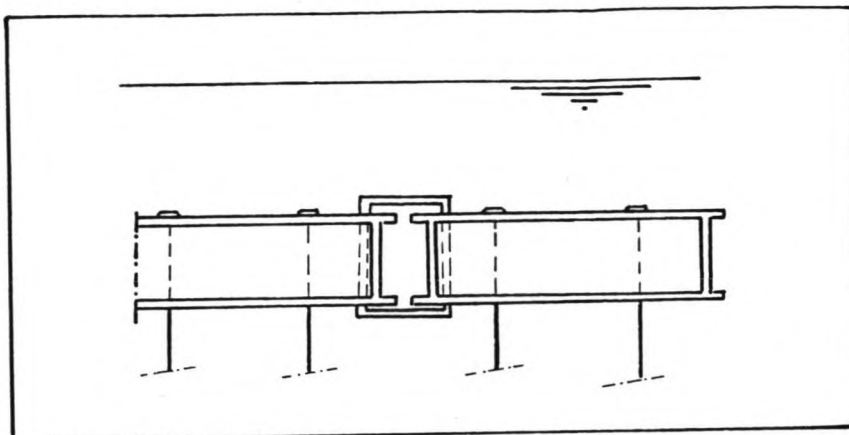
1. In een droog milieu
2. In een nat milieu
1. In een droog milieu.

Als het te plaatsen tunnelsegment zich eenmaal voor het reeds voltooide deel van de tunnel bevindt kan om de twee naar elkaar gericht uiteinde van de tunnelsegmenten een tijdelijke bouwruimte worden aangebracht. De inwendige diameter hiervan moet groter zijn dan 15 meter (de uitwendige diameter van de tunnelbuis).

Door de ruimte droog te zetten ontstaat er een ideale werkruimte waarin onder ideale omstandigheden de koppeling tussen de twee segmenten kan worden gemaakt. Op twee manieren kan de bouwruimte toegankelijk worden gemaakt. De eerste mogelijkheid is een schacht die aan de werkruimte vast zit naar de oppervlakte (zie figuur 3). De tweede mogelijkheid is vanaf het reeds geplaatste deel door het kopschot een toegang te boren (zie figuur 4).



Figuur 3: Koppelruimte toegankelijk vanaf de wateroppervlakte.



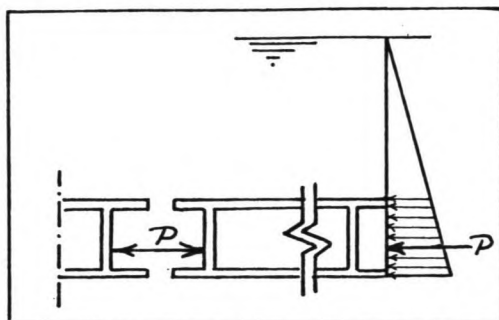
Figuur 4: Koppelruimte toegankelijk vanaf reeds geplaatste deel van de tunnel.

Het bouwen in zo'n ruimte heeft verschillende voordelen. Zoals reeds is vermeld kan in den droge worden gewerkt onder ideale omstandigheden. Ten tweede is een visuele controle mogelijk van zowel binnen als buitenzijde. Ten derde kan de koppeling ook nog worden beproeft alvorens deze aan de waterdruk van de zee vrij te geven. De bouwruimte kan namelijk onder druk gezet worden. Indien er in de bouwruimte drukverlies optreedt na verloop van tijd dan weten we dat de koppeling niet geheel afsluit. Direct droogzetten en repareren is dan mogelijk. Ook in een later stadium kan door het opnieuw aanbrengen van deze bouwruimte inspectie en/of reparatie van de koppeling plaats vinden.

Eventueel kan worden overwogen de bouwruimte te laten zitten in gebruiksfase en deze als bevestigingspunt te laten dienen voor de definitieve verankeringskabels. Inspectie, onderhoud en bijstelling van de kabels zou hierdoor kunnen worden vergemakkelijkt.

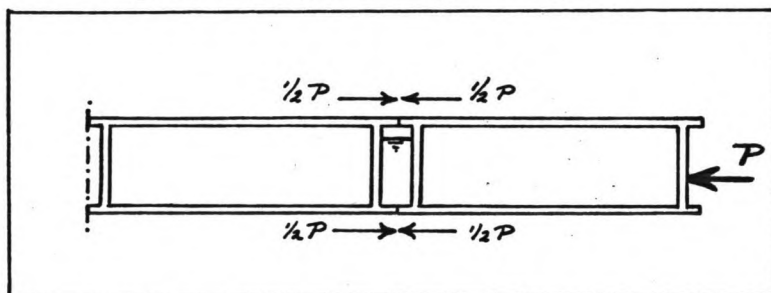
2. In een nat milieu.

Tussen de met kopschotten afgesloten tunnelsegmenten bevindt zich een ruimte. Die ruimte is op het moment dat de twee tunnelsegmenten tegen elkaar aan komen te liggen nog gevuld met zeewater (zie figuur 5).



P = kracht ten gevolge van hydrostatische druk.

Figuur 5: Hydrostatische kracht op kopschot
Zodra het te plaatsen tunnelsegment tegen het reeds voltooide deel van de tunnel aanligt kan de waterdruk van het zeewater tussen de kopschotten worden verlaagd, door een deel van dit water weg te pompen. Slechts een kleine hoeveelheid water stroomt dan het reeds geplaatste deel van de tunnel in. Het te plaatsen tunnelsegment wordt dan met een grote hydrostatische kracht tegen het reeds geplaatste deel van de tunnel gedrukt (zie figuur 6).

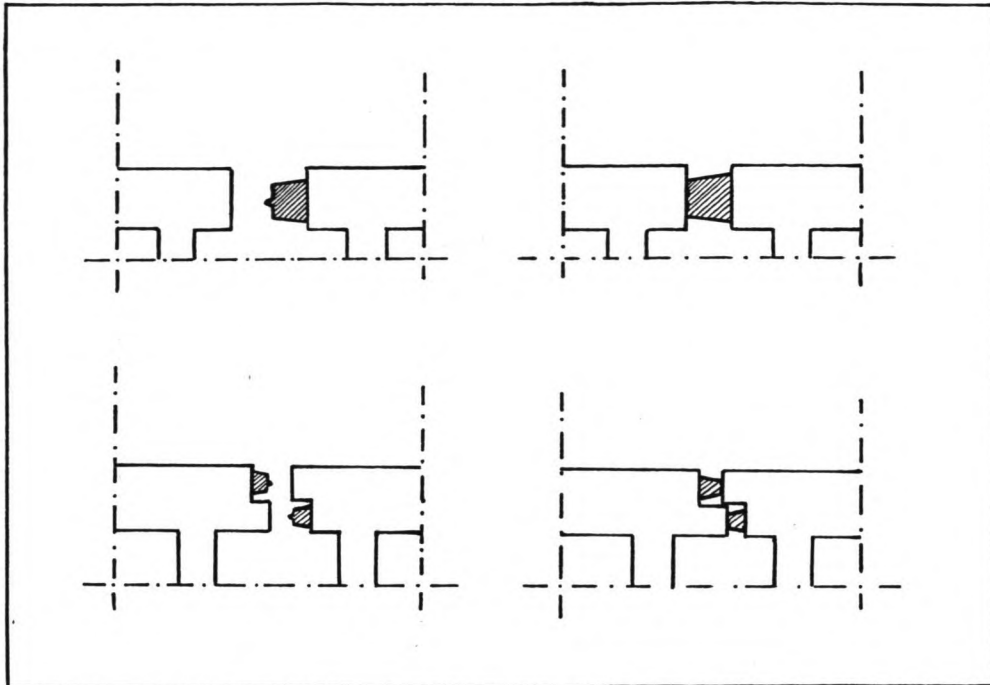


Figuur 6:

Aandrukking van te plaatsen segment tegen de rest van de tunnel door éénzijdige hydrostatische druk.

Een Ginavormige strip tussen de twee tunnelsegmenten zal hierdoor ingedrukt worden en zorgen voor een waterdichte koppeling. Eventueel kan een dubbel Ginaprofiel worden toegepast om een grotere veiligheid te krijgen. Voor enige alternatieven zie figuur 7).

Nadat de ruimte tussen de twee kopschotten is drooggepompt kunnen de definitieve voorzieningen voor de koppeling worden aangebracht. Tot deze voorzieningen behoren onder andere dwarskrachtnokken, Omega- en U-profielen. Hierover meer in paragraaf 3.3.2.



Figuur 7: Alternatieve van Gina-profielen voor de waterdichte afsluiting.

Dit proces van koppelen is eenvoudiger als het eerder genoemde proces in den droge. De tijdsduur van de koppeling zelf is ook aanzienlijk korter (slechts enige minuten). Een nadeel is dat vooral het Gina-profiel niet vervangen kan worden en de gehele levensduur van de tunnel goed moet blijven functioneren. Een controle op waterdichtheid is wel mogelijk omdat de druk laag moet blijven als de ruimte tussen de kopschotten eenmaal is drooggezet. Is dit niet het geval dan moeten de kopschotten nog niet worden verwijderd.

2.2 Toelichting van de mogelijke alternatieven.

Uit de ontwerpboom zijn in feite 9 alternatieven naar voren gekomen. Deze zullen hieronder worden behandeld.

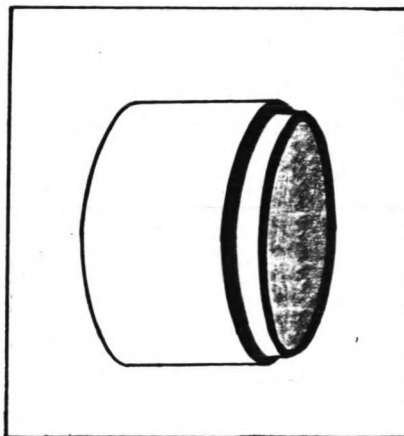
1. Bouwen met ringen
2. Bouwen met glijbekisting
3. Bouwen vanuit een bouwdok
4. Installeren van segmenten met behulp van een geleide schip in den droge met een geleide constructie

5. Als 4 zonder geleide constructie
6. Als 4 in een nat milieu
7. Als 4 zonder geleide constructie in een nat milieu
8. Installeren van segmenten zonder geleide schip in een droog milieu
9. Als 8 in een nat milieu.
1. Bouwen met ringen.

Met ringen worden prefab segmenten bedoeld waarvan de lengte kleiner is dan de diameter. Doordat het kleine segmenten zijn, zijn ze ten opzichte van tunnelsegmenten makkelijk te hanteren en de installatietijd is korter voor één prefab eenheid.

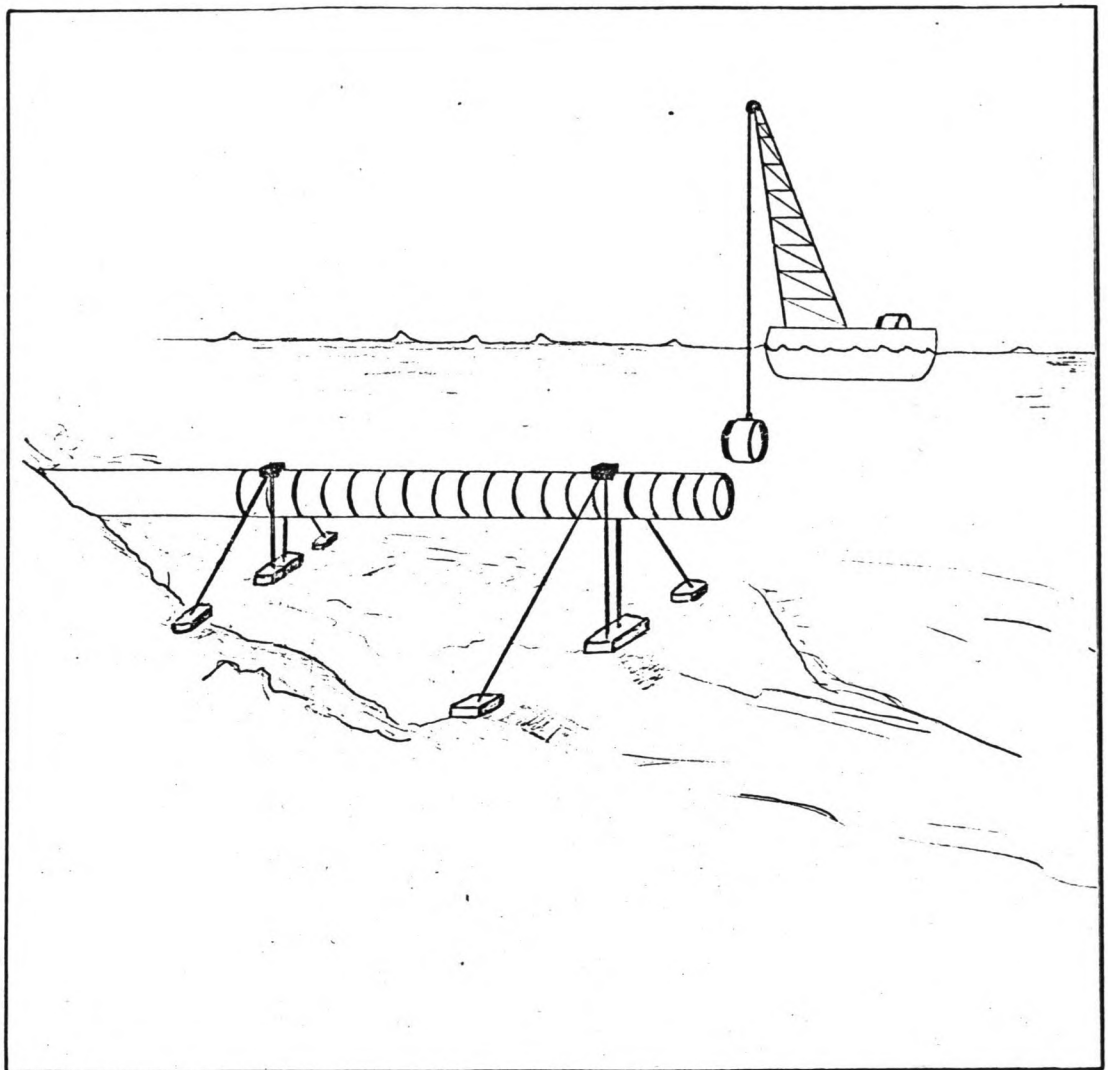
De ringen worden onder water gekoppeld aan het reeds geplaatste deel van de tunnel. Na plaatsing van een bepaald aantal ringen wordt een ring met een kopschot toegepast. Dit maakt het mogelijk het voorliggende (laatstgeplaatste) deel, dat dan nog met water is gevuld, droog te zetten.

Om de dwarskrachten op te kunnen nemen kan de omhullende wand zo gestort worden dat het binnenste gedeelte verschoven is ten opzichte van het buitenste deel (zie figuur 8).



Figuur 8: Prefab ring.

De definitieve verankering kan pas worden aangebracht als de koppeling van ringen gevorderd is over een afstand die de ankerkabels ten opzichte van elkaar hebben. Dit leidt in de bouwfase tot een lange uitkragende constructie (vanaf het laatst verankerde punt tot dat de volgende verankeringskabels worden aangebracht. Voor een overzichtstekening zie figuur 9.



Figuur 9: Bouwen met ringen.

2. Bouw met een glijbekisting.

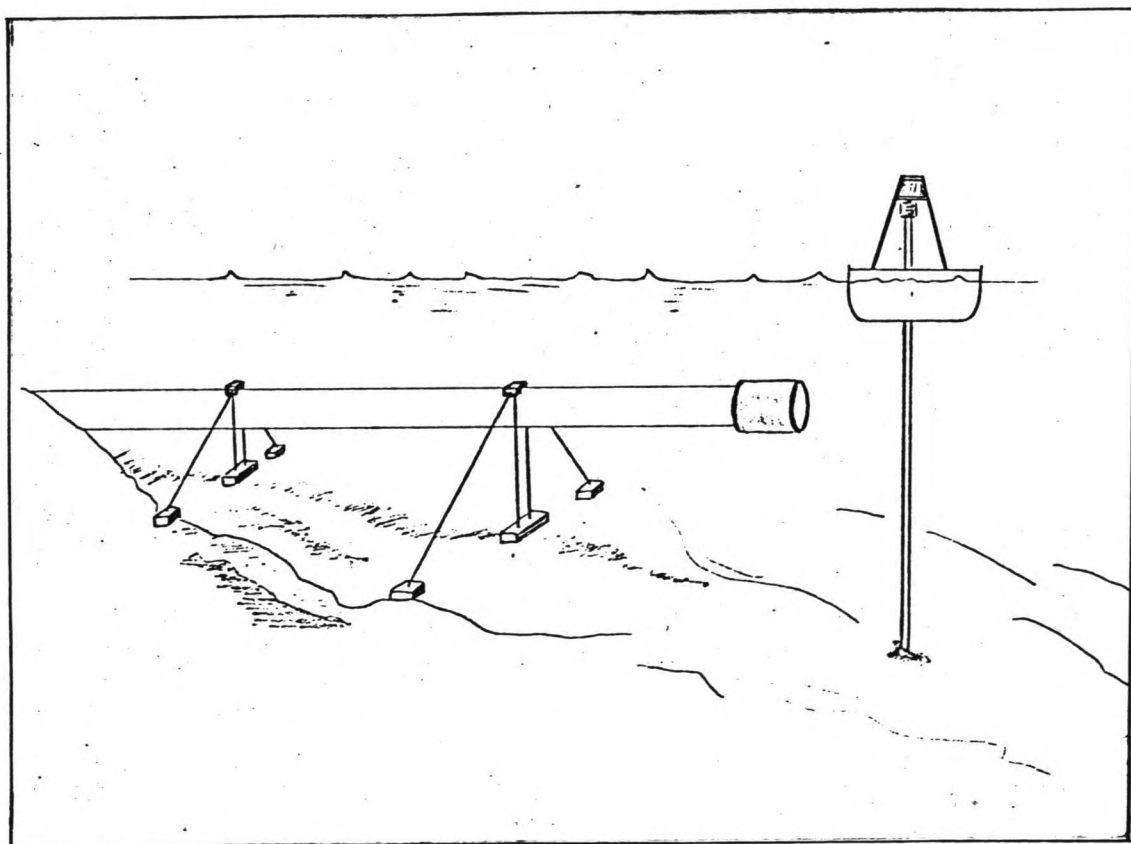
Van het in de rotsbodem voltooide deel van de tunnel wordt het uiteinde uitgebaggerd. Om dit uiteinde wordt een soort bouwruimte aangebracht die van de binnenzijde

van de omhullende wand dienst doet als glijbekisting. In de bouwruimte moet ook de stalen liner kunnen worden gemaakt. Deze dient dan als bekisting voor de buitenzijde van de tunnel.

Is de bouw gevorderd over een afstand, gelijk aan die tussen twee verankeringspunten, dan wordt een stel verankeringskabels aangebracht. Hierdoor krijgen we evenals bij het bouwen met ringen een lange uitkraging vlak voordat weer een nieuw stel verankeringskabels wordt aangebracht.

De aanvoer van bouw materiaal vindt plaats door het reeds voltooide deel van de tunnel. Naarmate de bouw vordert, wordt de weg waarover aangevoerd moet worden steeds langer (tot 3 km vlak voordat de andere oever is bereikt).

Voor een overzichtstekening zie figuur 10.



Figuur 10: Bouwen met een glijbekisting.

3. Bouwen in een bouwdok.

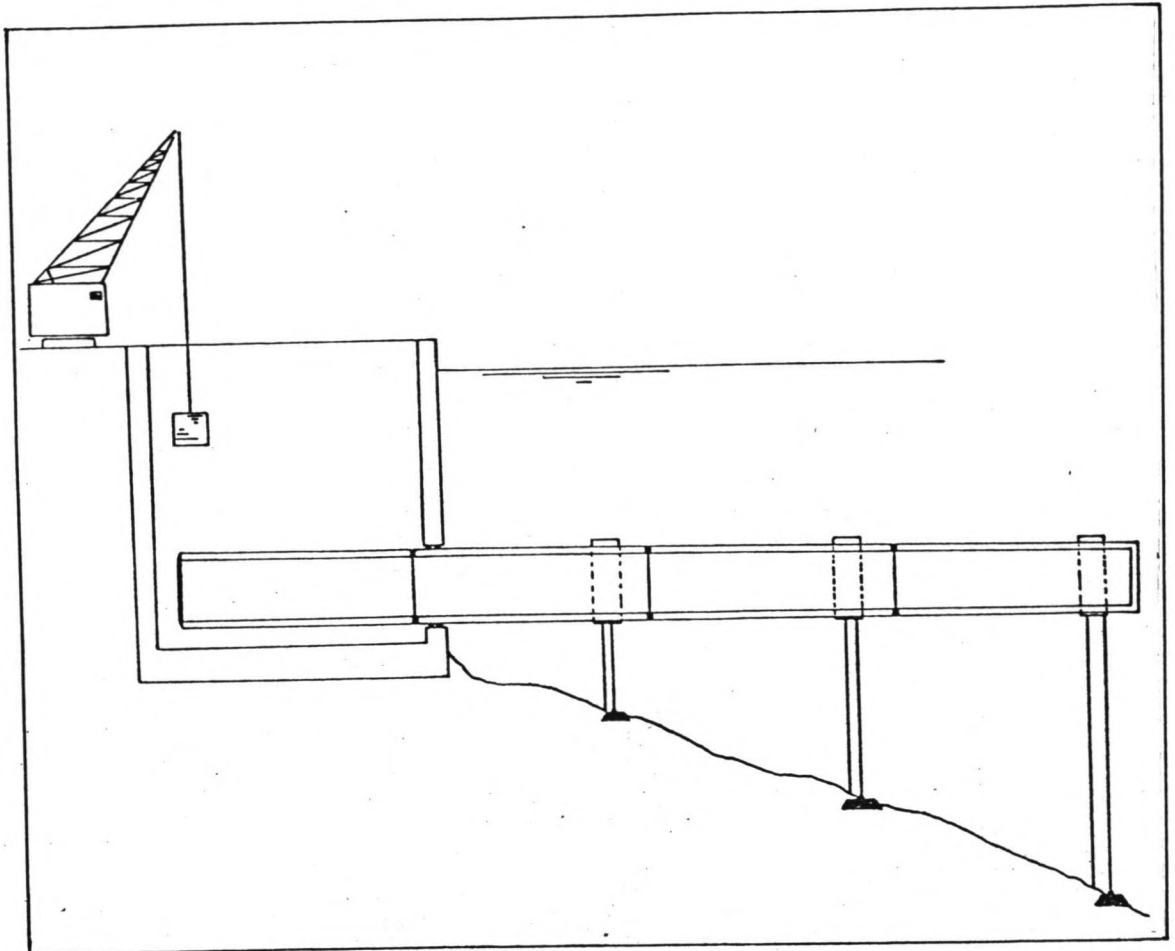
Op de oever wordt een bouwdok gemaakt (door bijvoorbeeld een caisson af te zinken). In dit bouwdok wordt in den droge een tunnelsegment gemaakt. Is dit klaar dan laten we het dok vollopen om de hydrostatische druk te neutraliseren en schuiven het segment zover naar buiten dat nog juist een nieuw segment aan dit voltooide segment kan worden aangebouwd.

Het naar buiten schuiven gebeurt door een cilindervormige opening in het bouwdok waarvan de diameter iets groter is dan die van de tunnel zelf. Na het uitschuiven worden in deze cilindervormige wand rubber profielen opgeblazen om de waterdichtheid te garanderen. Daarna wordt het dok weer drooggezet en kan met de bouw van het nieuwe segment worden begonnen.

De waterdichtheid van de tunnel wordt gegarandeerd door een kopschot aan de voorzijde van de tunnel en aan het laatst gebouwde segment in het bouwdok wordt voordat men het vol laat lopen een tijdelijk afdichtingsschot aangebracht dat na het uitschuiven en het wederom droogzetten van het bouwdok weer wordt teruggewonnen.

De verankering wordt aangebracht nadat uitschuiven heeft plaats gehad. Het typerende van deze verankering is dat hij over de tunnelwand moet kunnen schuiven. Hierbij moet worden opgemerkt dat na verloop van tijd de wrijvingskracht die moet worden overwonnen erg hoog oploopt.

Voor een overzichtstekening zie figuur 11.



Figuur 11: Bouwen in een bouwdok.

4. Installeren van segmenten met behulp van een geleide schip in een droog milieu met een geleide constructie.

Bij deze bouwmethode wordt gewerkt met segmenten van maximaal te hanteren lengte. Een te plaatsen tunnelsegment wordt drijvend aangevoerd tussen de "drijvers" van het schip gevaren. Dit schip ligt verankerd aan de definitieve grondankers waar de kabels voor verankering van de tunnel ook aan vast zitten.

Om zowel het te plaatsen tunnelsegment als uit uiteinde van het reeds geplaatste deel van de tunnel wordt de geleide constructie aangebracht. Dan worden installatieschip en tunnelsegment op diepte gebracht.

De geleide constructie dient ervoor om het tunnelsegment een van te voren vastgelegde baan naar beneden te geven, zodat botsen met het reeds geplaatste deel van de tunnel niet mogelijk is. Bovendien kan het te plaatsen segment door deze geleide constructie op de juiste plaats worden gebracht voor de koppeling. Het segment wordt in eerste instantie naar grotere diepte gebracht dan in gebruiksfase het geval is. De verankeringskabels worden aangebracht en het tunnelsegment, dat tot dit tijdstip met bijvoorbeeld water is geballast, wordt leeggepompt. Hierdoor komt het tunnelsegment strak in zijn kabels te hangen.

Als de geleide constructie zich ook sluit rond het uiteinde van het te plaatsen tunnelsegment is de koppeling van "de buitenwereld" afgesloten. Na het droogzetten van de nu verkregen bouwruimte kan onder ideale omstandigheden koppeling plaatsvinden. Nadat de koppeling is voltooid kan het volgende segment worden geplaatst.

Voor een overzichtstekening zie figuur 12.

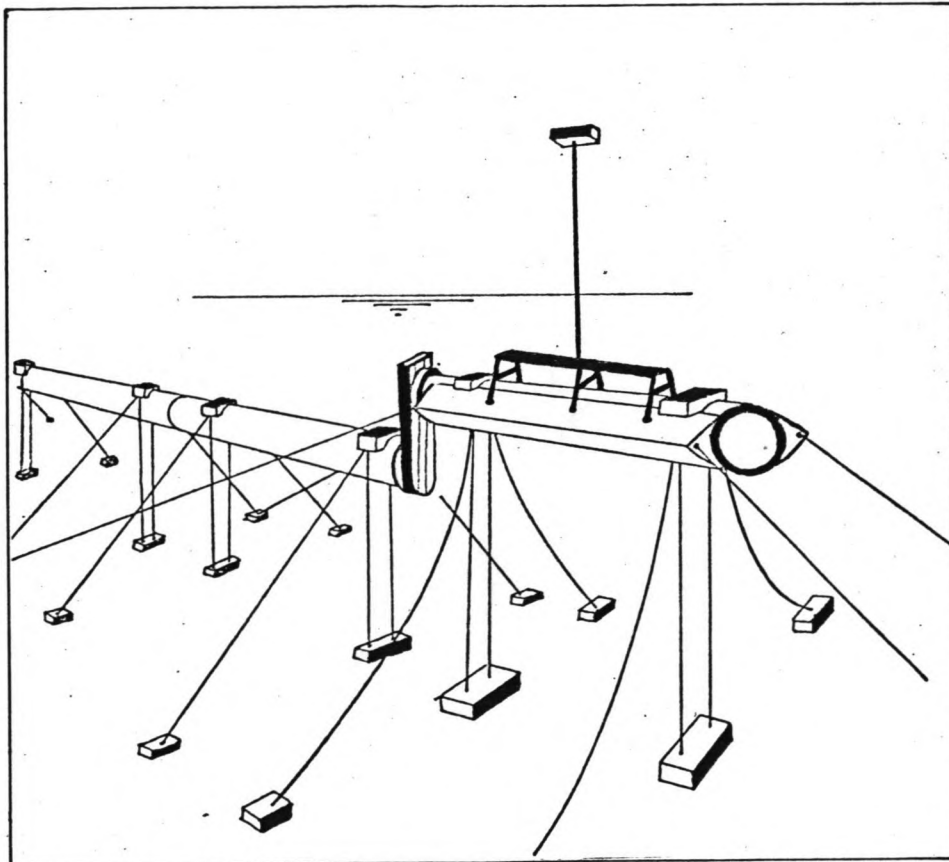
5. Installeren van segmenten met behulp van een geleide schip in den droge zonder een geleide constructie.

Hier wordt evenals bij alternatief 4 het tunnelsegment drijvend aangevoerd; tussen de drijvers van het schip gevaren en op diepte gebracht. Bij het op diepte brengen van het tunnelsegment wordt nu echter geen gebruik gemaakt van een geleide constructie en verplaatsingen in langsrichting moeten worden verhinderd. Dit om stoten van het segment tegen het reeds geplaatste deel van de tunnel tegen te gaan.

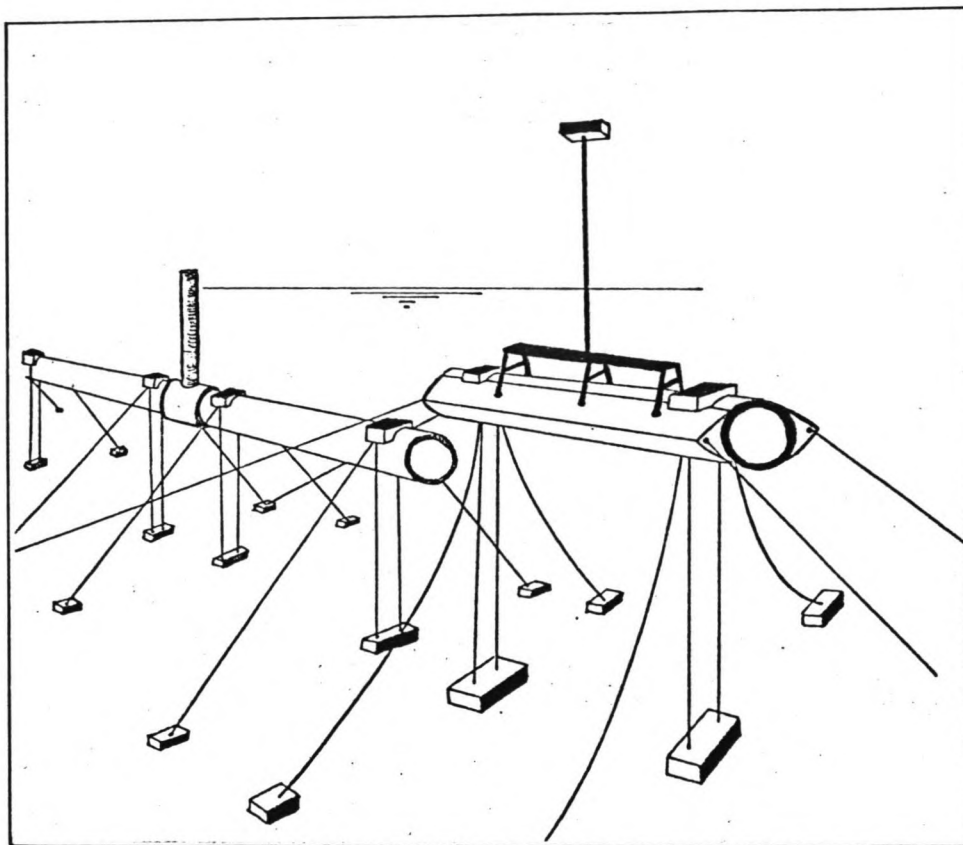
Om verlaatsingen in langsrichting tegen te gaan kan het geleideschip, het vaste punt van waaruit wordt gewerkt, ook in langsrichting worden verankerd. Daarnaast kan het op diepte brengen en bevestigen van de verankeringskabels op enige afstand van het reeds geplaatste deel van de tunnel gebeuren.

Pas als het segment is leggepompt kan het dichterbij gebracht worden door het vieren en/of aantrekken van kabels in langsrichting. Dan kan de bouwruimte, waarbinnen de koppeling plaats vindt worden aangebracht. Het geleide schip is dan niet langer nodig en kan zich gaan bezighouden met het plaatsen van het volgende segment. De functies van plaatsen en koppelen zijn hierdoor los van elkaar komen te staan.

Voor een overzichtstekening zie figuur 13.



Figuur 12: Installeren van een segment met behulp van een geleide schip in een droog milieu met een geleide constructie.

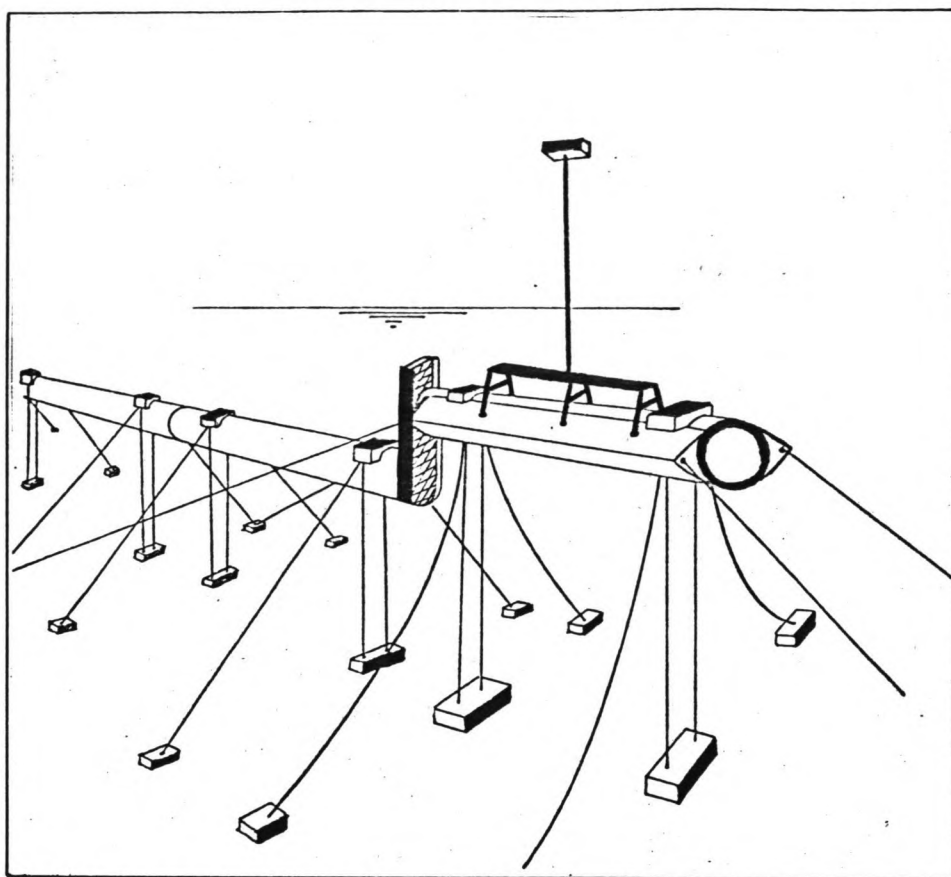


Figuur 13: Installeren van een segment met behulp van een geleide schip in den droge zonder een geleide constructie.

6. Installeren van een segment met behulp van een geleide schip in een nat milieu met een geleide constructie.

De plaatsing van het tunnelsegment geschiedt hier op dezelfde manier als bij alternatief 4. Slechts het koppelen van de segmenten aan elkaar gebeurt anders.

Op het moment dat het afspannen van het tunnelsegment is voltooid, liggen de twee te koppelen uiteinden precies tegen elkaar (dankzij de geleide constructie). Door het water dat zich tussen de kopschotten bevindt af te voeren via het reeds geplaatste deel van de tunnel gedrukt (namelijk hydrostatische druk*oppervlakte). Voor een overzichtstekening zie figuur 14.



Figuur 14: Installeren van een segment met behulp van geleide schip in een nat milieu met een geleide constructie.

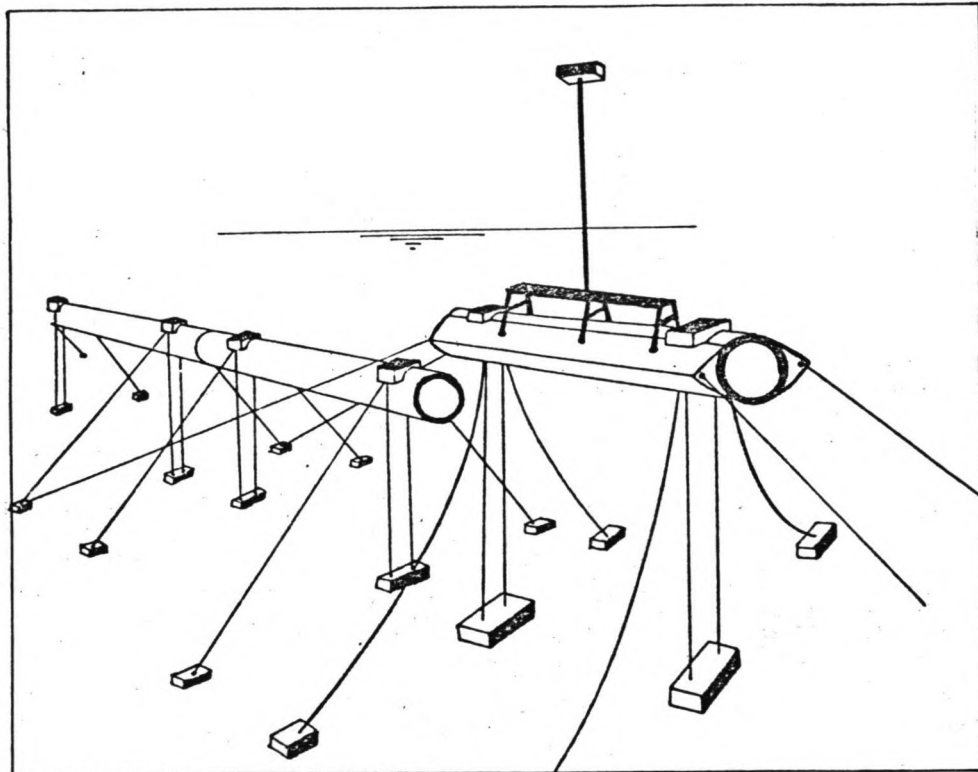
7. Installeren van segmenten met behulp van een geleide schip in een nat milieu zonder geleide constructie.

Het plaatsen op diepte van het tunnelsegment gebeurt op dezelfde manier als bij alternatief 5. Slechts het stadium waar men overgaat tot koppelen is anders.

De ligging van het te plaatsen segment is door de afwezigheid van een geleide constructie en een bouwruimte minder plaatsvast. Twee daar tegenover staande voordelen zijn dat de koppelingsfase erg kort is en er door zowel installatieschip als tunnelsegment geen krachten op het reeds geplaatste deel van de tunnel worden uitgeoefend.

Als het tunnelsegment is afgespannen, wordt het te plaatsen tunnelsegment zachtjes tegen het reeds voltooide deel van de tunnel getrokken. Dan laten we het water tussen de twee kopschotten wegstromen en met een hydrostatische druk van die diepte wordt het nieuw te plaatsen segment tegen het reeds geplaatste deel van de tunnel gedrukt. Een Ginavormig profiel zorgt voor een waterdichte afdichting tussen de twee segmenten.

Voor een overzichtstekening zie figuur 15.



Figuur 15: Installeren van een segment met behulp van een geleide schip in een nat milieu zonder een geleide constructie.

8. Installeren van segmenten zonder geleide schip in een droog milieu.

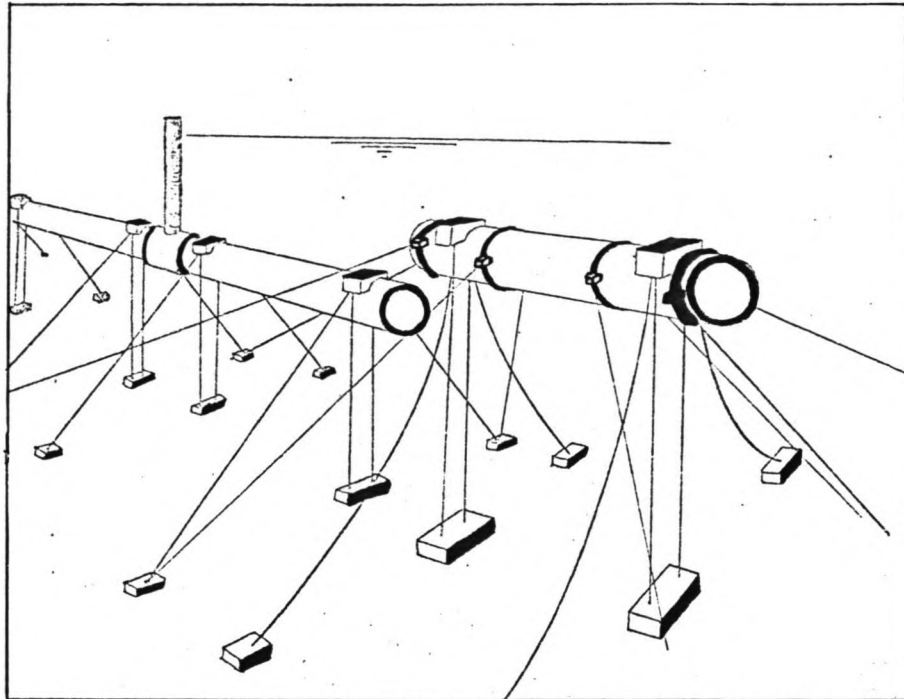
Een mogelijk alternatief om het tunnelsegment zonder installatieschip te plaatsen kan zijn met behulp van lieren. Deze lieren kunnen aan de oppervlakte aan het tunnelsegment worden bevestigd. Daarna kan het tunnelsegment geballast worden zodat de lieren het tunnelsegment met minder grote kabelkrachten naar beneden kunnen trekken.

De lieren trekken het tunnelsegment in eerste instantie op grotere diepte dan waarop het uiteindelijk moet komen te liggen. Dit maakt het bevestigen van de verankeringskabels gemakkelijker. Zijn deze eenmaal bevestigd dan kan het ballastmateriaal uit het tunnelsegment worden gepompt zodat dit strak in de verankeringskabels komt te hangen.

Ligt het tunnelsegment niet op de juiste plaats dan kan het tunnelsegment opnieuw worden geballast en kunnen de kabels worden bijgesteld. Dit herhaalt zich tot de juiste positie is bereikt, met de gewenste kabelkrachten.

De lieren met kabels in langsrichting kunnen het tunnelsegment voor het reeds geplaatste deel van de tunnel brengen en de ruimte waarin de koppeling in den droge zal plaats vinden kan worden aangebracht. Na voltooiing van het werk kunnen de lieren worden verwijderd en voor de installatie van een volgend tunnelsegment worden gebruikt.

Voor een overzichtstekening zie figuur 16.



Figuur 16: Installeren van een segment zonder geleide schip in een droog milieu.

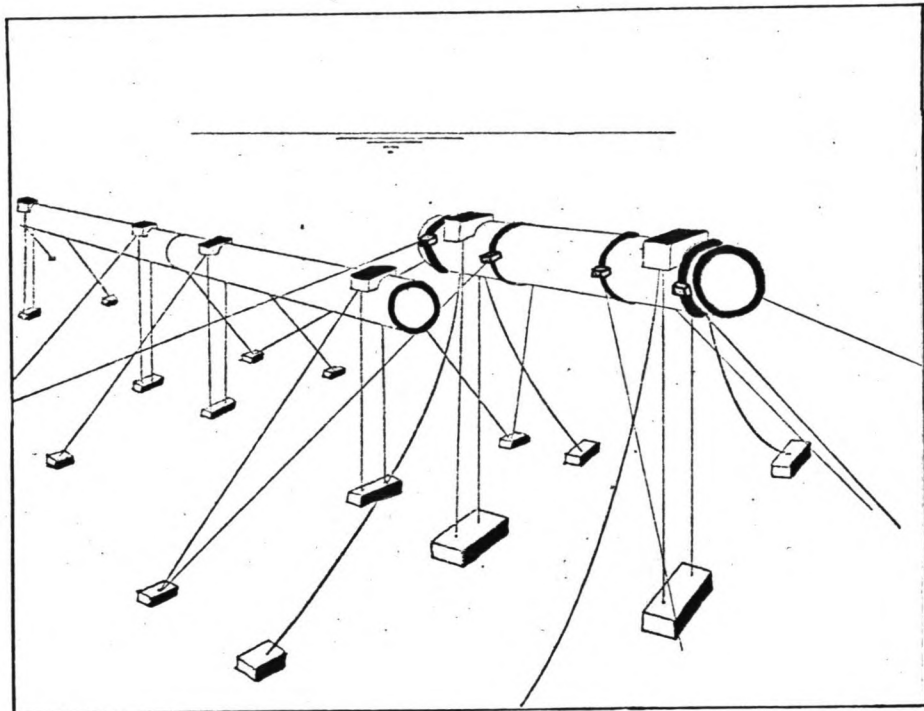
9. Installeren van een segment zonder geleide schip in een nat milieu.

Wordt het tunnelsegment geïnstalleerd zonder geleide schip in een nat milieu dan wordt dit op identieke wijze op diepte gebracht en afgemeerd voor zijn voorganger als bij alternatief 8.

Het verschil zit in de manier waarop de tunnelsegmenten aan elkaar gekoppeld worden. Bij dit alternatief gebeurt dit in een nat milieu. De lieren met kabels in langsrichting zijn in staat het tunnelsegment tegen zijn voorganger aan te trekken. Zodra over de gehele omtrek contact is gemaakt tussen de twee tunnelsegmenten kan de ruimte tussen de kopschotten leeggepompt

worden. Het te plaatsen tunnelsegment wordt dan met een grote hydrostatische kracht tegen het reeds geplaatste deel van de tunnel gedrukt. In een droge werkruimte kan de koppeling dan verder worden afge-
werkt.

Voor een overzichtstekening zie figuur 17.



Figuur 17: Installeren van een segment zonder geleide schip in een nat milieu.

2.3 Keuze bouwmethode.

Uit de in de vorige paragraaf genoemde negen alternatieven moet een alternatief worden gekozen dat nader zal worden uitgewerkt. Om tot een keuze te komen worden de alternatieven getoetst aan een aantal toetsingscriteria. Deze toetsingscriteria zijn onder te brengen bij vier hoofdcriteria te weten:

1. Bouw in z'n algemeenheid
2. Plaatsing van de tunnel(segmenten)
3. Koppelingen
4. Kosten.

1. Bouw in z'n algemeenheid.

Hieronder vallen de volgende 6 toetsingscriteria:

1. Bouwtijd (bevat zowel bouw-, plaatsings- als afwerkperiode)
2. Bevoorrading met bouw materiaal (verloopt dit gemakkelijk of moeizaam?)
3. Mogelijkheden om de bouw te onderbreken
4. De hoeveelheid werkzaamheden op zee (omdat deze ongetwijfeld een grotere moeilijkheidsgraad hebben dan de werkzaamheden op het land)
5. Extreme belastingsgevallen tijdens de bouw (kunnen leiden tot het juist voor deze fase zwaarder construeren)
6. Complicaties bij de landhoofden, de plaats tot waar de bouw gevorderd is en bij het laatst te plaatsen segment.

2. Plaatsing van de tunnel(segmenten).

Hieronder vallen 5 toetsingscriteria:

1. Verankering (de moeilijkheidsgraad van- of te verwachten complicaties bij het aanbrengen van de verankeringskabels)
2. De invloed van de weersomstandigheden op de plaatsing van de tunnel(segmenten)
3. Het aantal kopschotten (deze tijdelijke afichtingen dienen later afgebroken te worden, maar kosten ook bouw materiaal en opdrijvend vermogen)

4. Plaatsvastheid tijdens plaatsing (de tunnel dient ten aller tijde onder controle te worden gehouden, te grote verplaatsingen van de tunnel(segmenten) kan leiden tot beschadiging)
5. Plaatsingstijd (hoewel deze onder de bouwtijd valt verdient deze door de moeilijkheidsgraad in deze fase aparte aandacht).

3. Koppelingen.

Hieronder vallen 3 toetsingscriteria:

1. Het aantal koppelingen (de koppeling is een moeilijk deel van de bouwfase en kan bovendien de kans op lekkage vergroten)
2. Reparatie mogelijkheden (indien de koppeling aan slijtage onderhevig is en de levensduur daardoor korter als die van de rest van de constructie)
3. Testen en inspecteren van koppeling op waterdichtheid.

4. Kosten.

Hieronder vallen 2 toetsingscriteria:

1. Stichtingskosten (inclusief de bouw van eventuele hulpapparatuur zoals installatieschepen)
2. Kosten onderhoud.

Natuurlijk zijn niet alle bovenstaande toetsingscriteria van even groot belang. Daarom wordt aan ieder toetsingscriterium een "gewicht" toegekend. Naarmate een criterium belangrijker is wordt hieraan meer gewicht toegekend.

Is aan een criterium eenmaal gewicht (in de vorm van een cijfer) toegekend dan worden de verschillende bouwmethodes aan dit criterium getoetst.

Deze toetsing gaat als volgt:

Blijkt een bouwwijze bij toetsing aan een criterium geschikt, gunstig of levert deze bouwwijze weinig pro-

blemen op dan wordt aan dit alternatief een 0 (nul) toegekend. Is een bepaald alternatief niet helemaal geschikt, minder gunstig of is een alternatief niet geheel vrij van problemen dan wordt één - toegekend. Blijkt een bouwwijze bij toetsing ongeschikt, ongunstig, of levert deze veel problemen op dan wordt twee maal - toegekend (--). Blijkt een bepaald alternatief bij toetsing aan een criterium totaal onmogelijk of is dit alternatief onuitvoerbaar dan wordt een * toegekend en valt hiermee dit alternatief af.

Nadat deze toetsing voor alle criteria heeft plaats gehad worden het aantal minnen per criteria vermenigvuldigd met het gewicht. Door het aantal minnen voor ieder alternatief op te tellen wordt vergelijking mogelijk. Het ligt voor de hand dat het alternatief met de minste minnen voorkeur verdient.

Het gewicht van de verschillende criteria is als volgt:

1.1 Bouwtijd	2 punten
1.2 Bevoorrading met bouw materiaal	2 punten
1.3 Mogelijkheden de bouw te onderzoeken	1 punt
1.4 Hoeveelheid werk op zee	3 punten
1.5 Extreme belastingsgevallen tijdens bouw	3 punten
1.6 Complicaties bij bijvoorbeeld landhoofden, verankering of installatieschip	5 punten
2.1 Verankering	3 punten
2.2 Invloed van het weer	2 punten
2.3 Aantal kopschotten	2 punten
2.4 Plaatsvastheid tijdens plaatsing	2 punten
2.5 Plaatsingstijd	1 punt
3.1 Aantal koppelingen	3 punten
3.2 Mogelijkheden tot reparatie koppeling	2 punten
3.3 Tijdsduur en moeilijkheidsgraad van de koppeling	2 punten
4.1 Stichtingskosten	onbekend
4.2 Onderhoud	onbekend

Alternatief	1	2	3	4	5	6	7	8	9	Gewicht
Bouw	1.1	-	--	-	0	0	0	0	0	2
	1.2	-	--	0	0	0	0	0	0	2
	1.3	-	0	0	--	-	--	-	-	1
	1.4	--	0	0	-	-	-	--	--	3
	1.5	--	--	--	-	0	-	0	0	3
	1.6	-	--	-	-	0	-	0	-	5
Plaatsen	2.1	-	-	-	0	0	0	0	0	3
	2.2	-	0	0	-	-	-	-	-	2
	2.3	--	0	0	-	-	-	-	-	2
	2.4	-	0	-	0	-	0	-	-	2
	2.5	-	0	-	--	-	--	-	-	1
Koppeling	3.1	-	0	0	0	0	0	0	0	3
	3.2	-	-	-	0	0	-	0	-	2
	3.3	-	0	0	-	-	0	0	0	3
Kosten	4.1									-
	4.2									-
Totaal		42	29	21	22	14	21	13	22	21

Uit de toetsing blijkt alternatief 7, installatie met behulp van een geleide schip zonder geleide constructie in een nat milieu koppelen, het beste naar voren te komen.

Voor dit alternatief wordt de bouwmethode nader uitgewerkt. Wel dient hierbij de opmerking te worden gemaakt dat alternatief 5, het gekozen alternatief op de voet volgt.

Het iets lager of hoger inschatten van het gewicht van één toetsingscriterium zou daardoor kunnen leiden tot een voorkeur voor alternatief 5. Zou men besluiten tot de bouw over te gaan dan dient zeker ook alternatief 5 nader te worden onderzocht.

2.4 Nadere uitwerking gekozen bouwmethode.

Bij de gekozen bouwmethode, alternatief 7, wordt gebruik gemaakt van een installatieschip. Dit schip zal een speciaal op zijn functie afgestemde vormgeving hebben.

Door het drijfvermogen van het schip uit twee gescheiden drijvers te halen kan het tunnelsegment voor de installatie tussen deze twee drijvers worden gevaren. Als de afstand tussen de drijvers kan variëren is het mogelijk deze tegen het tunnelsegment aan te brengen. Door de drijvers zodanig van vorm te maken dat ze tesamen met het tussenliggende tunnelsegment een gestroomlijnd profiel vormen zal bij de hoge stroomsnelheden de sleepkracht toch beperkt blijven.

Op het installatieschip zijn lieren aangebracht die het schip en het tunnelsegment naar beneden moeten trekken. De kabels van deze lieren zijn bevestigd aan de verankeringspunten die reeds op de zeebodem aanwezig zijn en dienen voor de verankering van de tunnel.

Om de krachten op de lieren en in de kabels niet te hoog op te laten lopen kunnen zowel tunnelsegment als de drijvers geballast worden met water. Hiervoor moeten in het schip speciale ballasttanks zijn opgenomen. In de tunnel kunnen hiervoor eventueel kompartimenten worden gereserveerd.

De verankeringskabels die uiteindelijk het tunnelsegment gaan verankeren zijn, alvorens met plaatsen wordt begonnen, tussen de drijvers en het tunnelsegment aangebracht. In de speciaal voor deze kabels uitgespaarde ruimte is apparatuur aangebracht die de kabels door kunnen schuiven als het geheel op diepte wordt gebracht. Hierdoor moeten de kabels tot het wateroppervlak reiken, maar vanaf het begin van de installatiefase heeft men de kabels onder controle. De plaats van het verankeringspunt op de zeebodem is nadat de bouw ervan is voltooid, nauwkeurig vast te leggen. De plaats van het verankeringspunt op de tunnel is ook bekend. Dit stelt ons in staat de benodigde lengte van de kabel tot op enkele centimeters nauwkeurig te bepalen. Op de gewenste plaats kunnen we dan van de kabel overgaan op een staaf met bijvoorbeeld schroef-

draad. Hierdoor is het mogelijk de kabellengte tot de laatste centimeters nauwkeurig in te stellen.

Het tunnelsegment wordt in eerste instantie naar een grotere diepte gebracht dan het reeds geplaatste deel van de tunnel. Dit vereenvoudigt het aanbrengen van de verankeringskabels (vooral de schuine). Voor het aanbrengen van de verankeringskabels moet ook apparatuur in het installatieschip zijn opgenomen. Het aanbrengen van de kabels zelf kan dan een eenvoudige handeling zijn. zijn.

Voor alle bovenstaande handelingen zijn apparaten nodig. De bediening van deze apparaten kan gebeuren vanuit een centraal punt, de bedieningskamer. Deze kan zich het best boven het wateroppervlak bevinden. Dit heeft twee voordelen. Ten eerste is de kans op lekkage van de bedieningskamer weggenomen. Ten tweede heeft men ook vanuit de oever een referentiepunt om de bewegingen van het installatieschip en het tunnelsegment nauwlettend te volgen. Omdat het geheel zo'n 40 meter onder de waterpiegel wordt getrokken moet deze bedieningskamer $\pm$ 50 meter boven het installatieschip worden gebouwd. Hierbij moet worden opgemerkt dat het waterdoorsnijdend oppervlak tussen bedieningskamer en installatieschip niet te groot mag zijn met het oog op de momenten ten gevolge van de sleepkrachten.

Zoals reeds hiervoor vermeld, worden bij het afzinken zowel tunnelsegment als installatieschip geballast. Zijn de definitieve verankeringskabels eenmaal aangebracht op het tunnelsegment dan kan het ballastmateriaal naar buiten worden gepompt. Het tunnelsegment komt dan strak in zijn verankeringskabels te "hangen". Is de juiste plaats of de juiste kabelkracht niet bereikt dan kan het geheel opnieuw worden geballast. Het tunnelsegment zal hierdoor zakken en de krachten in de kabels zullen afnemen. Door de aanwezigheid van een

schroefdraad kunnen de kabellengtes worden bijgesteld tot de gewenste plaats en kabelkracht is bereikt.

Op de hiervoor beschreven wijze is het mogelijk de tunnelsegmenten rustig op de juiste plaats voor het reeds geplaatste deel van de tunnel te brengen. We zitten op deze diepte namelijk buiten de golfinvloed en het tunnelsegment wordt door het installatieschip op zijn plaats gehouden zolang dit nog niet op z'n eigen verankeringskabels is afgespannen. Is de juiste plaats van het tunnelsegment bereikt dan kan tot koppelen worden overgegaan. De kabels die het installatieschip in langsrichting in evenwicht houden kunnen het tunnelsegment voorzichtig tegen zijn voorganger trekken. Een Ginaprofiel zorgt voor een waterdichte koppeling. Nadat de ruimte tussen de kopschotten is drooggezet kan de rest van de koppeling worden voltooid.

3. Vormgeving van de tunnelsegmenten.

Nu er gekozen is voor een bouwmethode waarbij gebruik gemaakt wordt van tunnelsegmenten kunnen we de vorm van die segmenten gaan bepalen. Met de vormgeving wordt in het bijzonder de uitwendige vorm van de tunnelsegmenten bedoeld zoals:

1. lengte
2. kopschotten
3. koppeling
4. kabelverdeling

3.1 Lengte van de tunnelsegmenten.

Het aanvoeren, plaatsen en koppelen van de tunnelsegmenten is een dure aangelegenheid. Voor een belangrijk deel zijn deze handelingen onafhankelijk van de lengte van de tunnelsegmenten. Op grond daarvan zal gestreefd worden naar een zo groot mogelijke lengte. Een bijkomend voordeel is dat er minder kopschotten en waterdichte koppelingen nodig zijn. Bovendien kan bij een grotere lengte de rotatiecapaciteit van de koppeling kleiner zijn voor een gelijk verplaatsingsverschil tussen voor- en achterzijde van een segment. Deze rotatiecapaciteit en zakking zijn nodig om in de gebruiksfase een mobiele belasting af te kunnen dragen aan de kabels.

Een grotere lengte van het tunnelsegment is niet in alle opzichten gunstig. Het langer maken doet namelijk de momenten en dwarskrachten in langsrichting toenemen. Hierdoor is dan meer langsvoorspanning en wapening nodig. Een ander nadeel van grotere elementen is dat het aantal sleepboten voor het aanvoeren en plaatsen van een tunnelsegment groter wordt. De continue aanwezigheid van een groot aantal sleepboten maakt de installatie een dure aangelegenheid. Ook voor het installatieschip is een langer tunnelsegment nadelig. Een groter tunnelsegment oefent een grotere kracht uit op het schip en de kabels waaraan dit schip verankerd ligt. Doordat de krachten groter worden zullen ook de verplaatsingen toenemen.

Deze mogen echter niet zo groot worden dat nauwkeurig afspannen en het koppelen van een segment onmogelijk wordt.

Omdat de verplaatsingen van een te plaatsen segment ten opzichte van het reeds geplaatste deel van de tunnel een uitvoeringstechnische beperking is, gaan we uit van een segmentlengte van 50 meter.

3.2 De kopschotten.

De kopschotten die tijdens het drijvend transport en de installatieperiode de waterdichtheid van het tunnelsegment moeten garanderen vormen een extra gewichtsbijdrage. Er zijn verschillende type kopschotten te bedenken:

1. gewapend betonnen kopschot.
2. kopschot van voorgespannen beton.
3. stalen kopschot in één richting verstijfd.
4. stalen kopschot in twee richtingen verstijfd.
5. gekombineerd staal/betonnen kopschot.

De eerste vier typen kopschotten zijn in bijlage 2. aan een nader onderzoek onderworpen. Resumerend kan gezegd worden dat van de betonnen kopschotten het (weliswaar zwaar) gewapende kopschot als beste naar voren kwam doordat dit kopschot in de tunnelwand kan worden ingeklemd. Het gewicht van dit kopschot bedroeg 363 ton. Van de stalen kopschotten komt het in twee richtingen verstijfde kopschot als beste naar voren. Het gewicht van dit kopschot is ongeveer 100 ton. Het gekombineerd staal/betonnen kopschot is niet nader onderzocht.

In deze situatie wordt aan het stalen kopschot dat in twee richtingen is verstijfd de voorkeur gegeven om de volgende drie redenen: 1. Het stalen kopschot heeft een

- lager eigen gewicht.
2. De demontage van het kopschot verloopt makkelijker dan die van de ingeklemde betonplaat.
3. Delen van dit kopschot kunnen worden hergebruikt.

3.3 Koppeling.

Het koppelen van twee tunnelsegmenten is in vier stappen op te splitsen: 1. Maken van een waterdichte koppeling met een Gina-profiel.

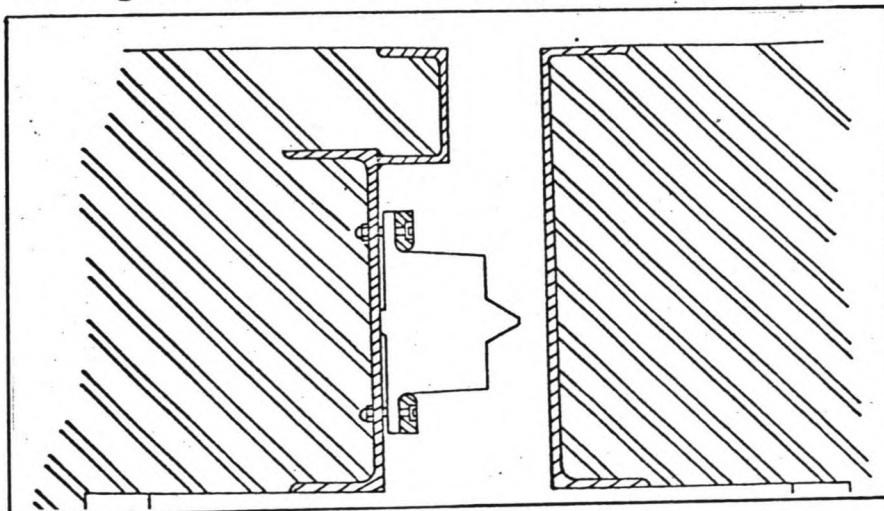
2. Aanbrengen van Omega- en U-profielen.

3. Aanbrengen van dwarskrachtnokken.

4. Verwijderen van de kopschotten.

3.3.1 Maken van een waterdichte koppeling.

Als het te plaatsen tunnelsegment met de vereiste nauwkeurigheid voor het reeds geplaatste deel van de tunnel is afgespannen kan tot koppelen worden overgegaan. De eerste stap hierbij is het maken van een contact tussen de tunnelsegmenten, zodat de ruimte tussen de kopschotten en de omhullende tunnelwand waterdicht van de omgeving wordt afgesloten. Hiertoe kan op de kopse kant van de omhullende tunnelwand een rubberprofiel worden aangebracht, het zogenaamde Gina-profiel. In figuur 18 is zo'n Gina-profiel getekend.



Figuur 18: Gina-profiel.

Als het te plaatsen tunnelsegment tegen zijn voorganger wordt aangetrokken, wordt de rubberneus van het Gina-profiel ingedrukt. Dit maakt wateruitwisseling met de omgeving onmogelijk.

Door het water tussen de kopschotten weg te pompen en de druk in deze ruimte te verlagen wordt het tunnelsegment met een grote eenzijdige hydrostatische druk tegen zijn voorganger gedrukt. Hierdoor kan het Gina-profiel dan ook een groter drukverschil keren. De normaalkracht in het Gina-profiel neemt namelijk aanzienlijk toe en daarmee ook de indrukking van het Gina-profiel.

Het is belangrijk meer te weten over het gedrag van het Gina-profiel teneinde de geschiktheid van dit profiel in zowel installatie- als gebruiksfase te bekijken. Niet minder belangrijk is het gedrag van dit rubber profiel op zeer lange termijn.

Het Gina-profiel is niet in staat grote dwarskrachten over te brengen. Bij lagere dwarskrachten gaat de overbrenging via het Gina-profiel gepaard met grote vervormingen. Loopt de dwarskracht op dan zal het Gina-profiel over de staalplaat van het andere tunnelsegment heen schuiven. Daarom moeten grote dwarskrachten en verplaatsingen van de tunnelsegmenten ten opzichte van elkaar worden vermeden.

Voor de grote dwarskrachten en verplaatsingen in de gebruiksfase kunnen dwarskrachtnokken worden aangebracht die later in dit hoofdstuk nader worden besproken. In de installatiefase zullen nog geen grote dwarskrachten aanwezig zijn, omdat de tunnelsegmenten vrij tegen elkaar worden gedrukt. Verplaatsingsverschillen zijn direct nadat de tunnelsegmenten tegen elkaar zijn gedrukt wel mogelijk door bijvoorbeeld de waterstroming. Dit moet worden tegen gegaan door de verankeringskabels op zodanige wijze over het tunnelsegment te verdelen dat dit niet meer mogelijk is.

De koppeling met een Gina-profiel is te zien als een verbinding met een rotatieveer. Op de veerstijfheid van deze rotatieveer zijn verschillende factoren van in-

vloed. De belangrijkste zijn:

1. De in het profiel aanwezige spanning.
2. Het type Gina-profiel (vorm en hardheid).

1. De in het profiel aanwezige spanning.

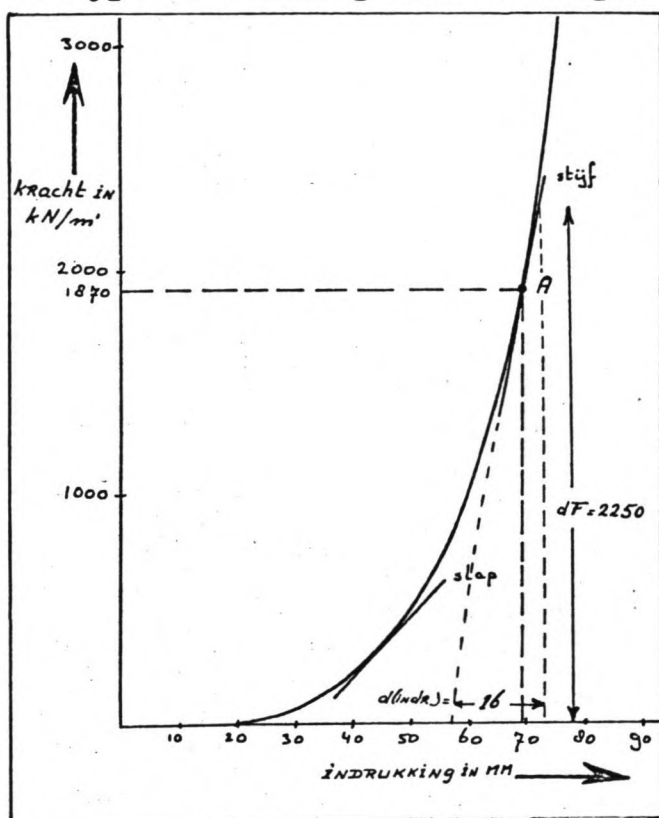
De verhouding tussen de kracht in het Gina-profiel per strekkende meter en de indrukking heeft bij toenemende kracht een progressief verloop. Dat is in grafiek 1 te zien voor een Gina-profiel van het type G 260-109-60.

De type aanduiding is als volgt: G = Gina

260 = breedte van het lijf

109 = hoogte van het lijf zonder flens

60° = hardheid van het rubber



Grafiek 1: Verloop van kracht/indrukkingsverhouding.

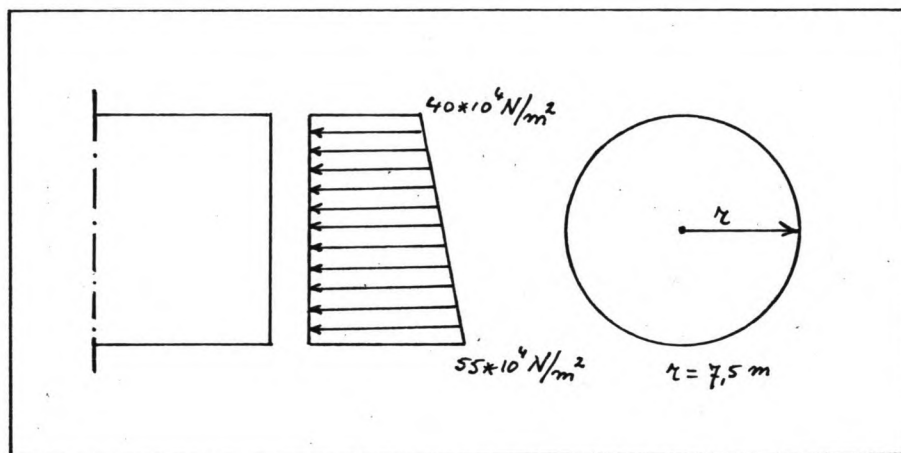
Als de waterdiepte toeneemt wordt de hydrostatische druk waarmee de tunnelsegmenten tegen elkaar gedrukt worden groter. De kracht per strekkende meter Gina-profiel neemt hierdoor toe. Als deze kracht groter wordt, vertoont de kromme van grafiek 1 een steiler verloop. Dat betekent dat met een gelijke rotatie

te vertalen als een indrukking en een verlenging van het Gina-profiel, grotere krachtsverschillen gepaard gaan. Via het Gina-profiel wordt dan een groter moment overgebracht. Ofwel, hoe groter de kracht per strekkende meter Gina-profiel hoe groter de veerstijfheid van de rotatieveer.

Voor het Gina-profiel G 260-109-60° is de veerstijfheid uitgerekend voor een zwevende tunnel onder de bij dit ontwerp heersende omstandigheden.

Ligt de tunnel op een gemiddelde diepte van 47,5 meter dan is de hydrostatische waterdruk tegen het kopschot van de tunnel:

$$F = p \cdot O_{pp.} = 4,75 \cdot 10^5 \cdot \pi \cdot 7,5^2 = 84 \cdot 10^6 \text{ N.}$$



Figuur 19: Hydrostatische druk op kopschot.

Deze kracht moet worden overgebracht door het Gina-profiel. Als we aannemen dat het hart van het Gina-profiel 0,3 meter uit de rand ligt dan wordt de straal van het Gina-profiel 7,2 meter. De totale lengte van het profiel is dan: $2 \cdot \pi \cdot 7,2 = 45,2$ meter. Dat is per strekkende meter Gina-profiel een kracht van:

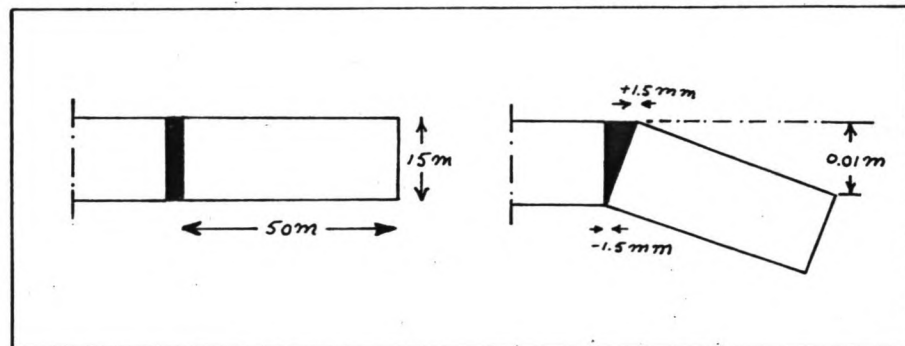
$$F' = \frac{84 \cdot 10^6}{45,2} = 1,86 \cdot 10^6 \text{ N/m'}$$

We zitten dan in punt A van grafiek 1. Trekken we bij dit punt een raaklijn met kromme dan is de veerstijfheid (S) ter plaatse te berekenen.

$$dF = 2250 \text{ kN} \quad d(\text{indrukking}) = 0,016 \text{ meter.}$$

$$\frac{dF}{d(\text{indrukking})} = \frac{2250}{0,016} = 1,4 \cdot 10^8 \text{ N/m'}$$

Als bij een tunnelsegment van 50 meter het zakingsverschil tussen de twee uiteinden 0,01 meter bedraagt, dan betekent dat een indrukking van $\frac{7,2}{50} \cdot 0,01 \approx 1,5 \text{ mm}$ aan de bovenzijde en een verlenging van 1,5 mm aan de onderzijde (zie figuur 20).



Figuur 20: Verband tussen indrukingsverschil in de koppeling en de zakking van het tunneluiteinde.

Het door het Ginaprofiel doorgegeven moment is dan:

$$M = \int_0^{2\pi} F \cdot \text{arm.}$$

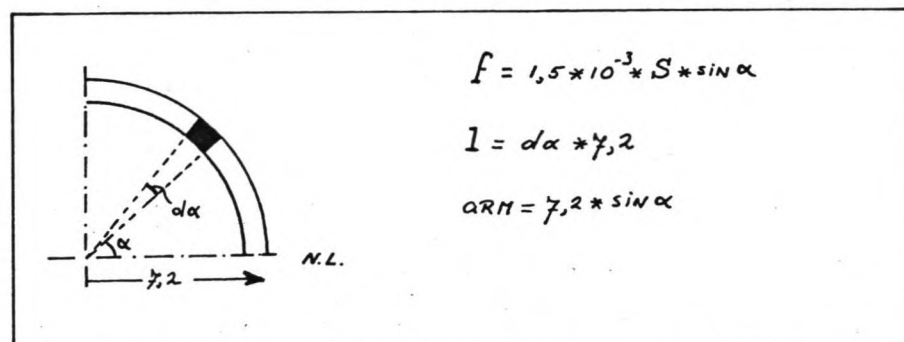
$$= \int_0^{2\pi} f \cdot l \cdot \text{arm.}$$

waarin $f = \text{kracht/m'}$

$l = \text{lengte mootje}$

$\text{arm.} = \text{afstand tot}$
neutrale lijn

$S = \text{stijfheid}$



Figuur 21: Bepaling reactiekracht bij indrukking van Gina-profiel.

$$\begin{aligned}
 M &= \int_0^{2\pi} 1,5 \cdot 10^{-3} \cdot S \cdot 7,2^2 \cdot \sin^2 \alpha \cdot d\alpha \\
 &= 1,5 \cdot 10^{-3} \cdot 1,4 \cdot 10^8 \cdot 7,2^2 \cdot \int_0^{2\pi} \left(\frac{1}{2} - \frac{1}{2} \cdot \cos 2\alpha \right) \cdot d\alpha \\
 &= 1,5 \cdot 10^{-3} \cdot 1,4 \cdot 10^8 \cdot 7,2^2 \cdot \pi = 34 \cdot 10^3 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Een rotatie van een graad zou het uiteinde van de tunnel een verplaatsing geven van 0,87 meter. De veerstijfheid van Gina-profiel is dus $87 \cdot 34 \cdot 10^3$ kNm/graad $\simeq 3 \cdot 10^6$ kNm/graad. Een dergelijke veer is niet meer als een scharnier te beschouwen.

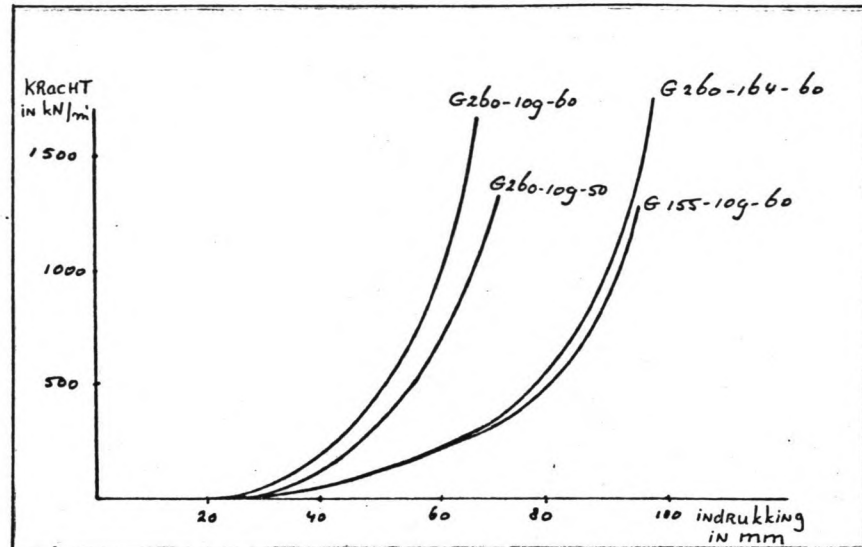
2. Het type Gina-profiel.

De veerstijfheid van het Gina-profiel is te beïnvloeden door de vorm en/of de hardheid te variëren.

In grafiek 2 is nogmaals het verband tussen kracht per strekkende meter en de indrukking van het Gina-profiel weergegeven.

Door het Gina-profiel smaller te maken bijvoorbeeld een G 155-109-60 blijft de kracht per strekkende meter weliswaar gelijk, maar de spanning in het materiaal, neemt met $2/3$ toe. Het gevolg hiervan is een grotere indrukking van dit Gina-profiel (zie grafiek 2). Wordt een dikker Gina-profiel toegepast bijvoorbeeld een G 260-164-60 dan zal bij een gelijke kracht per strekkende meter Gina-profiel de indrukking met ongeveer de helft toenemen. Ook voor dit type Gina-profiel is het krachtindrukkingverloop in de grafiek weergegeven.

Tot slot kan ook de hardheid van het rubber nog gevarieerd worden. In plaats van een G 260-109-60 kan een G 260-109-50 worden toegepast. De bij een G 260-109-50 behorende kromme is ook in grafiek 2 opgenomen.



Grafiek 2: Indrukkings/kracht verloop voor diverse type Gina-profielen.

Bij de keuze van een Gina-profiel moet op de volgende factoren worden gelet:

1. Aardbevingsgevaar
2. Maximaal toelaatbare kracht
3. Waterdichtheid
4. Verschuiving van Sicilië ten opzichte van Italië
5. Relaxatie in de tijd

Op grond van het eerste punt, het aardbevingsgevaar streven we naar zo slap mogelijke rotatieveren. Als de verankeringspunten in de zeebodem door een aardbeving in trilling worden gebracht, wordt dit via de kabels aan de tunnelsegmenten door gegeven. Als deze met slappe rotatieveren aan elkaar zijn verbonden kunnen de tunnelsegmenten de bewegingen van de zeebodem volgen zonder dat hierbij sprake zal zijn van al te grote spanningen. We prefereren dus

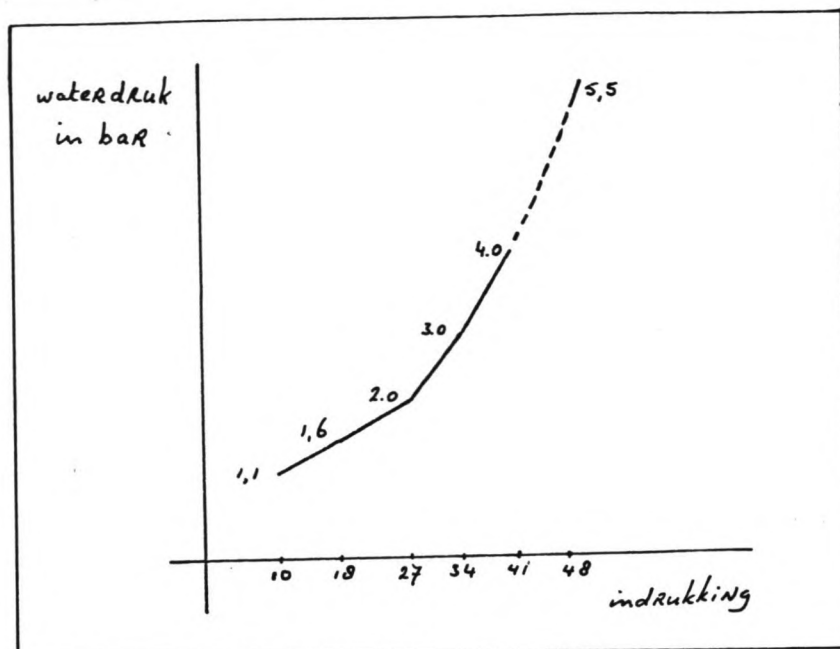
een profiel waarvan de kromme kracht/indrukking rechts van die van het G 260-109-60 profiel ligt.

De hiervoor besproken aangepaste Gina-profielen waarvan in grafiek 2 de kracht/indrukkingskrommen zijn gegeven of een combinatie van deze aanpassingen werken ten gunste van een lagere veerstijfheid.

Op grond van het tweede punt, de maximaal toelaatbare kracht, zal verhoging van het profiel de voorkeur verdienen boven versmalling of de toepassing van een zachter rubber. Hoge werkspanningen in het Gina-profiel zouden het namelijk kunnen beschadigen. Hetzelfde geldt voor een zachtere rubbersoort bij gelijke spanningen. Beschadiging zal niet ten gunste zijn van de waterdichtheid. Dit brengt ons op het derde punt, de waterdichtheid.

Om een waterkolom van 40 meter te weerstaan moet een Gina-profiel ongeveer 40 tot 45 mm ingedrukt zijn. Het diepste punt van de zwevende tunnel reikt echter tot -55 meter waardoor een even hoge waterkolom ter plaatse aanwezig zal zijn.

In grafiek 3 is voor een Gina-profiel met een hardheid van 60° uitgezet bij welke indrukking welke waterkolom gekeerd kan worden. De waarden gaan echter maar tot 4,0 bar (40 meter waterkolom). Als de kromme wordt doorgetrokken (met een stippe lijn) zien we dat bij een indrukking van 48 mm een waterkolom van 55 meter gekeerd kan worden. Omdat we naar een dikker Gina-profiel zullen gaan is er voor de veiligheid 10 mm bij opgeteld. De vereiste indrukking wordt dan 58 mm voor een waterkolom van 55 meter.

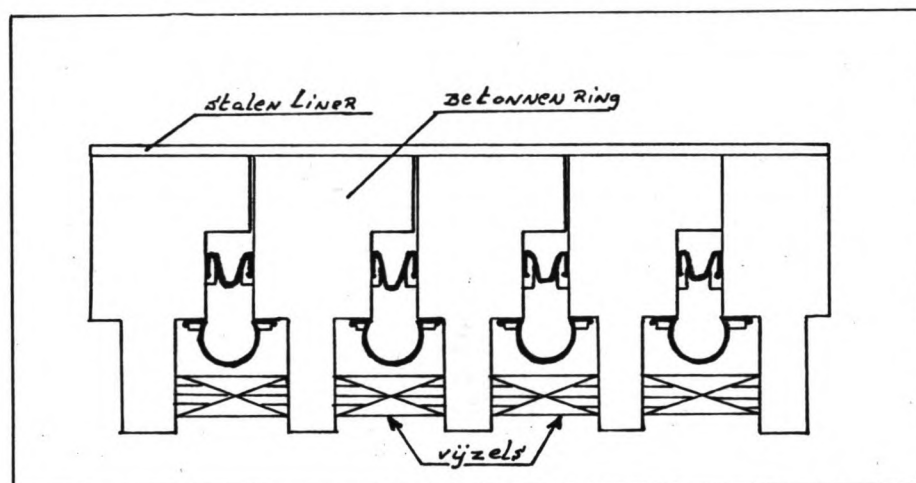


Grafiek 3: Verband tussen de indrukking van een Gina-profiel en de te keren waterkolom.

Het vierde punt, verschuiving van Sicilië ten opzichte van Italië pleit echter voor een indrukking die groter is dan 58 mm. Als we de ontwerpverschuiving van 1,5 meter op willen nemen terwijl het Gina-profiel toch zijn waterkerende functie blijft vervullen, dan moet de extra indrukking per koppeling zijn $\frac{1500}{60} = 25$ mm. Immers er zijn bij een segmentlengte van 50 meter over 3 km 60 tunnelsegmenten nodig.

Om tot slot het vijfde punt, de relaxatie op te vangen moeten er voorzieningen in de tunnel zijn opgenomen die grote verplaatsingen kunnen opnemen en toch waterdicht blijven. Op deze plaatsen kan dan met behulp van vijzels een geconcentreerde verlenging worden ingevoerd zodat de Gina-profielen ondanks de relaxatie toch onder druk blijven. Hiervoor kunnen speciale segmenten

in de tunnel worden opgenomen die opgebouwd zijn uit ringen die onderling zijn verbonden met bijvoorbeeld één U-profiel en één Omega-profiel (zie figuur 22). Deze kunnen de verlenging volgen wanneer de ringen uit elkaar worden gevijzeld. De waterkerende functie blijft hierbij gehandhaaft. De stalen liner en dwarskrachtnokken tussen de ringen verhinderen verplaatsingen in het vlak loodrecht op de lengte-as van de tunnel.



Figuur 22: Verlengbaar tunnelsegment.

Het Gina-profiel G 260-164-60 is geschikt om de functie onder deze omstandigheden te vervullen. De veerstijfheid van de rotatieveer van dit Gina-profiel is $2 \cdot 10^6$ kNm/graad als de kracht per strekkende meter Gina-profiel 1870 kN is.

3.3.2 Aanbrengen van Omega- en U-profielen.

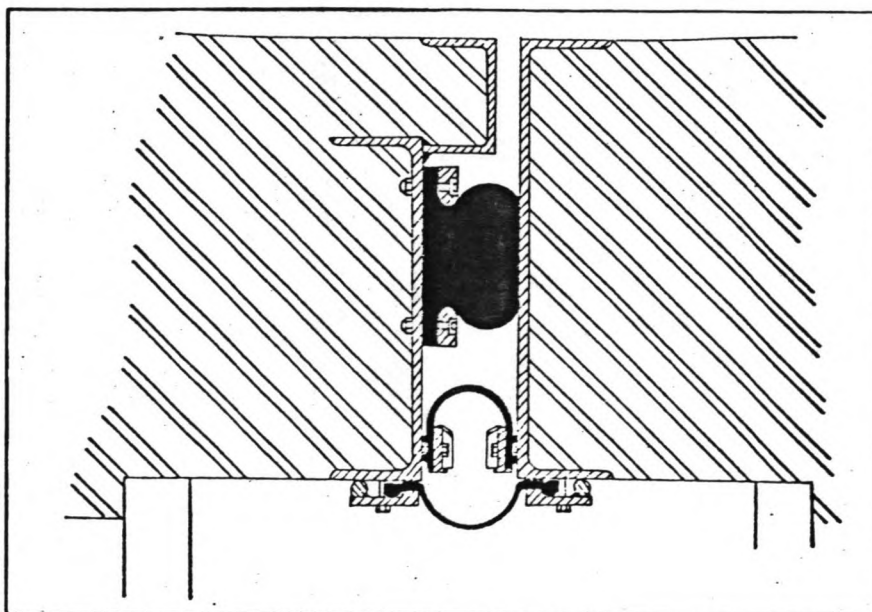
Als de ruimte tussen de tunnelsegmenten waterdicht van de omgeving is afgesloten en leeggepompt ontstaat er een werkruimte tussen de kopschotten. Het Omega- en U-profiel kan worden aangebracht.

Omega- en U-profielen zijn rubberprofielen die verstevigd zijn met een of meerdere matten van nylon weefsel. Hierdoor kunnen deze profielen grote krach-

ten opnemen en zijn in staat een waterdichte afsluiting te verzorgen tussen de omgeving en het inwendige van de tunnel. Als de Omega- en U-profielen in combinatie worden gebruikt met een Gina-profiel is een koppeling verkregen met een drievoudige waterdichte koppeling (zie figuur 23). Dit verhoogt de veiligheid met betrekking tot lekkage.

Bij de tot nu toe geproduceerde Omega- en U-profielen was de maximaal te keren waterdruk slechts 40 meter. Het diepste punt van de tunnel ligt echter op 55 meter onder zeeniveau. Hier kunnen de Omega- en U-profielen op worden aangepast door meer nylon versterkingsweefsel in de profielen op te nemen.

Zowel Omega- als U-profielen belemmeren de verplaatsingen van de tunnelsegmenten ten opzichte van elkaar niet. Krachten in langsrichting of het vlak loodrecht daarop kunnen dus niet door deze profielen worden opgenomen. Dit stelt het Gina-profiel in staat zijn functie als rotatieveer vrij uit te oefenen.



Figuur 23: Drievoudige waterkerende afsluiting tussen de omgeving en het inwendige van de tunnel.

De Omega- en U-profielen stellen geen grote eisen aan de nauwkeurigheid waarmee de tunnelsegmenten ten opzichte van elkaar zijn afgemeerd. Ook in langsrichting zijn deze profielen in staat verplaatsingen te volgen.

Bij de grote drukverschillen waarmee we hier te maken hebben moeten de Omega-profielen aan het uiteinde worden voorzien van een zogenaamde knob. Dit verhindert het Omega-profiel tussen de staalplaten weg te schuiven.

3.3.3 Aanbrengen van dwarskrachtnokken.

Als met behulp van het Gina-, Omega- en U-profiel een drievoudige waterdichte afsluiting is verkregen, kunnen de dwarskrachtnokken worden aangebracht. Deze dwarskrachtnokken moeten in de gebruiksfase verplaatsingen van de tunnelsegmenten in het vlak loodrecht op de langsrichting verhinderen.

In de installatiefase zijn tot dusver geen belastingsvariaties opgetreden, behalve die ten gevolge van de stromingskrachten. Deze was echter voor de gehele tunnel gelijk. Er is dus ook nog geen verplaatsingsverschil tussen de tunnelsegmenten.

Zoals reeds eerder ter sprake is gekomen kunnen de Gina-, Omega- en U-profielen geen verplaatsingen van tunnelsegmenten ten opzichte van elkaar verhinderen. Wordt de tunnel in de gebruiksfase belast door een mobiele belasting dan kunnen bij de koppelingen geconcentreerde verplaatsingsverschillen tot 0,03 meter optreden, indien geen dwarskrachtnokken worden toegepast. Dit is voor het verkeer onacceptabel. Vandaar deze voorziening.

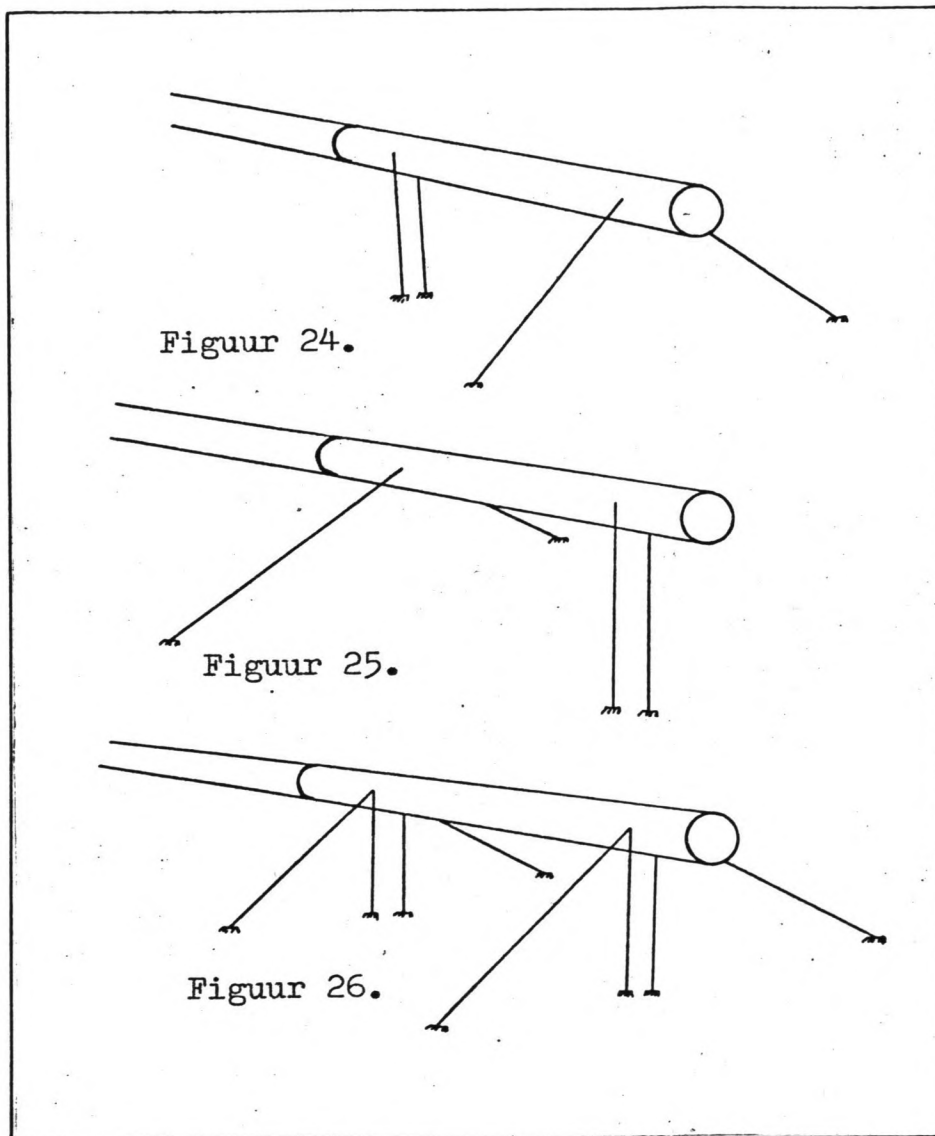
3.3.4 Verwijdering van de kopschotten.

Pas als de koppeling is voltooid mogen de kopschotten worden verwijderd. Deze maatregel is genomen met het

oog op de veiligheid. Toegang tot de ruimte tussen de kopschotten kan in die tijd worden verkregen via mangaten of deuren die afsluitbaar zijn. Op deze manier blijft het mogelijk de tunnelsegmenten af te sluiten tijdens de installatieperiode. Na verwijdering kan de tunnel verder worden afgewerkt.

3.4 Kabelverdeling.

De 50 meter lange tunnelsegmenten kunnen op verschillende manieren van kabels worden voorzien.



Bij de eerste twee alternatieven geschetst in de figuren 24 en 25 is het grote nadeel dat gieren (roteren om de vertikale as) van een te plaatsen tunnelsegment om het snijpunt van de twee schuine kabels mogelijk is. Hoewel dit in de installatiefase door het installatieschip kan worden tegengegaan, zal dit na het installeren toch problemen geven.

Bij alternatief 1 (figuur 24) zal door de stromingskrachten het uiteinde van de tunnel niet erg plaatsvast zijn. Toch wordt dat van het tunneluiteinde wel verwacht omdat het als referentiepunt moet dienen voor het volgende af te meren segment. Bovendien zouden te grote rotaties aanleiding geven tot lekkage omdat in het beginstadium van de koppeling alleen een gina-profiel aanwezig is voor de waterdichte afsluiting.

Bij alternatief 2 (figuur 25) is het uiteinde wel plaatsvast, maar de sleepkracht die op het laatst geplaatste segment werkt zal voor een deel moeten worden overgebracht door dwarskracht naar de schuine kabels van het voorliggende tunneldeel. Hiervoor zijn dwarskracht-nokken nodig die, indien voor dit alternatief wordt gekozen, reeds tevoren moeten worden aangebracht. Het niet precies passen van de nokken zal dan leiden tot grote materiaalspanningen. Dit maakt afmeren op de centimeter nauwkeurig noodzakelijk en de vraag is in hoeverre deze nauwkeurigheid bereikt kan worden.

Het ligt op grond van het bovenstaande voor de hand te kiezen voor alternatief 3 (figuur 26). Het te plaatsen tunnelsegment kan dan met dit kabelsysteem zodanig worden "afgemeerd" op diepte dat gieren onmogelijk is.

De enige vrijheidsgraad van beweging die dan nog overblijft is schrikken (transleren in langsrichting van de tunnel). Deze was overigens ook bij de vorige twee alternatieven aanwezig. Deze vrijheidsgraad geeft geen problemen. Tijdens de installatiefase kan deze worden tegenge-

gaan door het installatieschip. Als na de koppeling de waterdruk tussen de kopschotten wegvalt is er een grote hydrostatische druk (van $84 \cdot 10^3$ kN) die het laatst geplaatste segment tegen de rest van de tunnel gedrukt houdt. In een later stadium kunnen dan, in den droge, passende nokken worden gemaakt om de dwarskracht op te nemen.

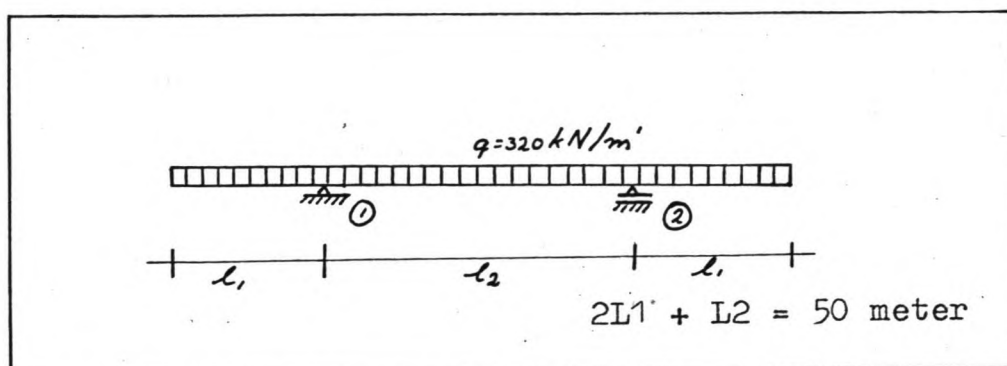
Vervolgens moet worden gekeken op welke afstand van de uiteinden de kabels het best kunnen worden aangebracht. De voorkeur wordt in eerste instantie gegeven aan die plaatsen waar dit het gunstigst is voor de grootte van de dwarskracht. Dit omdat dwarskrachtwapening moeilijk is aan te brengen. Een tweede reden is dat het moment zonder al te grote spanningen zal kunnen worden opgenomen. De tunnel is namelijk een buisligger met een groot traagheidsmoment en een kleine lengte.

Voor de grootte van de dwarskracht onderscheiden we twee fases: 1. Gebruiksfase zonder verkeersbelasting
2. Installatiefase

De gebruiksfase met verkeersbelasting kan pas worden bekeken als de krachtsoverdrachten via de koppelingen bij een mobiele belasting bekend is.

1. Gebruiksfase zonder verkeersbelasting.

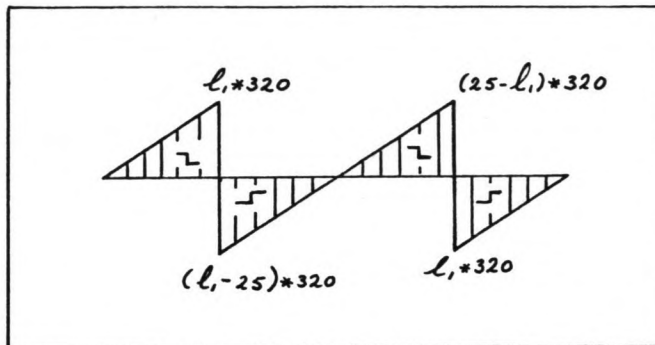
Als de segmenten gekoppeld zijn en de kopschotten zijn verwijderd dan is de belastingstoestand als er géén verkeer door de tunnel rijdt ongeveer als volgt:



Figuur 27: Belastingssituatie voor de gebruiksfase zonder verkeersbelasting.

Op grond van symmetrie kan gesteld worden dat de oplegreacties (ofwel kabelkrachten) in 1 en 2 gelijk zijn aan: $F = 50 \cdot 320 / 2 = 8000 \text{ kN}$.

Het dwarskrachtenverloop is getekend in figuur 28.



Figuur 28: Dwarskrachtenverloop.

De minimale dwarskracht treedt op als:

$$L1 \cdot 320 + (L1 - 25) \cdot 320 = 0$$

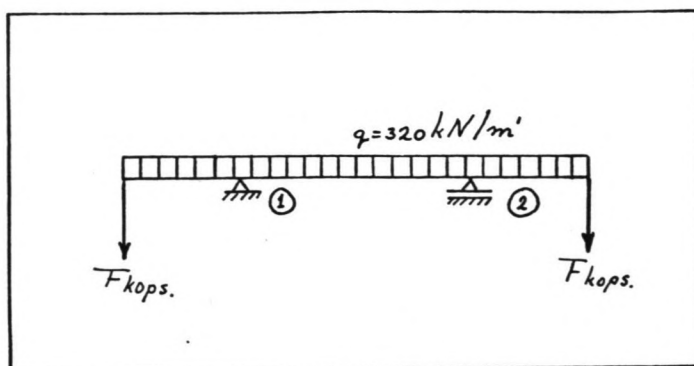
$$L1 = 12,5 \text{ meter, waaruit } L2 = 50 \text{ meter.}$$

De grootte van de dwarskracht is dan $L1 \cdot 320 = \underline{4000 \text{ kN}}$

2. Installatiefase.

Met de installatiefase wordt dat belastingsgeval bedoeld waarbij het tunnelsegment voorzien van twee kopschotten, ligt te wachten om gekoppeld te worden aan zijn voorganger. Dit is het ongunstigste moment van de installatiefase, omdat vóór dit moment het tunnelsegment nog geballast was en als zodanig een lagere resulterende opdrijvende kracht q had.

Als we voor de bevestigingspunten van de verankeringskabels dezelfde punten nemen als in de gebruiksfase krijgen we het volgende belastingsgeval.

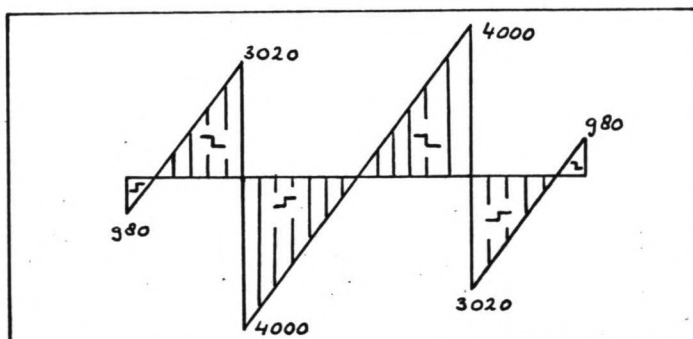


Het kopschot weegt
100 ton
 $F_{kop} = 100 \cdot 9,8 \text{ kN}$.

Figuur 29: Belastingssituatie voor de installatiefase.

Op grond van symmetrie geldt voor de oplegreacties in 1 en 2: $F = 25 \cdot 320 - 100 \cdot 9,8 = 7020 \text{ kN}$.

De dwarskracht verloopt dan als volgt:



Figuur 30: Dwarskrachtenverloop.

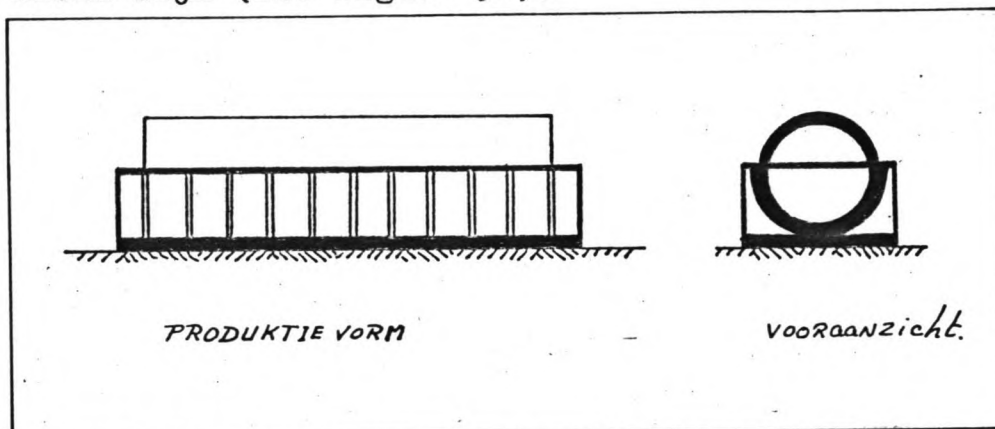
We zien dus dat de dwarskracht nergens hoger oploopt als bij belastingsgeval 1.

4. Belastingssituaties op de tunnel in langsrichting.

Het tunnelsegment zal van productiefase tot en met de gebruiksfase aan diverse belastingsgevallen worden blootgesteld. Bij de maatgevende belastingsgevallen moeten de momenten en dwarskrachten worden bepaald en aan de hand daarvan moet de wapening en/of voorspanning worden gedimensioneerd. We zullen ons in dit geval beperken tot de langsrichting van de tunnel.

4.1 Productiefase.

Als het tunnelsegment tijdens de productiefase gelijkmatig is ondersteund dan zal ondanks het grote eigen-gewicht van de tunnel de dwarskracht en het moment verwaarloosbaar klein zijn (zie figuur 31).



Figuur 31: Ondersteuning tijdens de productiefase.

4.2 Overgangsfase van productie naar transport.

Er zijn tal van manieren te bedenken om deze overgangsfase zo te laten verlopen dat hierin geen momenten en dwarskrachten van betekenis optreden.

Wordt in een droogdok of bouwdok gebouwd dan kan door het inlaten van water het tunnelsegment geleidelijk overgaan van gelijkmatig ondersteund tot drijvend.

Worden de tunnelsegmenten gebouwd op het land en via een scheepshelling te water gelaten dan zal bij het toepassen van een dwarshelling dezelfde gelijkmatige overgang worden verkregen.

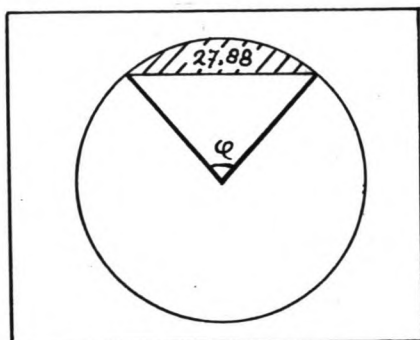
4.3 Transportfase.

Om over de transportfase meer te kunnen zeggen moet eerst bekeken worden hoeveel meter de top van de tunnel in evenwichtstoestand boven water uit steekt. Daarvoor moet eerst de gemiddelde opdrijvende kracht worden berekend als het tunnelsegment is voorzien van twee kopschotten.

$$F_{opw.} = 320 \cdot 50 - 2 \cdot 980 = 14040 \text{ kN}$$

$$\text{Dat is gemiddeld: } 14040/50 = 281 \text{ kN/m'}$$

Dat wil zeggen dat er een tunneloppervlakte (gezien vanuit dwarsdoorsnede) boven water drijft van:



$$\frac{281}{9,8 \cdot 1,027} = 27,88 \text{ m}^2$$

De hoek φ is te berekenen.

$$27,88 = \frac{1}{2} \cdot \varphi \cdot 7,5^2 - 7,5 \cdot \sin\left(\frac{1}{2}\varphi\right) \cdot 7,5 \cdot \cos\left(\frac{1}{2}\varphi\right)$$

$$27,88 = \frac{1}{2} \cdot 7,5^2 \cdot \varphi - \frac{1}{2} \cdot 7,5^2 \cdot \sin \varphi$$

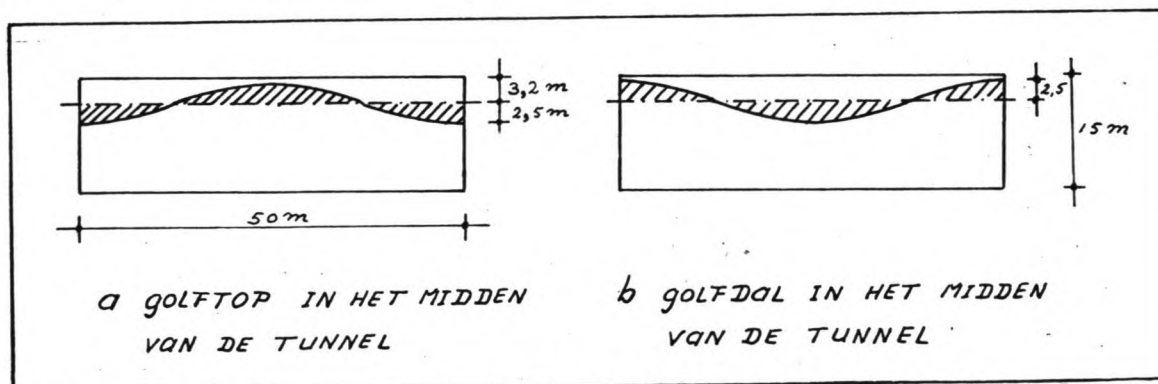
$$0,980 = \varphi - \sin \varphi.$$

Hieruit volgt een waarde voor φ van: $\varphi = 1,92 \text{ rad } 112^\circ$

De afstand van het hart van de tunnel tot de waterspiegel is: $\cos\left(\frac{1}{2}\varphi\right) \cdot 7,5 \simeq 4,3 \text{ meter.}$

De top van de tunnel drijft in evenwichtstoestand dus $7,5 - 4,3 = 3,2 \text{ meter}$ boven de waterspiegel.

De lengte van het tunnelsegment is 50 meter. De hoogte van de ontwerpgolf in de Straat van Messina is 5 meter. Voor deze golf van 5 meter zijn in figuur 32 de twee maatgevende belastingsgevallen getekend.



Figuur 32: Maatgevende belastingsgevallen door de golven.

Hoewel de golfhoogte buiten de Straat van Messina hoger op kan lopen zijn deze niet maatgevend omdat dit golven zijn met een golflengte groter dan 50 meter, de lengte van het tunnelsegment.

Geval 1: golftop in het midden.

Bij 2,5 meter onder de evenwichtsstand hoort een φ van:

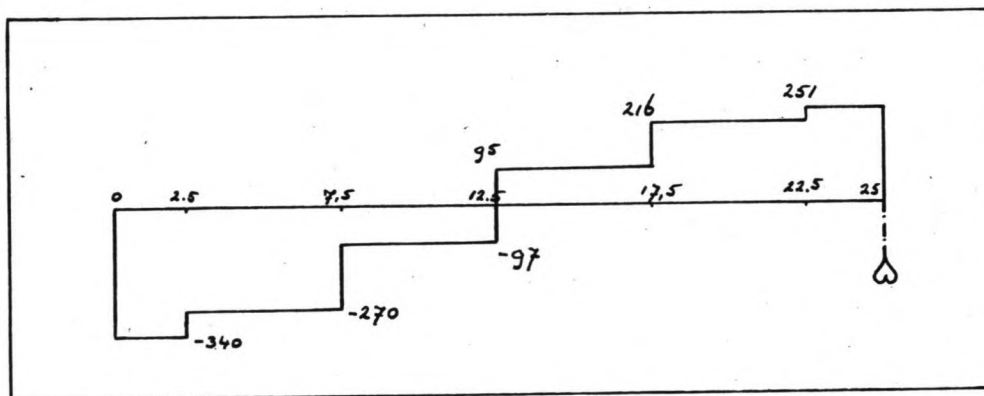
$$\varphi = 2 \cdot \arccos \frac{7,5 - 3,2 - 2,5}{7,5} = 152^\circ \simeq 2,66 \text{ rad}$$

De oprijvende kracht is te berekenen door φ in te vullen in de formule:

$$F = -(\frac{1}{2} \cdot \varphi \cdot 7,5^2 - \frac{1}{2} \cdot 7,5^2 \cdot \sin \varphi - 27,88) \cdot 1027 \cdot 9,813$$

$$F = -(\frac{1}{2} \cdot 2,66 \cdot 7,5^2 - \frac{1}{2} \cdot 7,5^2 \cdot \sin 2,46 - 27,88) \cdot 1027 \cdot 9,813 = -340 \text{ kN/m'}$$

Ditzelfde kunnen we doen voor andere punten over de lengte van het tunnelsegment. We vinden dan onderstaande oprijvende kracht.



Figuur 33: Verloop van de oprijvende kracht over een half tunnelsegment.

l	h	φ	F in kN/m'	Fgecorr. in kN/m'
0	5,7	152°	-340	-280,7
5	5,2	145°	-270	-210,7
10	3,5	124°	- 97	- 37,7
15	2,4	95°	95	154,3
20	1,2	65°	216	275,3
25	0,7	50°	251	310,3

Tabel 1.

We zien dat door het cirkelvormig profiel van de tunnel een resulterende opdrijvende kracht aanwezig is van

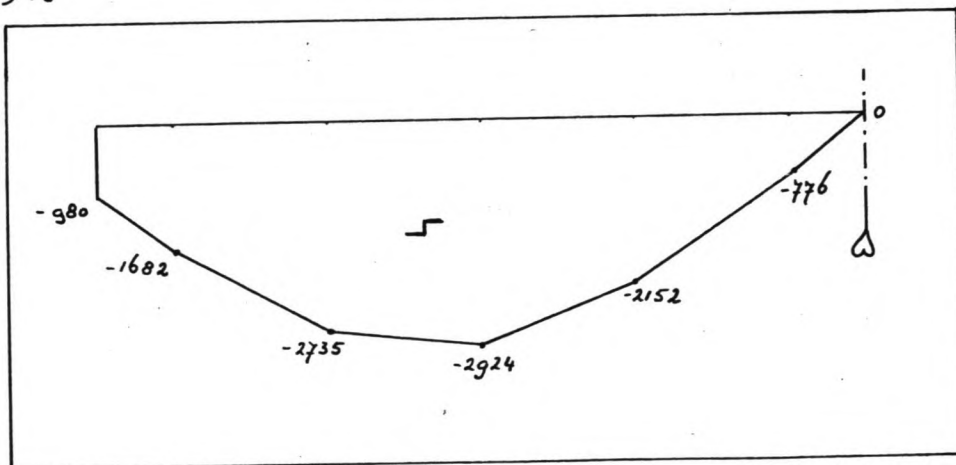
$$\frac{-340 \cdot 2,5 - 270 \cdot 5 - 97 \cdot 5 + 95 \cdot 5 + 216 \cdot 5 + 251 \cdot 2,5}{25} = -20,1 \text{ kN/m'}$$

In feite ligt het tunnelsegment in een golffront dus iets dieper. Het verschil in opdrijvende kracht per strekkende meter is 20,1 kN/m'. Voor het dwarskrachtenverloop over het tunnelsegment moeten we deze 20,1 kN/m' erbij optellen.

Het gewicht van de kopschotten dat in het voorliggende deel als een gelijkmatig verdeelde belasting is weergegeven wordt voor de bepaling van het dwarskrachtenverloop als een puntlast beschouwd. Daardoor moet nog een extra gelijkmatig verdeelde belasting bijgeteld worden per strekkende meter tunnelsegment van:

$$\frac{980}{25} = 39,2 \text{ kN/m'}$$

De "gecorrigeerde" resulterende opdrijvende krachten zijn ook vermeld in tabel 1. Deze zijn verkregen door bij de gevonden waarden 59,3 kN/m' op te tellen. Het dwarskrachtenverloop is grafisch weergegeven in figuur 34.



Figuur 34: Dwarskrachtenverloop op een half tunnelsegment door de onregelmatige opdrijvende kracht en de kopschotbelasting.

Het momenten-verloop kan worden bepaald door in stappen van 5 meter de dwarskracht en gelijkmatig verdeelde belasting te integreren over de lengte. De eerste stap is slechts 2,5 meter.

$$\begin{aligned} M_{2,5} &= \int_0^{2,5} (-980 - 280,7x) dx \\ &= [-980x - \frac{1}{2} * 280,7 x^2]_0^{2,5} = -3327 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{7,5} &= \int_0^5 (-1682 - 210,7x) dx - 3327 \text{ kNm} \\ &= [-1682x - \frac{1}{2} * 210,7 x^2]_0^5 - 3327 = -14371 \text{ kNm} \end{aligned}$$

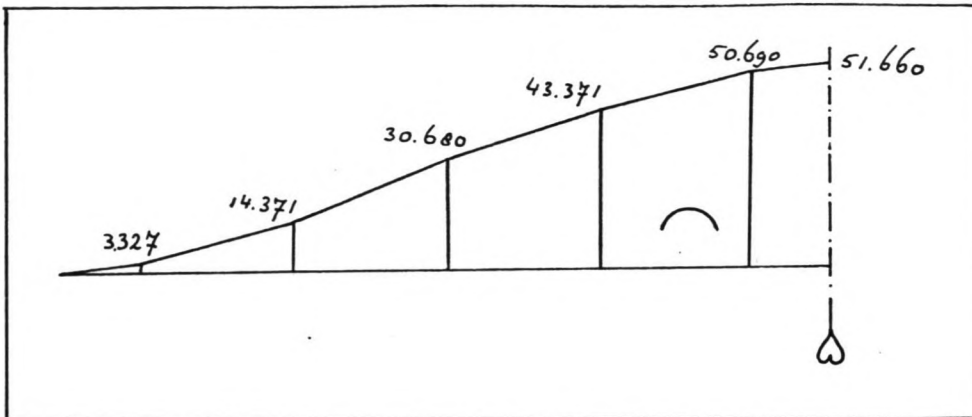
$$\begin{aligned} M_{12,5} &= \int_0^5 (-2735 - 37,7x) dx - 14371 \text{ kNm} \\ &= [-2735x - \frac{1}{2} * 37,7 x^2]_0^5 - 14371 = -30.680 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{17,5} &= \int_0^5 (-2924 + 154,3x) dx - 30.680 \text{ kNm} \\ &= [-2924x + \frac{1}{2} * 154,3 x^2]_0^5 - 30.680 = -43.371 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{22,5} &= \int_0^5 (-2152 + 275,3x) dx - 43.371 \text{ kNm} \\ &= [-2152x + \frac{1}{2} * 275,3 x^2]_0^5 - 43.371 = -50.690 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{25} &= \int_0^{2,5} (-776 + 310,3x) dx - 50.690 \text{ kNm} \\ &= [-776x + \frac{1}{2} * 310,3 x^2]_0^{2,5} - 50.690 = -51.660 \text{ kNm} \end{aligned}$$

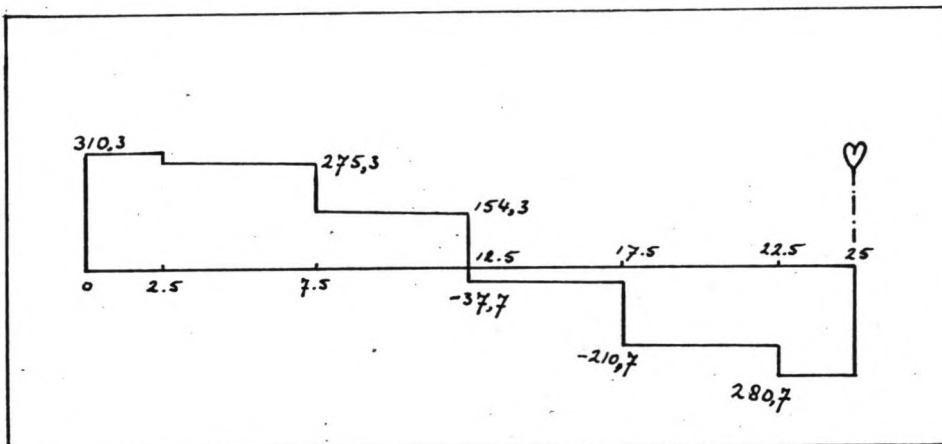
In figuur 35 is het momenten-verloop gegeven.



Figuur 35: Momentenverloop door onregelmatige opdrijvende kracht en kopschotbelasting.

Geval 2: golfdal in het midden.

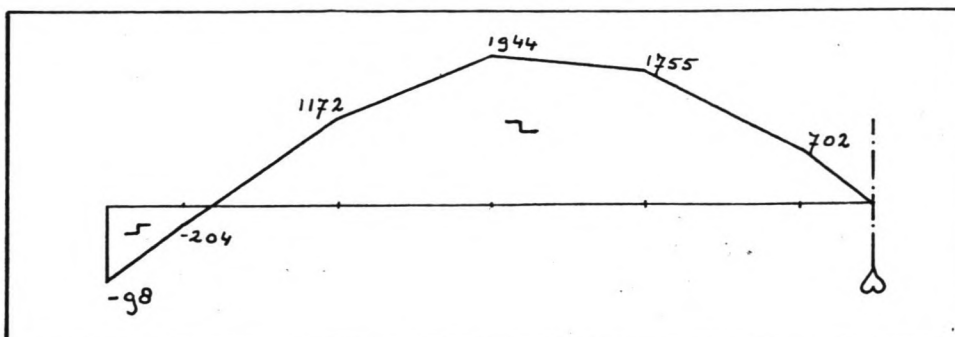
Het verloop van de opwaartse kracht over de lengte is dan als volgt:



Figuur 36: Verloop van de opdrijvende kracht over een half tunnelsegment.

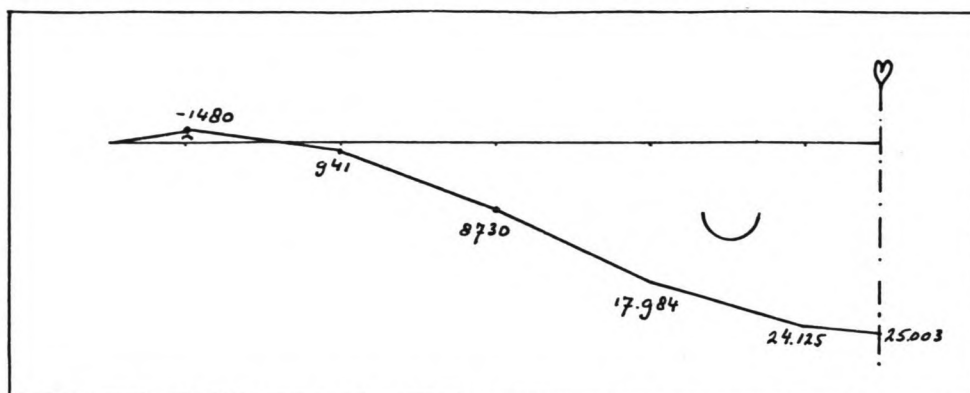
Zie tabel 1 Fgecorrigeerd.

Het dwarskrachten-verloop over de tunnellengete is als volgt:



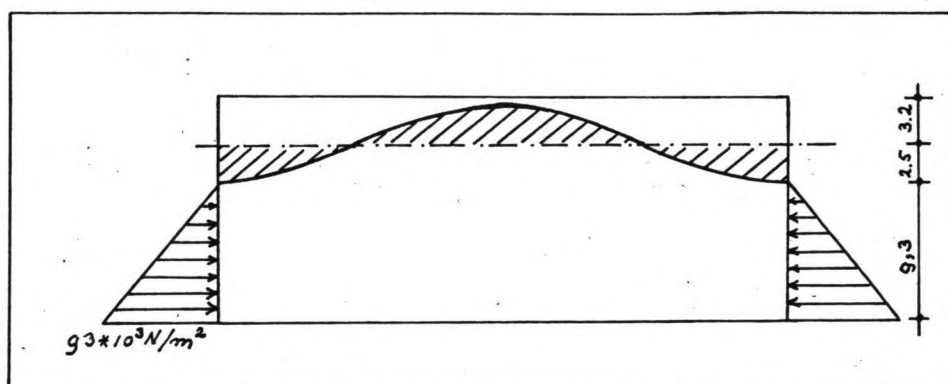
Figuur 37: Dwarskrachtenverloop over een half tunnelsegment door de onregelmatige opdrijvende kracht en de kopschotbelasting.

Het momenten-verloop dat hoort bij dit dwarskrachten-verloop is hieronder geschetst:



Figuur 38: Momentenverloop door onregelmatige opdrijvende kracht en kopschotbelasting.

Ten gevolge van de hydrostatische druk op de kopschotten wordt er in een tunnelsegment ook een moment opgewekt. Zie figuur 39.



Figuur 39: Belasting op de kopschotten door de hydrostatische waterdruk.

Dit moment is voor belastingsgeval a versterkend en voor belastingsgeval b reducerend. Voor de grootte van het moment moet eerst de grootte van de resulterende hydrostatische kracht worden berekend. Deze moet worden vermenigvuldigd met de afstand van het aangrijpingspunt van de kracht tot de neutrale lijn van het tunnelsegment. Het meest ongunstige geval treedt op bij een zo laag mogelijke waterstand aan de uiteinden, omdat dit moment moet worden gesommeerd op het grote moment van belastingsgeval a dat dan zijn maximum heeft.

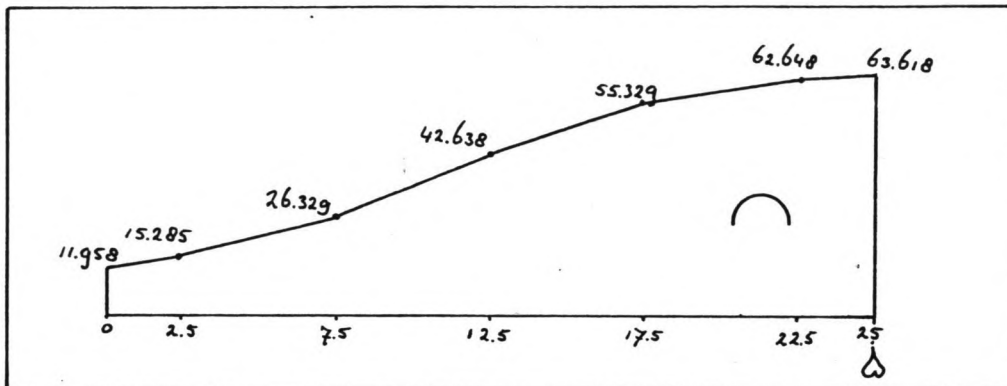
De grootte van de kracht, arm en moment is berekend in bijlage 3.1.

De waarden zijn: $F = 3,815 \cdot 10^6$ N

arm = 3,13 meter

Moment = 11.958 kNm.

Het ongunstigste momentenverloop is dus als volgt:



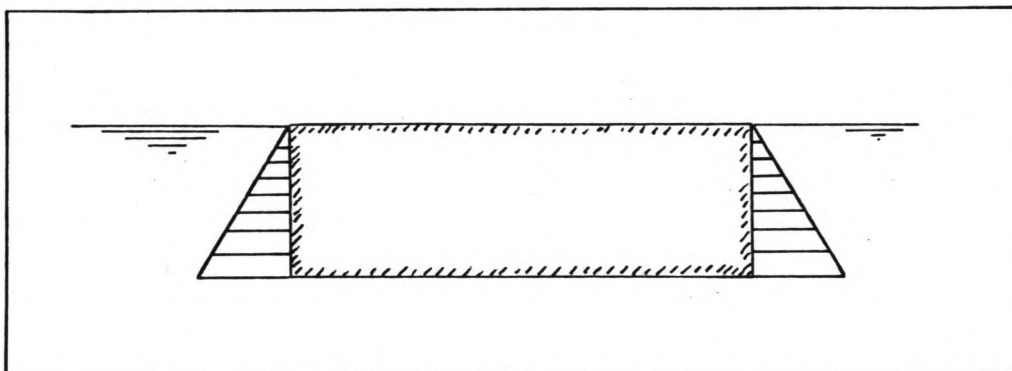
Figuur 40: Momentenverloop inclusief moment door waterdruk op de kopschotten.

In het tunnelsegment is dan wel een drukspanning in langsrichting aanwezig.

4.4 Installatiefase.

Hierbij onderscheiden we verschillende belastingssituaties.

Ten eerste de toestand waarbij net met de plaatsing is begonnen en de bovenkant van het tunnelsegment zich nog net aan de waterspiegel bevindt.

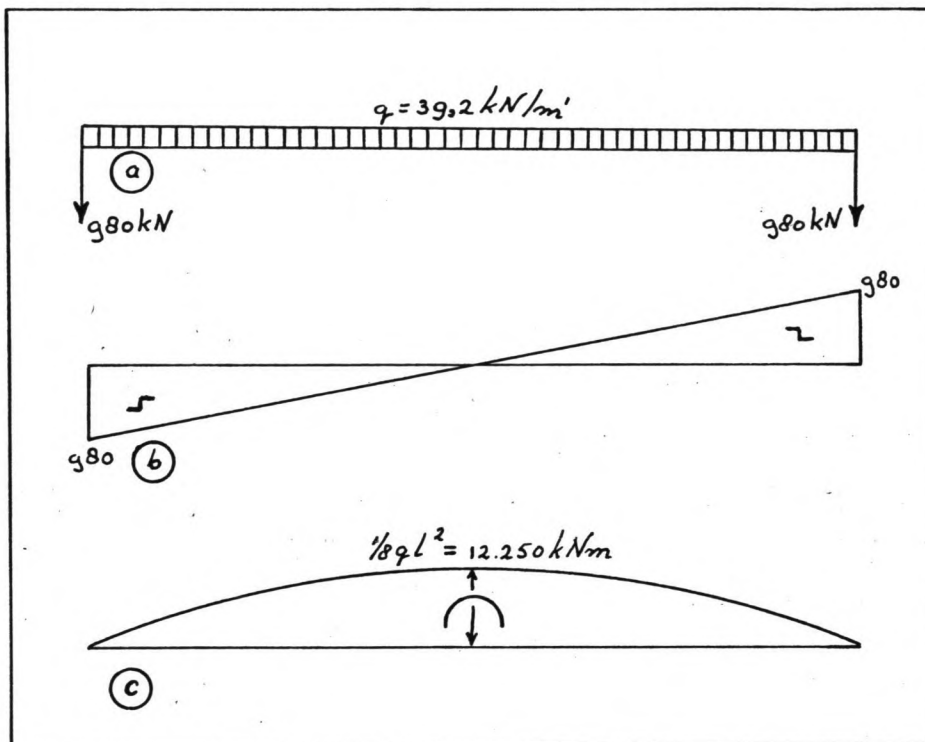


Figuur 41: Verloop van de hydrostatische druk over het kopschot als bovenzijde tunnelsegment is zeeniveau.

Het tunnelsegment zal in deze toestand gedeeltelijk geballast zijn en een geringe resulterende opdrijvende kracht hebben. Ook zijn golven aan de oppervlakte te verwaarlozen omdat met zwaar weer niet met de werkzaamheden zal worden begonnen.

De krachten op het tunnelsegment zijn dus

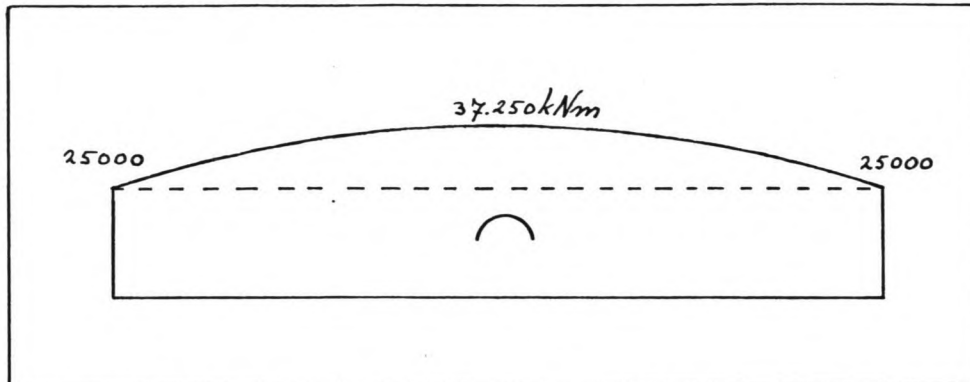
- 1 hydrostatische kracht kopschot
- 2 eigen gewicht van de kopschotten
- 3 resulterende opdrijvende kracht om het eigen gewicht van de kopschotten te neutraliseren



Figuur 42: a Belastingssituatie.
b Dwarskrachtenverloop.
c Momentenverloop.

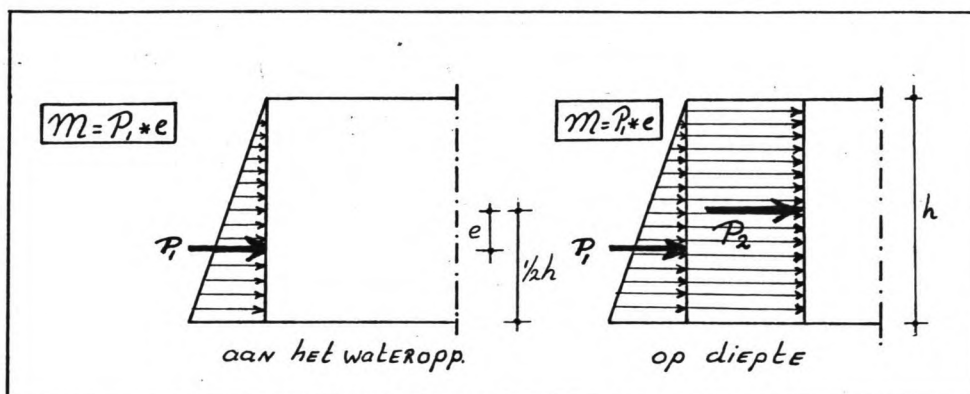
Gemiddeld staat er een druk van $7,5 \cdot 10^4 \text{ N/m}^2$ op het kopschot. Het oppervlak van het kopschot is $\pi \cdot 7,5^2 = 176,7 \text{ m}^2$. De kracht is dus $176,7 \cdot 7,5 \cdot 10^4 = 13.254 \text{ kN}$. Nemen we als excentriciteit voor deze kracht 1,82 meter, zoals dit is berekend in bijlage 3.2, dan is het moment $\pm 25.000 \text{ kNm}$.

Dit moment moet worden gesuperponeerd op het moment ten gevolg van de gelijkmatig verdeelde belasting (zie figuur 43).



Figuur 43: Maatgevend momentenverloop tijdens de installatiefase.

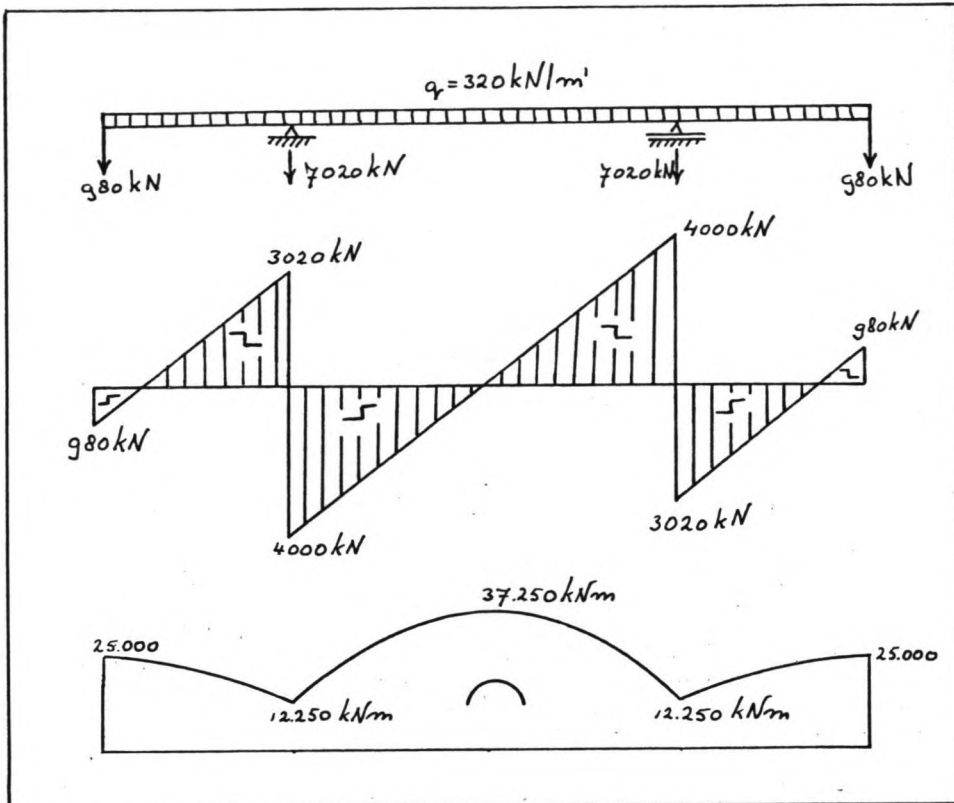
Het moment 25.000 blijft op ieder dieper gelegen punt aanwezig. De excentriciteit van de geconcentreerd gedachte kracht ten gevolge van de waterdruk wordt weliswaar kleiner, maar de kracht zelf wordt groter. We kunnen ook stellen dat de hydrostatische waterdruk opgebouwd is uit een deel dat over de gehele doorsnede gelijk is en een hydrostatisch toenemend deel met eenzelfde excentriciteit en gelijke grootte als in figuur 41 (zie figuur 44).



Figuur 44: Momentvergelijking bij grote- en kleine waterdiepte.

De tweede belastingssituatie die zich voordoet tijdens het installeren van het tunnelsegment is het afspannen. Het ballastmateriaal (bijvoorbeeld water in bakken) wordt dan uit het tunnelsegment gepompt. Hierdoor komt het tunnelsegment strak in de kabels te hangen.

Het dwarskrachten-verloop is dan als in paragraaf 3.4 belastingsgeval 2. Bij het in deze paragraaf gevonden momenten-verloop moet het moment ten gevolge van de excentrisch aangrijpende krachten op de kopschotten worden gesuperponeerd. Dit is groot: 25.000 kNm.



Figuur 45: a Belastingssituatie.
b Dwarskrachtenverdeling.
c Momentenverdeling.

4.5 Koppelingsfase en gebruiksfase.

Na het installeren is in alle tunnelsegmenten een belasting overgebleven zoals is te zien in figuur 45. Deze momenten en dwarskrachten zijn in onbelaste toestand in alle tunnelsegmenten aanwezig.

Om nu de invloed van het verwijderen van de lopschotten en een verkeersbelasting op de tunnel te onderzoeken moeten we eerst de tunnel in zijn geheel "vertalen" in een mechanisch model.

4.5.1 Schematisering van de tunnel tot een mechanisch model.

Landhoofden:

Deze zijn plaatsvast en zijn met Gina-profielen aan de eerste zwevende tunnelsegmenten gekoppeld. Deze Gina-profielen zijn hier, evenals bij de rest van de tunnel te beschouwen als veren.

Zwevende tunnelsegmenten:

Deze zijn in principe bewegingsvrij. Beweging wordt echter verhinderd door een verankerings-systeem en door de koppelingen tussen de zwevende tunnelsegmenten.

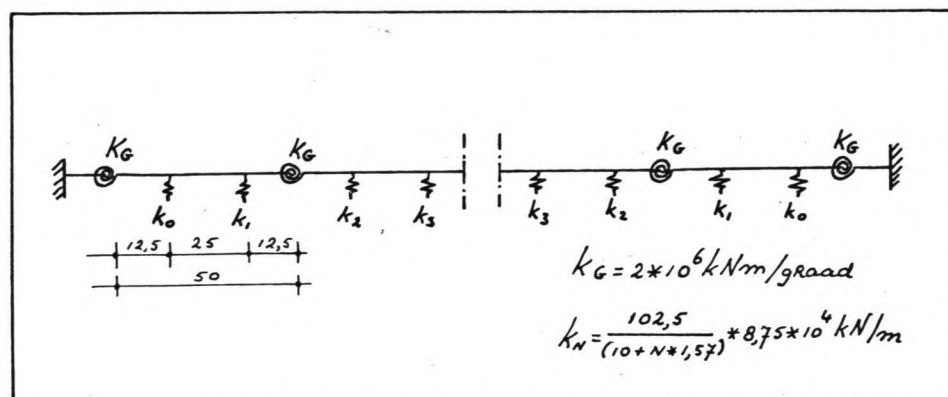
Het verankeringsysteem:

Dit is te zien als een oplegging op veren. De veerstijfheid van deze veren varieert echter met de lengte van de verankeringskabels.

De koppelingen:

Deze zijn voorzien van Gina-profielen die als veren zijn te beschouwen. Ook zijn dwarskrachtnokken aangebracht die verplaatsingsverschillen tussen de tunnelsegmenten ter plaatse van de koppeling onmogelijk maken (het gaat hier om verplaatsingsverschillen in het vlak loodrecht op de lengterichting van de tunnel).

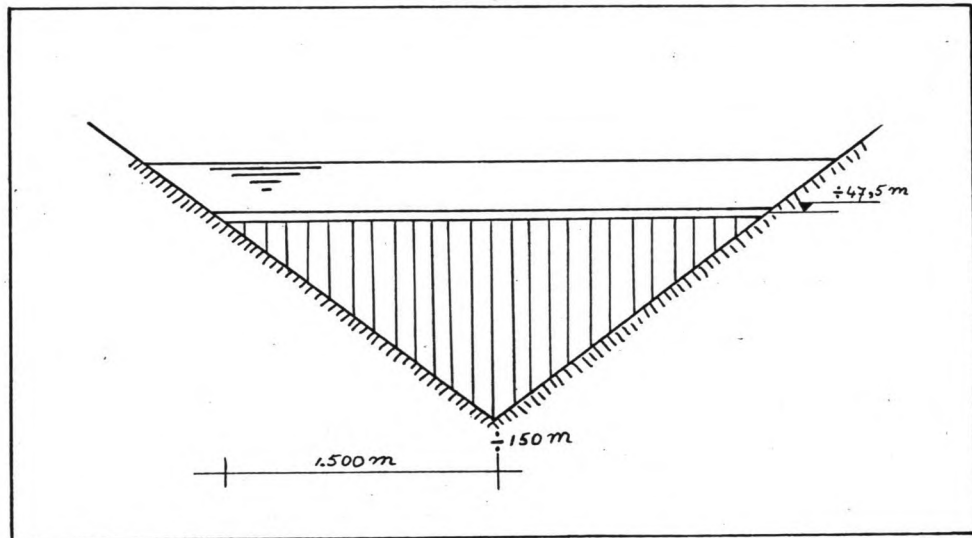
We zijn nu in staat een mechanisch model op te stellen. Dit ziet er als volgt uit:



Figuur 46: Mechanisch model van de zwevende tunnel.

De veerstijfheden van de Ginaprofielen zijn allemaal gelijk Kg. De veerstijfheid van het Gina-profiel G 260-164-60, dat in paragraaf 3.3.1 is besproken, is $2 \cdot 10^6$ kNm/graad.

Het verankeringsysteem is te zien als een verende ondersteuning. De veerstijfheid van deze veren varieert vrijwel omgekeerd evenredig met de diepte. De slapste veren (die daar zitten waar de watterdiepte 150 meter is) hebben een veerstijfheid van $8,75 \cdot 10^4$ kN/m. Als we aannemen dat de verankeringskabels tot een minimale diepte van 57,5 meter gebruikt worden, dan is de veerstijfheid van deze kabels $\frac{(150 - 47,5)}{(57,5 - 47,4)} \cdot 8,75 \cdot 10^4$ kN/m $\approx 9 \cdot 10^5$ kN/m.



Figuur 47: Overzichtstekening bij een lineair verlopende bodem.

De afstand tussen de verankeringskabels is constant 25 meter. Nemen we een lineair verloop van de bodem aan (zie figuur 47) dan is de veerstijfheid te schrijven als:

$$K_n = \frac{(150 - 47,5)}{(57,5 - 47,5 + n \cdot 1,57)} \cdot 8,75 \cdot 10^4 \text{ kN/m}$$

voor $n = 0, 1, \dots, 59$

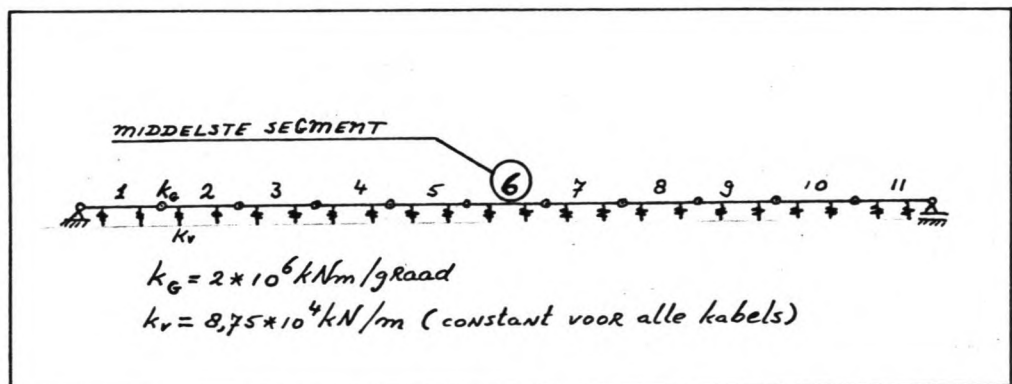
$$= \frac{102,5}{10 + n \cdot 1,57} \cdot 8,75 \cdot 10^4 \text{ kN/m}$$

We zien dus van het diepste punt naar de oever toe een steeds stijver wordende ondersteuning van de tunnelbuis. Hierdoor hebben we in feite een geleidelijke overgang van zwevend (in het midden) naar volledig ingeklemd (ter plaatse van de landhoofden).

Doordat de veerstijfheid van de verankeringskabels varieert over de lengte van de tunnel zullen ook de in de tunnel optredende dwarskrachten en momenten variëren over de lengte. Ieder tunnelsegment zal dus anders gewapend en voorgespannen zijn.

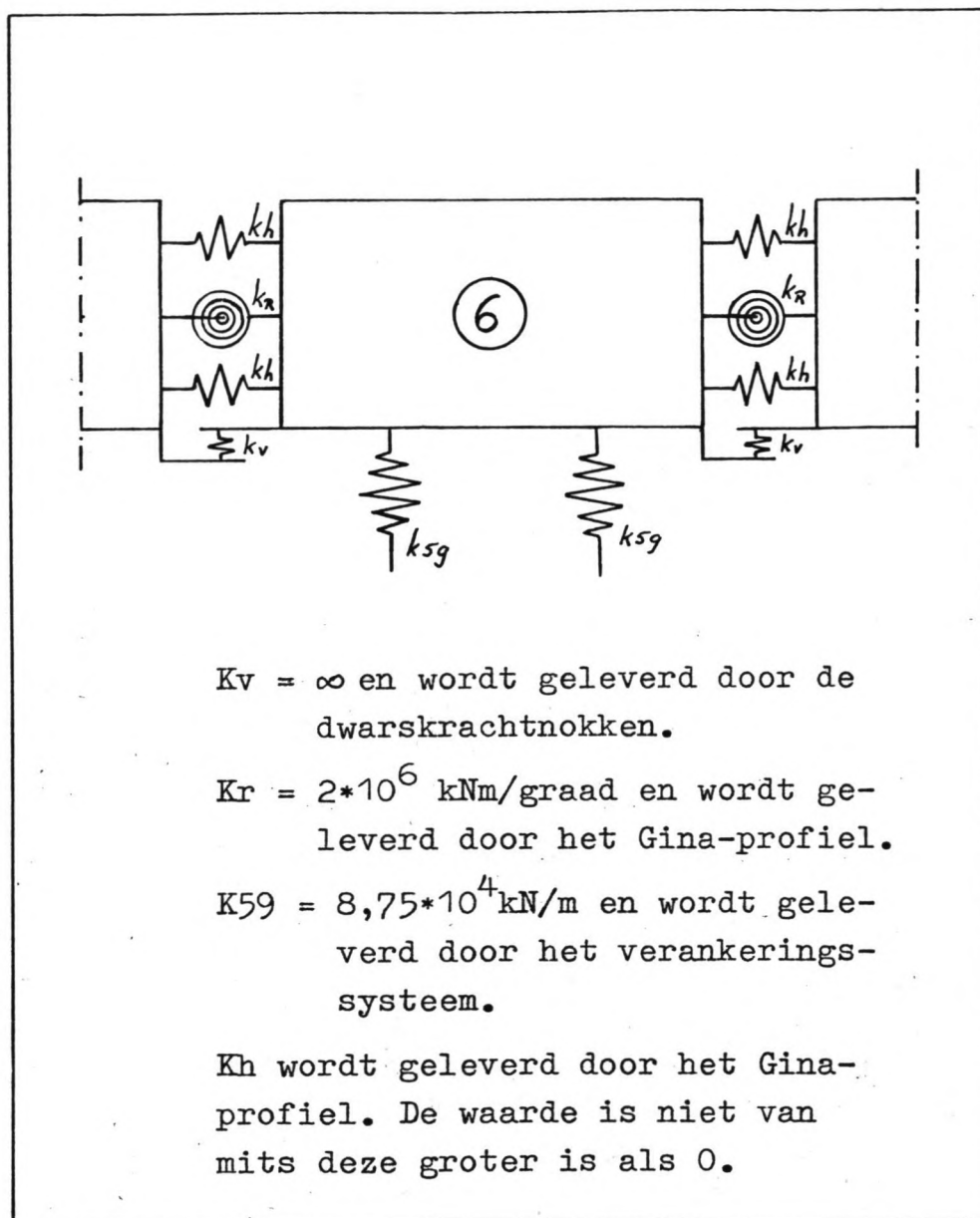
In dit afstudeerverslag is de berekeningsmethode aangegeven voor een tunnelsegment in het diepste gedeelte van de Straat van Messina. De berekening voor andere tunnelsegmenten geschiedt op een soortgelijke manier. Er dienen alleen andere waarden ingevuld te worden voor de veerstijfheid van de verankering en de randvoorwaarden kunnen anders zijn.

Er is voor de berekening een model gebruikt van elf tunnelsegmenten (zie figuur 48). Dit is gedaan omdat het doorrekenen van een constructie van 60 segmenten onnodig veel rekentijd kost. Het effect van een belasting op een tunnelsegment is enige tunnelsegmenten verder al zover uitgedempt dat het verwaarloosd kan worden.



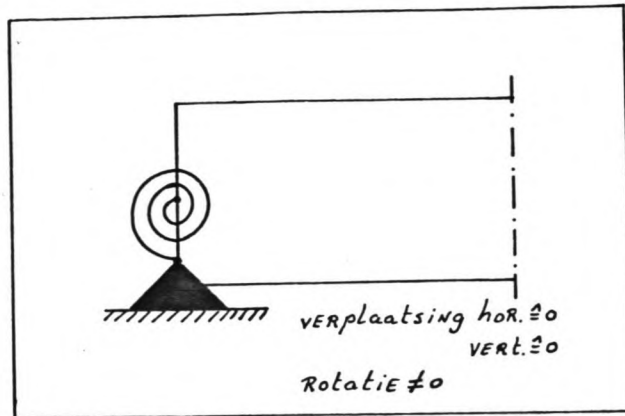
Figuur 48: Model dat is gebruikt voor de ICES-STRU DL berekening.

Het detail van het middelste segment (nummer 6) is gegeven in figuur 49.



Figuur 49: Detail van het verensysteem van het middelste tunnelsegment.

Het eerste en laatste segment zijn als star ondersteund beschouwd in verticale en horizontale richting. De rotatie wordt alleen beperkt door een rotatieveer met een veerstijfheid gelijk aan die van een Gina-profiel (zie figuur 50).



Figuur 50: Detail van de oplegging van het buitenste tunnelsegment.

In werkelijkheid is het tunnelsegment niet star ondersteund, doch verend. Het aangrenzende deel van de tunnel dat niet in het model is opgenomen werkt namelijk als een gedeeltelijke verticale inklemming. De aanname van starre ondersteuning is gerechtvaardigd omdat tussen star ondersteund en helemaal niet ondersteund het maximale dwarskrachten- en momentenverschil voor het middelste tunnelsegment slechts 4% bedroeg. In werkelijkheid hebben we te maken met een tussenvorm. De afwijking is dus kleiner dan 4%.

Vervolgens de verende ondersteuning van de tunnelsegmenten. De veerstijfheid in verticale richting voor de verankeringskabels in het midden is $8,75 \cdot 10^4$ kN/m. Door de formule voor de veerstijfheid in te vullen zien we dat voor het naastliggende tunnelsegmenten nr. 5 en 7 door twee veren ondersteund zijn met stijfheden van:

$$K_{58} = \frac{102,5}{10 + 58 \cdot 1,57} \cdot 8,75 \cdot 10^4 = 8,87 \cdot 10^4 \text{ kN/m}$$

$$\text{en } K_{57} = \frac{102,5}{10 + 57 \cdot 1,57} \cdot 8,75 \cdot 10^4 = 9,01 \cdot 10^4 \text{ kN/m}$$

Omdat de toename klein is; respectievelijk 1,5 en 3% kunnen voor deze veren dezelfde stijfheden wor-

den aangehouden als voor die van het middelste tunnelsegment.

Deze toename van de veerstijfheid van het verankeringsysteem gaat door. Zo is deze veerstijfheid voor het segment 1 en 11 aan de buitenzijde 22% groter dan die van het middelste tunnelsegment. De invloed van deze veren op het middelste segment is echter klein. Daarom nemen we voor alle veren dezelfde stijfheid.

4.5.2 Berekeningsmethode.

We moeten de extreme dwarskrachten en momenten bepalen van het moment direkt na het koppelen tot en met de gebruiksfase.

Op de eerste plaats moeten dwarskrachten en momenten opgenomen kunnen worden die direkt na het koppelen aanwezig zijn. Vervolgens moeten de dwarskrachten en momenten ten gevolge van het verwijderen van de kopschotten op de reeds aanwezige dwarskrachten en momenten worden gesuperponeerd. Niet alleen de in de tunnel opgewekte spanningen door het verwijderen van de kopschotten van het beschouwde tunnelsegment zelf, maar ook spanningen door het verwijderen van kopschotten in volgende segmenten dienen bij het bepalen van de extremen te worden meegenomen.

Als alle navolgende tunnelsegmenten zijn geplaatst en de kopschotten verwijderd is er een bepaalde dwarskrachten en momentenverdeling aanwezig. Hierop moeten de extreme dwarskrachten en momenten ten gevolge van mobiele belastingen worden gesuperponeerd.

Door tenslotte alle, in de hiervoor besproken periode, optredende dwarskrachten en momenten met elkaar te vergelijken kan de omhullende worden bepaald.

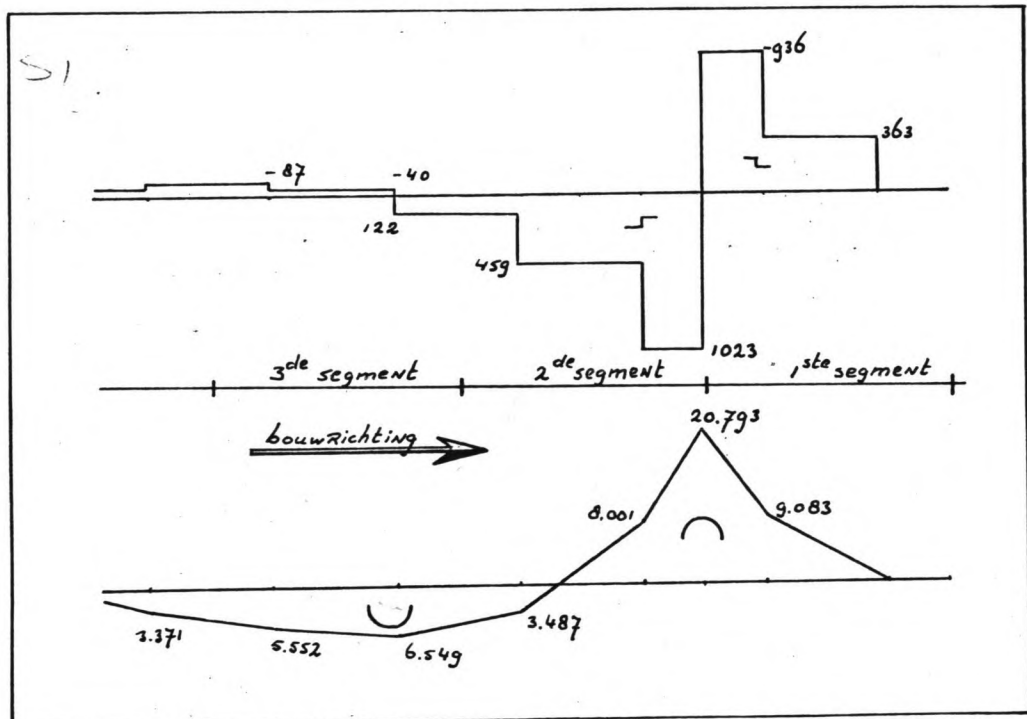
In bijlage 1 is voor deze berekeningsmethode het ICES-STRUDL programma gegeven.

4.5.2.1 Verwijdering kopschotten.

Als de Omega- en U-profielen zijn aangebracht en de koppeling ook van dwarskrachtnokken is voorzien dan kunnen we de kopschotten verwijderen. Dit heeft echter consequenties voor het dwarskrachten- en momentenverloop in de tunnel. Het verwijderen van de kopschotten is te zien als het belasten met twee puntlasten van 980 kN.

Worden tussen het laatst geplaatste segment en de rest van de tunnel de kopschotten verwijderd dan is het dwarskrachten- en momentenverloop als volgt:

Figuur 51



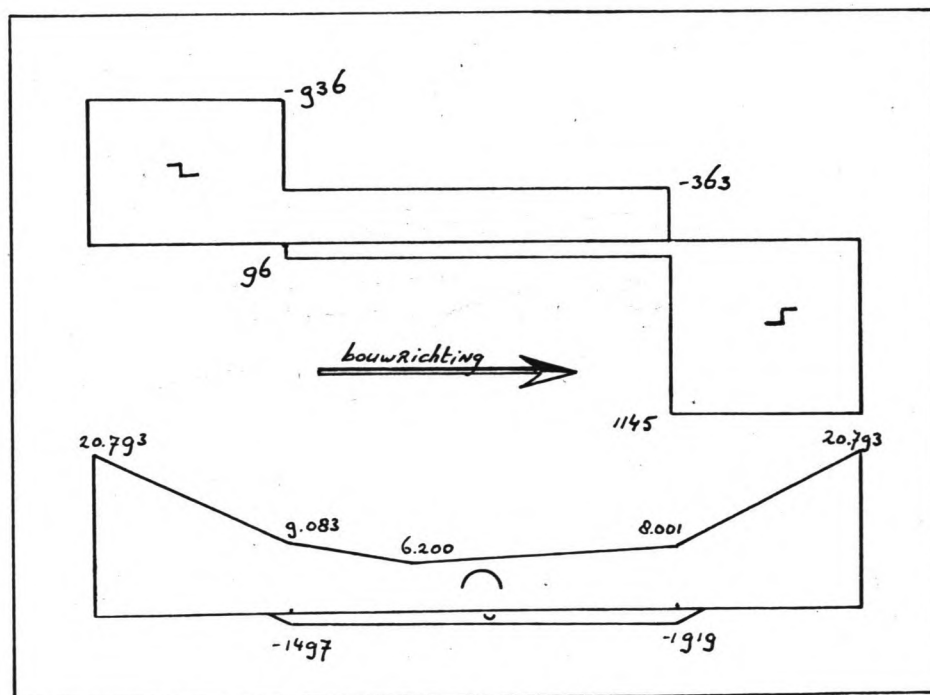
Figuur 51: Dwarskrachten- en momentenverloop over de tunnel bij het verwijderen van de kopschotten tussen de laatste twee segmenten.

We kunnen overwegen één kopschot te laten zitten met het oog op de veiligheid en dit in een later stadium pas te verwijderen. Hierop wordt nu niet verder ingegaan.

Als het volgende segment geplaatst wordt verschuift het laatst geplaatste naar de tweede plaats en wordt bij het verwijderen van de kopschotten opnieuw belast met een moment en dwarskracht, maar nu met die van het tweede segment (zie figuur 51).

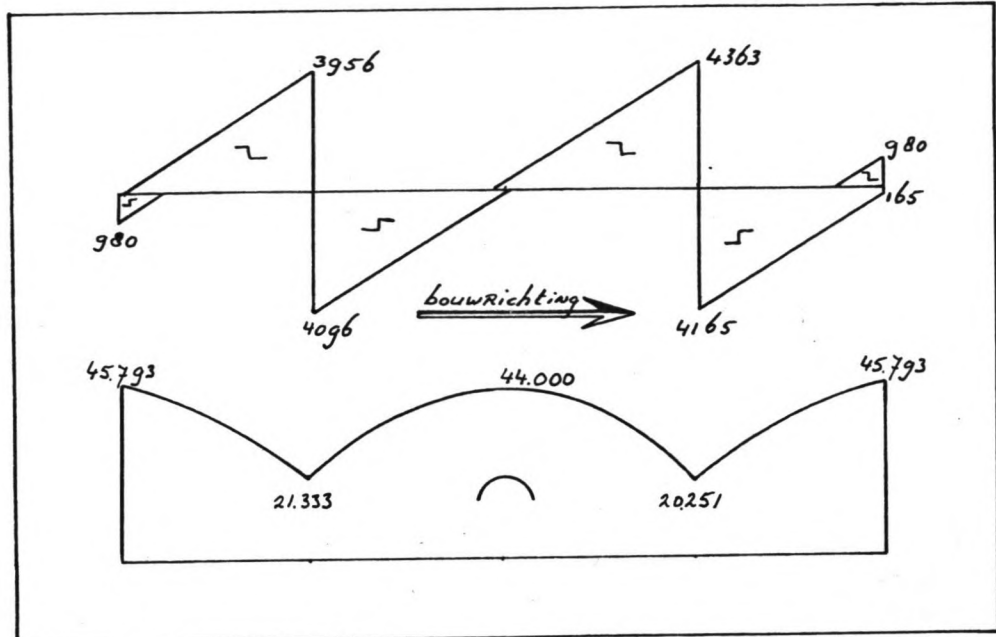
Door de belastingen op het eerste en tweede segment te superponeren krijgen we de totaal belasting ten gevolge van het verwijderen van de kopschotten op dat moment in het tweede segment. De belastingen op het derde segment zijn te verkrijgen door de belastingen van de eerste drie segmenten bij elkaar op te tellen, enz.

Als de berekende belastingen met elkaar vergeleken worden en we voor ieder interval van een tunnelsegment de ongunstigste momenten en dwarskrachten nemen krijgen we onderstaande verdelingen voor een tunnelsegment (zie figuur 52). Voor de uitwerking zie bijlage 4.1.



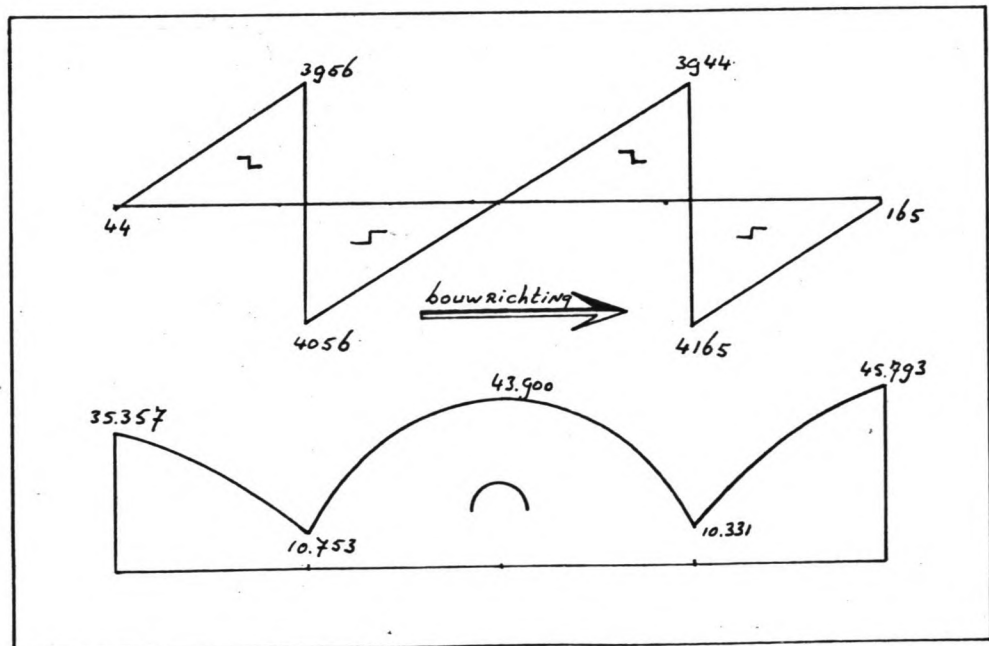
Figuur 52: Omhullende dwarskrachten- en momentenlijn ten gevolge van het verwijderen van kopschotten.

Door deze dwarskrachten en momenten te superponeren op die van figuur 45 zijn de extremen te bepalen gedurende de bouwperiode. Dit is geschetst in onderstaande figuur 53.



Figuur 53: Omhullende dwarskrachten- en momentenlijn door installeren van het segment en het verwijderen van de kopschotten.

Nadat alle kopschotten zijn verwijderd resteren in het tunnelsegment de volgende dwarskrachten en momenten.

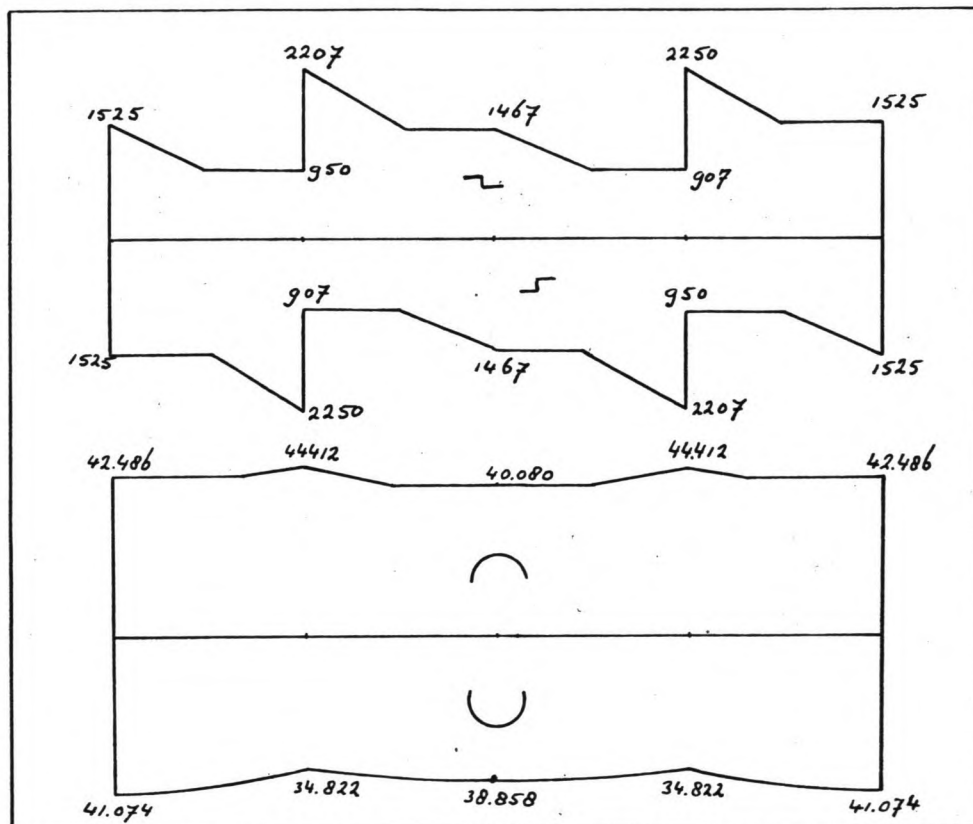


Figuur 54: Resterende dwarskrachten en momenten na het verwijderen van alle kopschotten van het later gebouwde tunneldeel.

Dit is de situatie waarvan we uit moeten gaan als de dwarskrachten en momenten ten gevolge van de mobiele belasting worden geïntroduceerd.

4.5.2.2 Mobiele belasting.

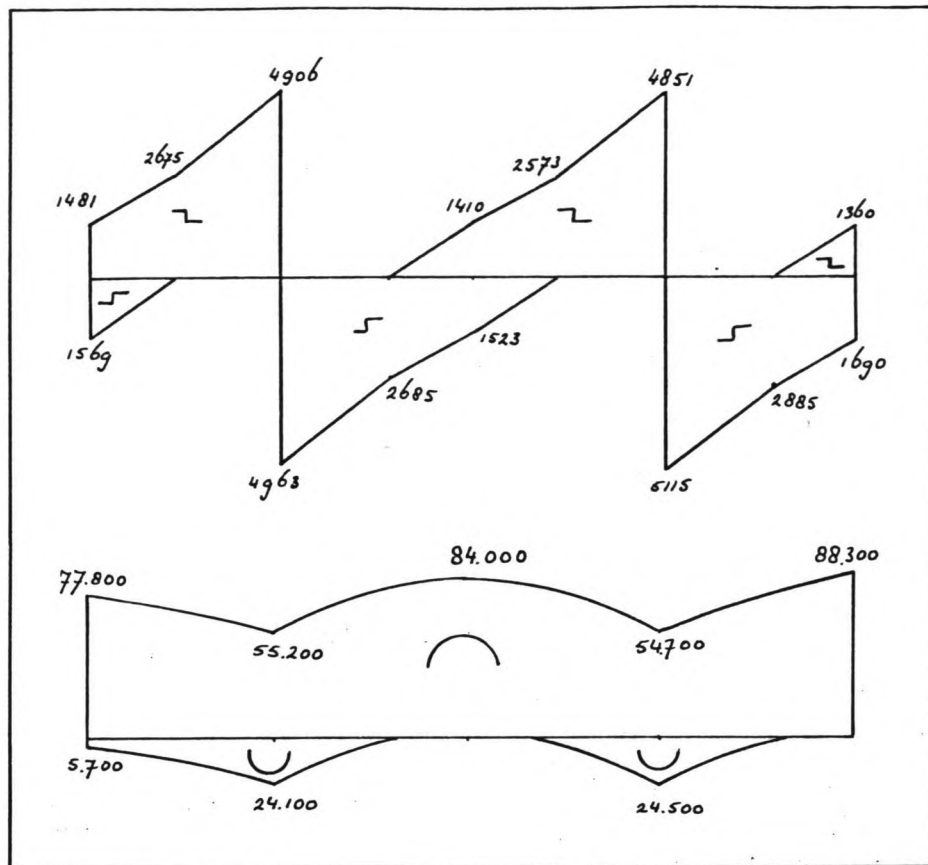
Voor het beschouwde tunnelsegment zijn voor een aantal punten de invloedslijnen van zowel moment als dwarskracht bepaald. Dit stelt ons in staat de meest ongunstige belastingssituaties en de daarbij behorende dwarskrachten en momenten te bepalen. Worden de verschillende dwarskrachten en momentenlijnen over elkaar geprojecteerd dan geeft dit voor ieder deel van het tunnelsegment de maatgevende momenten en dwarskrachten. Dit is gedaan in bijlage 4.2. Hieronder zijn de resultaten weergegeven.



Figuur 55: Omhullende dwarskrachten- en momentenlijnen door mobiele belasting in de gebruiksfase.

Deze dwarskrachten en momenten moeten gesuperponeerd worden op de dwarskrachten en momenten die in het tunnelsegment aanwezig zijn na afspannen en het verwijderen van alle kopschotten. Deze dwars-

krachten en momenten zijn te zien in figuur 54. Gesuperponeerd geeft dit het volgende:

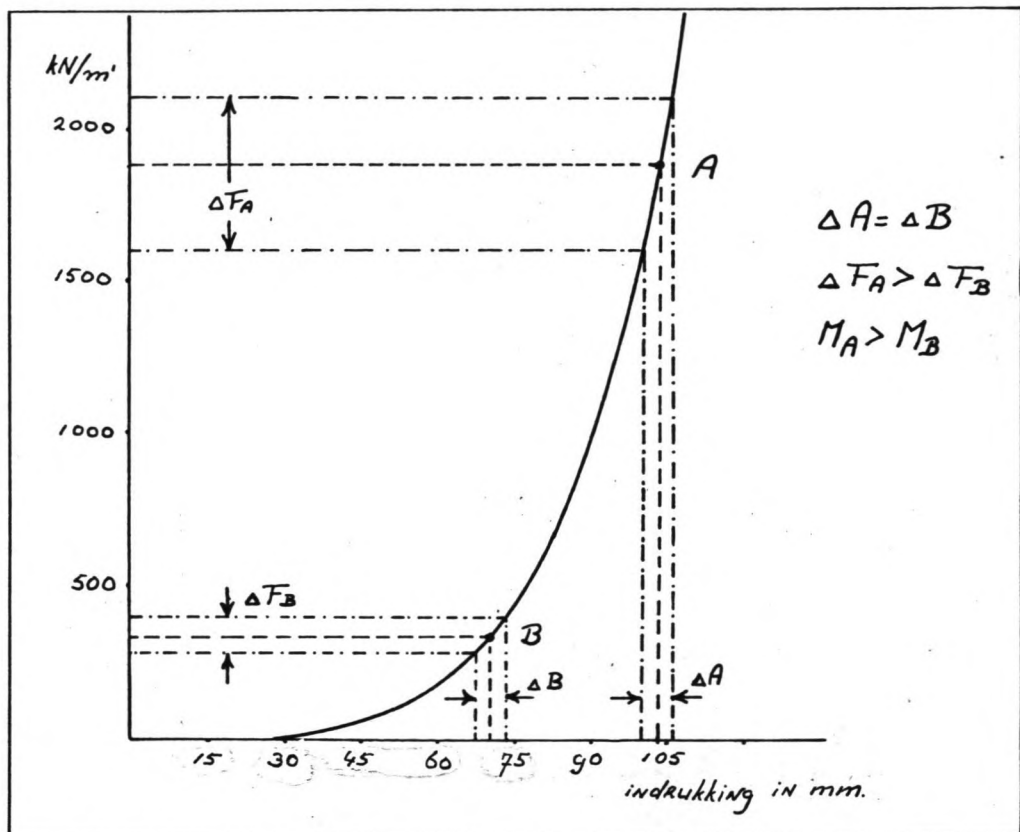


Figuur 56: Omhullende dwarskrachten- en momentenlijn van productiefase tot in de gebruiksfase.

Gedurende de bouwphase zorgt de hydrostatische druk voor een normaalkracht in het tunnelsegment. Omdat de hydrostatische druk niet centrish aangrijpt wordt tevens een moment opgewekt dat, zoals we reeds zagen in bijlage 3.2, 2500 kNm groot is. Dit moment is na plaatsing van het laatste segment nog steeds aanwezig. Het wordt steeds via de Gina-profielen op volgende segmenten overgebracht.

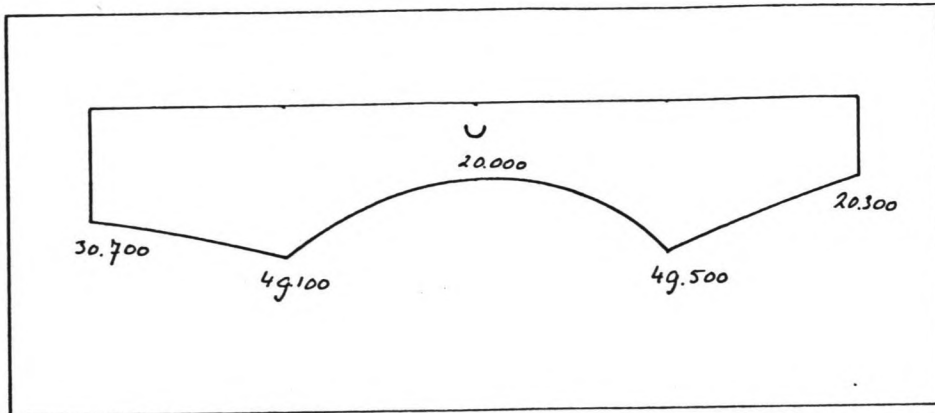
Door relaxatie in de Ginaprofielen en de verschuiving van Sicilië ten opzichte van Italië kan in de loop der tijd het bovengenoemde moment vrijwel geheel wegvallen. Dit is als volgt in te zien. Van punt A in grafiek 4 verschuiven we bij het verschuiven van Sicilië ten opzichte van Italië in feite

naar punt B. De Gina-profielen worden immers minder ingedrukt. Het indrukkingsverschil tussen de boven- en onderkant van het Gina-profiel blijft gelijk. Het verschil in kracht in het Gina-profiel tussen boven- en onderzijde is echter veel kleiner en daarmee ook het moment. Dit is weergegeven voor een indrukkingsverschil van 4 mm tussen boven en onderzijde.



Grafiek 4: Moment door indrukkingsverschil bij een lage (B) en hoge (A) gebruiksspanning.

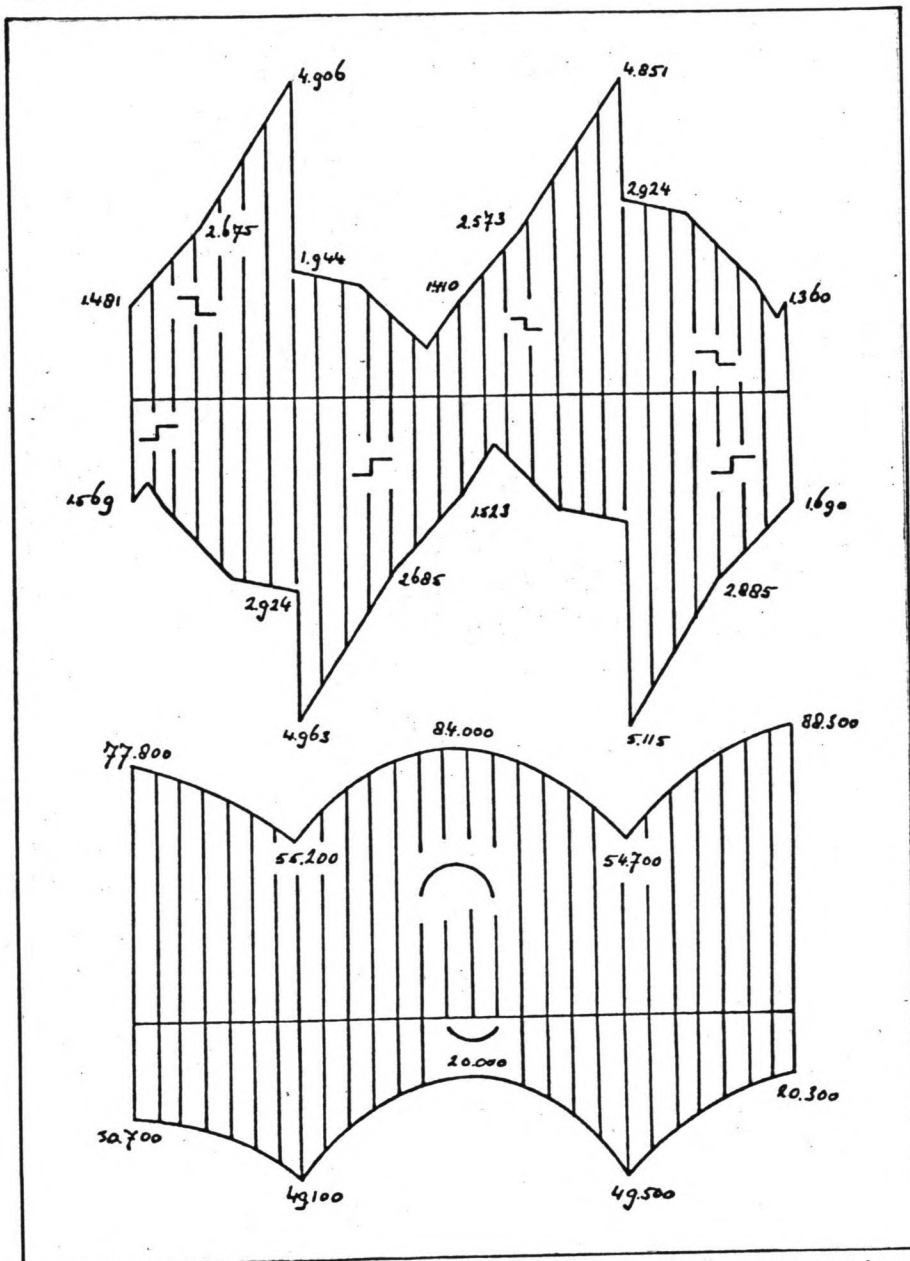
We moeten hierdoor een moment van 25.000 kNm over de gehele lengte van het tunnelsegment superponeren. Op het ene deel van de momentenlijn werkt dit moment alleen reducerend op het andere deel levert het een bijdrage. Het verloop daarvan is hieronder getekend.



Figuur 57: Negatief momentenverloop na relaxatie of verschuiving van de oevers.

4.6 Bepalend dwarskrachten- en momentenverloop.

Over de gehele levensduur van het tunnelsegment ziet het maatgevende dwarskrachten- en momentenverloop er als volgt uit.



Figuur 58: Omhullend dwarskrachten en momenten-

5. Voorspanning en Wapening.

Door de grote afmetingen van het tunnelsegment (diameter 15 meter), zijn de spanningen ten gevolge van de dwarskrachten en momenten in de tunnel erg klein.

1. Dwarskracht.

De maximale schuifspanning in een buisligger is:

$$\tau_{\max} = \frac{2 \cdot 1,7 \cdot D}{A}$$

waarbij D = dwarskracht

A = doorsnede

1,7 = veiligheidsfactor.()

De maximaal optredende dwarskracht in het tunnelsegment is 5115 kN. Zelfs als we de bijdrage van de stalen liner verwaarlozen hoeft nog geen dwarskrachtwapening te worden toegepast. De tunneldoorsnede is 31,45 m² en de maximale schuifspanning is dan:

$$\tau_{\max} = \frac{2 \cdot 1,7 \cdot 5115 \cdot 10^3}{31,5 \cdot 10^6} = 0,553 \text{ N/mm}^2$$

Wordt B22.5 gebruikt dan is 0,65 N/mm² toelaatbaar.

Ter plaatse van de dwarskrachtnokken moet worden nagegaan of hier de toelaatbare schuifspanning niet wordt overschreden. De maximaal optredende dwarskracht is aan de rand weliswaar lager, 1690 kN, maar de doorsnede van de dwarskrachtnokken is ook lager dan de doorsnede van de gehele tunnelwand.

2. Moment.

Het maximale moment is 88 * 10⁶ Nm. Het traagheidsmoment van de buisligger is 973 m⁴. De hoogte is 15 meter. Met deze gegevens in de formule voor de maximale spanning levert dit:

$$\sigma_{\max} = \frac{M \cdot \frac{1}{2} h \cdot 1,7}{I} \quad \sigma_{\max} = \frac{1,7 \cdot 88 \cdot 10^6 \cdot \frac{1}{2} \cdot 15}{97,3 \cdot 10^6} = 1,15 \text{ N/mm}^2$$

Wordt B22.5 gebruikt dan is 1,3 N/mm² toelaatbaar.

We moeten ons echter realiseren dat de tunnel, die opgebouwd is uit moten, met epoxyhars aan elkaar is gelijmd.

Deze epoxyhars voeg wordt bij een moment, loodrecht op zijn vlak belast. We dienen ons daarbij af te vragen in wat voor toestand de buitenste betonlaag zich op dat moment bevindt, die de aanhechting van de epoxyhars verzorgt. De cementsteen zou vergruisd kunnen zijn of nat. Bovendien is het denkbaar dat de epoxyhars niet tot alle plaatsen doordringt.

Door de onzekerheid omtrent de sterkte van de gelijkde voeg is besloten een voorspankracht in het tunnelsegment aan te brengen ondanks het feit dat de spanningen door het beton B22.5 opgenomen zouden kunnen worden.

De maximaal optredende trekspanning aan de onderzijde van het tunnelsegment is:

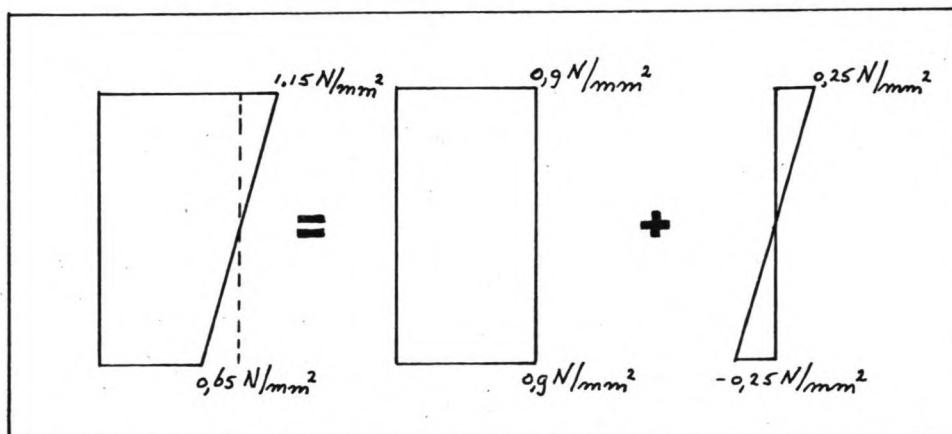
$$\sigma_{\text{onder}} = \frac{M \cdot 1,7 \cdot \frac{1}{2} h}{I} = \frac{49,5 \cdot 10^6 \cdot 1,7 \cdot \frac{1}{2} \cdot 15}{973 \cdot 10^6} = 0,65 \text{ N/mm}^2.$$

De maximale trekspanning aan de bovenzijde van het tunnelsegment is:

$$\sigma_{\text{boven}} = \frac{88,3 \cdot 10^6 \cdot 1,7 \cdot \frac{1}{2} \cdot 15}{973 \cdot 10^6} = 1,15 \text{ N/mm}^2.$$

De voorspankracht moet zo groot zijn en een zodanige excentriciteit hebben dat er geen trekspanningen meer optreden in het tunnelsegment.

De gemiddelde trekspanning is $(1,15 + 0,65)/2 = 0,9 \text{ N/mm}^2$

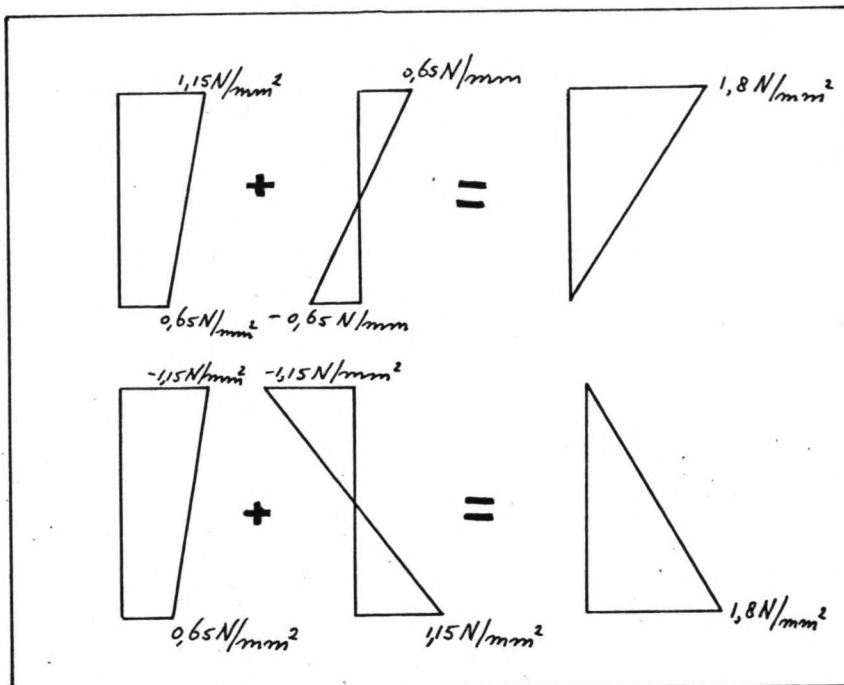


Figuur 59: Benodigde voorspankracht over de omhul-lende tunnelwand

Over de gehele tunneldoorsnede is dit een kracht van $0,9 \cdot 31,45 \cdot 10^6 = 28300 \text{ kN}$. Deze kracht moet een zodanige excentriciteit hebben dat een moment kan worden opgenomen dat een trek van $0,25 \text{ N/mm}^2$ aan de bovenzijde en een druk van $0,25 \text{ N/mm}^2$ aan de onderzijde geeft.

$$P \cdot e = \frac{*I}{\frac{1}{2} \cdot h} \quad e \cdot 28,3 \cdot 10^6 = \frac{0,25 \cdot 973 \cdot 10^6}{\frac{1}{2} \cdot 15} \quad e = 1,15 \text{ meter.}$$

De maximaal optredende drukspanningen zijn nu:



Figuur 60: Spanningsvariatiën over de omhullende tunnelwand na aanbrengen van de voorspankracht.

Deze drukspanningen zijn toelaatbaar.

Bijlage 1

ICES-STRUDL programma

STRUDL 'GINA' 'ZWEVENDE TUNNEL'

```
*****
*
*               ICES STRUDL-II
*      THE STRUCTURAL DESIGN LANGUAGE
*               VERSION V2M7
*
*      ORIGINALLY RELEASED BY
*      CIVIL ENGINEERING SYSTEMS LABORATORY, MIT
*
*      UPDATED BY :
*      - DELFT UNIVERSITY OF TECHNOLOGY
*        DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING
*        DELFT , THE NETHERLANDS
*        LATEST REVISION  DECEMBER 1981
*
*      - CONTRIBUTIONS OF THE SWAP TAPE
*
*      11:39:58      3/22/83
*****
```

UNITS KN M DEG

\$ GEGEVENS OVER KNOPEN

JOINT COORDINATES

REF JOI COO SET 1

1 0.

2 12.5

3 37.5

4 50.

41 500.

42 512.5

43 537.5

44 550.

VARY JOI SET 1

SEP FROM 1 TO 41 BY 4

SEP FROM 2 TO 42 BY 4

SEP FROM 3 TO 43 BY 4

SEP FROM 4 TO 44 BY 4

STATUS SUPPORT 1 2 TO 42 BY 4 3 TO 43 BY 4 44

JOINT RELEASES

1 8.75E4 KMZ 2E6

44 8.75E4 KMZ 2E6

2 TO 42 BY 4 MOMENT Z KFY 8.75E4

3 TO 43 BY 4 MOMENT Z KFY 8.75E4

TYPE PLANE FRAME XY

MEMBER INCIDENCES

REF MEM INCI SET 2

1 1 2

2 2 3

3 3 4

41 41 42

42 42 43

43 43 44

VARY MEM SET 2

SEP FROM 1 TO 41 BY 4

SEP FROM 2 TO 42 BY 4

SEP FROM 3 TO 43 BY 4

MEMBER PROPERTIES

1 TO 41 BY 4 AX 31.45 IZ 972.7

2 TO 42 BY 4 AX 31.45 IZ 972.7

3 TO 43 BY 4 AX 31.45 IZ 972.7

MATERIAL CONSTANTS CONCRETE

CONSTANTS

E 28.E6 ALL

REF ELEMENT INCI SET 3

4 4 5

40 40 41

VARY ELEMENT SET 3

SEP FROM 4 TO 40 BY 4

SPRING PROPERTIES

4 TO 40 BY 4 KFY 1E3 KMZ 2E6

3 MAATGEVENDE BELASTINGEN

LOADING 1 'T.P.V. 21 RECHTS'

14 FORCE Y UNIFORM -104 9.2 25

15 17 18 19 FORCE Y UNIFORM -104

LOADING 2 'T.P.V. 21 RECHTS'

MEMBER LOADS

21 22 23 25 FORCE Y UNIFORM -104

26 FORCE Y UNIFORM -104 0.0 15.8

LOADING 3 'T.P.V. 22 LINKS'

MEMBER LOADS

14 FORCE Y UNIFORM -104 9.2 25

15 17 18 19 21 FORCE Y UNIFORM -104

LOADING 4 'T.P.V. 22 LINKS'

MEMBER LOADS

22 23 25 FORCE Y UNIFORM -104

26 FORCE Y UNIFORM -104 0.0 15.8

LOADING 5 'T.P.V. 22 RECHTS'

MEMBER LOADS

17 FORCE Y UNIFORM -104 3.9 12.5

18 19 21 FORCE Y UNIFORM -104

LOADING 6 'T.P.V. 22 RECHTS'

MEMBER LOADS

22 23 25 26 FORCE Y UNIFORM -104

27 FORCE Y UNIFORM -104 0.0 8.6

LOADING 7 'T.P.V. MIDDEN 22/23'

MEMBER LOADS

22 FORCE Y UNIFORM -104 12.5 25

23 25 26 FORCE Y UNIFORM -104

27 FORCE Y UNIFORM -104 0.0 8.6

LOADING 8 'T.P.V. 21'

MEMBER LOADS

17 FORCE Y UNIFORM -104 10.3 12.5

18 19 21 22 FORCE Y UNIFORM -104

23 FORCE Y UNIFORM -104 0.0 2.2

LOADING 9 'T.P.V. 22'

MEMBER LOADS

18 FORCE Y UNIFORM -104 10.7 25.

19 21 22 FORCE Y UNIFORM -104

23 FORCE Y UNIFORM -104 0.0 7.9

LOADING 10 'T.P.V. MIDDEN 22/23'

MEMBER LOADS

19 21 22 23 25 FORCE Y UNIFORM -104

LOADING 11 'T.P.V. 21'

MEMBER LOADS

5 FORCE Y UNIFORM -104 7.5 12.5

6 7 9 10 11 13 14 15 FORCE Y UNIFORM -104

17 FORCE Y UNIFORM -104 0. 10.6

23 FORCE Y UNIFORM -104 2.5 12.5

25 26 27 29 30 31 33 34 FORCE Y UNIFORM -104

35 FORCE Y UNIFORM -104 0. 2.6

LOADING 12 'T.P.V. 22'

MEMBER LOADS

6 FORCE Y UNIFORM -104 8.1 25.

7 9 10 11 13 14 15 17 FORCE Y UNIFORM -104

18 FORCE Y UNIFORM -104 0. 10.7

23 FORCE Y UNIFORM -104 7.9 12.5

25 26 27 29 30 31 33 34 FORCE Y UNIFORM -104

35 FORCE Y UNIFORM -104 0. 8.

LOADING 13 'T.P.V. 22/23'

MEMBER LOADS

7 9 10 11 13 14 15 17 18 FORCE Y UNIFORM -104

26 27 29 30 31 33 34 35 FORCE Y UNIFORM -104

LOADING 1 'INVLOEDSLIJN DWARSKRACHT 250.5M'

MEMBER DISTORTIONS

21 CONCENTRATED L 0.5 DISPLACEMENT Y .03

LOADING 2 'INVLOEDSLIJN DWARSKRACHT 262M'

MEMBER DISTORTIONS

21 CONCENTRATED L 12. DISPLACEMENTS Y .03

LOADING 3 'INVLOEDSLIJN DWARSKRACHT 263M'

MEMBER DISTORTIONS

22 CONCENTRATED L .5 DISPLACEMENTS Y .03

LOADING 4 'INVLOEDSLIJN DWARSKRACHT 275M'

MEMBER DISTORTIONS

22 CONCENTRATED L 12.5 DISPLACEMENTS Y .03

LOADING 5 'INVLOEDSLIJN MOMENT 250.5M'

MEMBER DISTORTIONS

21 CONCENTRATED L 0.5 ROTATION Z .05

LOADING 6 'INVLOEDSLIJN MOMENT 262M'

MEMBER DISTORTIONS

21 CONCENTRATED L 12. ROTATION Z .05

LOADING 7 'INVLOEDSLIJN MOMENT 263M'

MEMBER DISTORTIONS

22 CONCENTRATED L .5 ROTATION Z .05

LOADING 8 'INVLOEDSLIJN MOMENT 275M'

MEMBER DISTORTIONS

22 CONCENTRATED L 12.5 ROTATION Z .05

PRINT DATA

\$ KOPSCOTTEN VERWIJDEREN

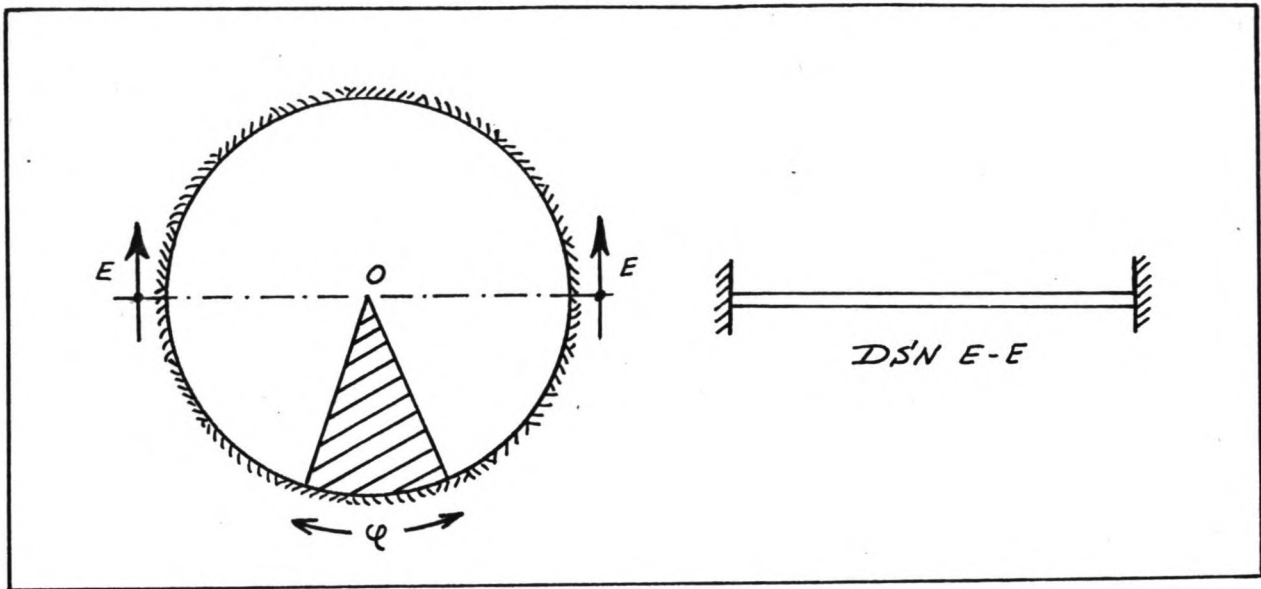
LOADING 1

JOINT LOADS

40 41 FORCE Y 980

Bijlage 2.1

Betonnen kopschot.



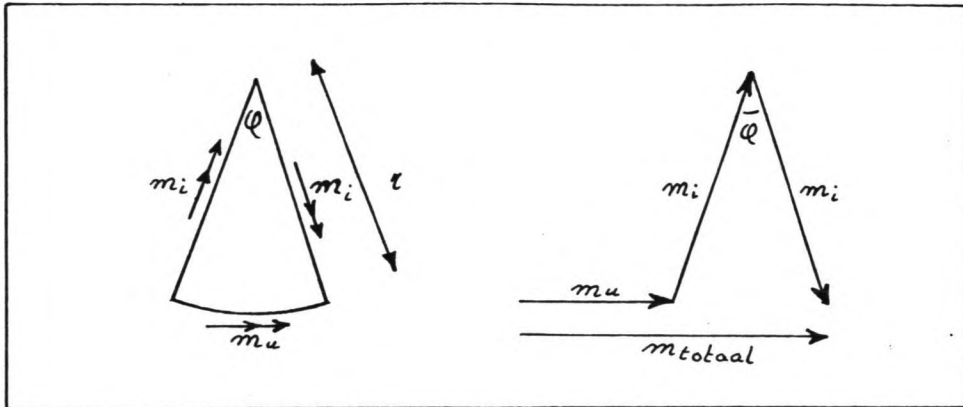
Nemen we het zwaarst belaste segment uit dit kopschot dan is het redelijk om hier een gelijkmatig verdeelde belasting voor aan te nemen van $5,3 \cdot 10^5 \text{ N/m}^2$. De grootte van het segment wordt bepaald door de hoek φ en de straal $r = 6,8$ meter. We gaan er van uit dat het kopschot is ingeklemd aan de rand.

Het kopschot zal zich tegen het naar binnen gedrukt worden verzetten door 1. een moment in het kopschot zelf

2. een moment bij de inklemming

1. Het moment in het kopschot zelf wordt veroorzaakt door druk aan de buitenzijde en trek aan de naar binnen gekeerde zijde van het kopschot (M_i genoemd).
2. Het moment bij de inklemming aan de rand van het kopschot wordt opgewekt door trek aan de naar buiten gekeerde zijde en druk op de naar binnen gekeerde zijde (M_u genoemd).

Beschouwen we nu het segment dan zien we het volgende:



Totaal moment in de omringende wanden $M_i \cdot r \cdot d\varphi + M_u \cdot r \cdot d\varphi$

De gelijkmatig verdeelde belasting geeft een moment in de rand van:

$$\text{Kracht} \cdot \text{arm} = \underbrace{q_u \cdot \frac{1}{2} \cdot r \cdot d\varphi}_{\text{kracht}} \cdot \underbrace{r \cdot \frac{1}{3} \cdot r}_{\text{arm}}$$

Door deze aan elkaar gelijk te stellen krijgen we:

$$M_i + M_u = q_u \cdot \frac{1}{6} \cdot r^2$$

Stel dat M_i gelijk is aan M_u dan geldt:

$$5,3 \cdot 10^5 \cdot \frac{1}{6} \cdot 6,8^2 = 2 M_u$$

$$M_u = 2,04 \cdot 10^6 \text{ Nm/m'}$$

Neem als plaatdikte 1,00 m met een nuttige hoogte $h = 0,9$ meter. Betonkwaliteit B17,5 waarvan $f_b' = 14 \text{ N/mm}^2$.

Deze lage beton- en staalkwaliteit zijn toegepast omdat in een later stadium het verwijderen van de kopschotten dan gemakkelijker zal zijn.

Voor inwendig evenwicht tussen trek in staal en druk in beton moet gelden:

$$\frac{9}{14} \cdot b \cdot x_u \cdot f_b' = A_a \cdot f_a \quad (1)$$

Gelijkstelling van het uitwendig en inwendig moment in de plaat geeft:

$$M_u \cdot \gamma = A_a \cdot f_a \cdot \left(h - \frac{67}{189} \cdot x_u \right) \quad (2)$$

waarin b = beschouwde breedte (1 meter)
 x_u = drukzone
 f_b' = rekenwaarde betondruksterkte
 A_a = doorsnede staal
 f_a = toelaatbare staalspanning
 M_u = uitwendig moment
 γ = veiligheidsfaktor (1,7).

Invullen in (1) van de gegeven bekende levert:

$$x_u = \frac{220}{9} * A_a \quad (3)$$

Vergelijking (3) en de bekende constanten in (2) levert:

$$-1906 * A_a^2 + 198 * A_a - 2,04 * 1,7 = 0$$

Hieruit volgt een A_a van $0,0223 \text{ m}^2$.

Dit zou betekenen dat we een zeer zwaar gewapende plaat krijgen. Het wapeningsnet moet dit oppervlak van $0,0223 \text{ m}^2$ in twee richtingen hebben. Bovendien moet aan de buitenzijde van de plaat ook langs de rand een dergelijke wapening aanwezig zijn. Overwogen kan worden de plaat van een hoogwaardiger beton en wapeningsstaal te vervaardigen. Op deze wijze zal een lager wapeningspercentage mogelijk zijn.

Voorbeeld: B30 als betonkwaliteit

FeB400 als wapeningsstaal

wapeningspercentage 1,20

$$A_a = 1,20 * 0,01 = 0,0120 \text{ m}^2$$

Hoeveelheid staal tot de helft gereduceerd.

Een plaat van deze beton- en staalkwaliteit zal echter bij het verwijderen voor grotere problemen zorgen dan een plaat van lagere beton- en staalkwaliteit.

Een afdichting als deze gewapende betonplaat heeft een groot gewicht:

$$d * \pi * 2^2 * \rho_{\text{beton}}$$

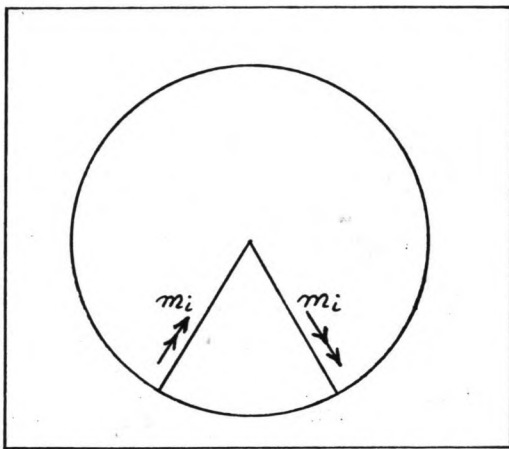
$$1 * \pi * 6,8^2 * 2500 = 363 * 10^3 \text{ kg.}$$

De krachten van $363 * 10^3 \text{ kg}$ werken als puntlasten aan de buitenzijde van het tunnelsegment.

Bijlage 2.2

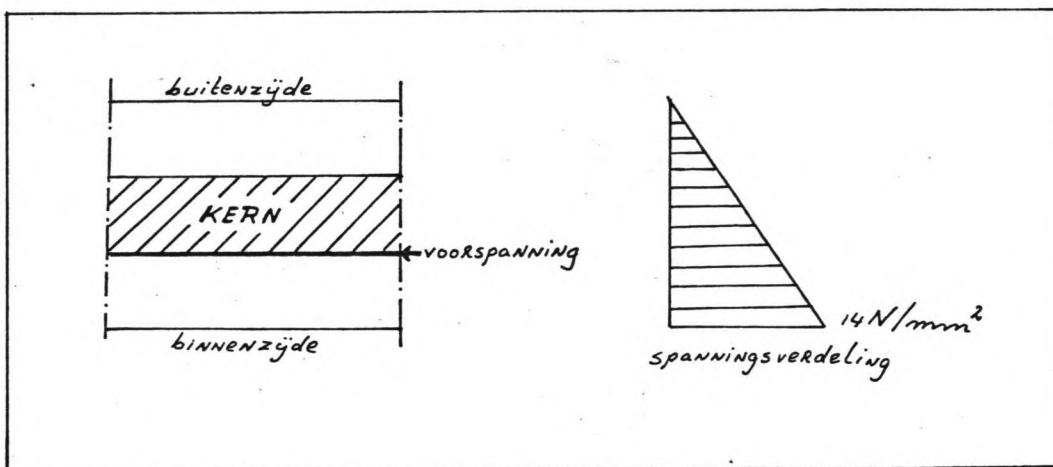
Kopschot van voorgespannen betonplaat.

Zelfs afgezien van de uitvoeringstechnische problemen zoals het aanbrengen van een voorgespannen betonplaat en het verwijderen ervan in een later stadium zal zo'n plaat niet worden toegepast. De voorgespannen plaat is namelijk niet ingeklemd in de tunnelwand zoals de plaat van gewapend beton. Beschouwen weer een segment uit de plaat dan zijn er slechts de twee in figuur 3 getekende momenten die de waterdruk opnemen.

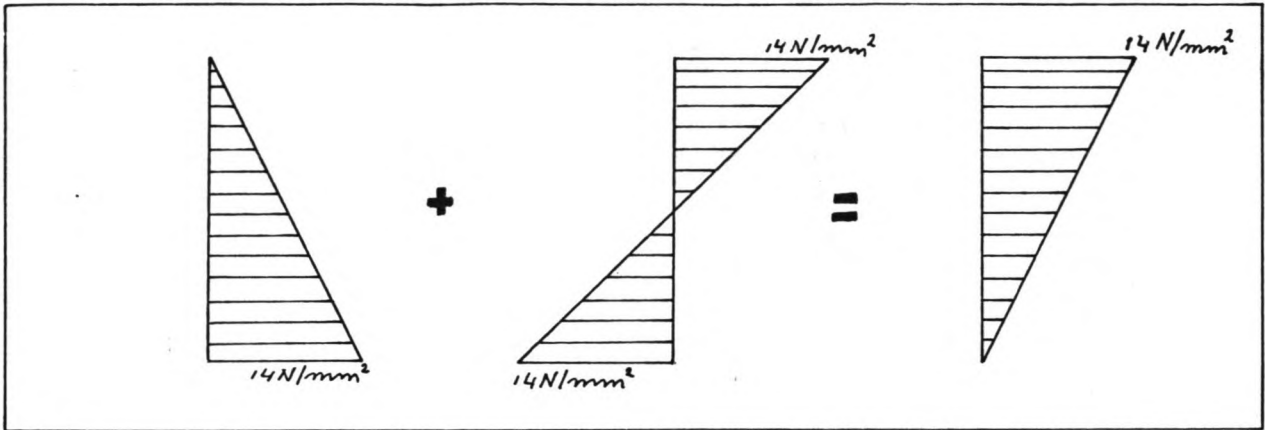


$$\begin{aligned} M_i &= q_u \cdot \frac{1}{6} \cdot 2^2 \\ &= 53 \cdot 10^4 \cdot \frac{1}{6} \cdot 6,8^2 \\ &= 4,08 \cdot 10^6 \text{ Nm/m} \end{aligned}$$

Dit moment kan worden opgenomen door de plaat in twee richtingen voor te spannen op de rand van de kern aan de binnenzijde van de tunnel. Deze voorspankracht mag zo groot zijn dat juist de maximum toelaatbare betondrukspanning wordt bereikt. Deze is voor beton B17,5 slechts 14 N/mm^2 .



Het maximaal toelaatbare moment is nu zo groot dat hierdoor een drukspanning aan de buitenzijde van 14 N/mm^2 optreedt en een betonspanning van 0 aan de binnenzijde van de tunnel.



Het weerstandsmoment W van de voorgespannen betonplaat is $W = 1/6 bh^2$. Over de beschouwde breedte van 1 meter is dit $W = 1/6 \cdot 1 \cdot h^2$.

De spanningen in de uiterste vezels zijn resp. $+ 14 \text{ N/mm}^2$ en $- 14 \text{ N/mm}^2$. Het op te nemen breukmoment wordt hierdoor:

$$M = \gamma \cdot M_i = \gamma \cdot \sigma \cdot W = 1,7 \cdot 14 \cdot 10^6 \cdot 1/6 \cdot h^2.$$

Het moment dat opgenomen moet worden is $6,94 \cdot 10^6 \text{ Nm/m}$.

Door gelijkstelling resulteerd hieruit een hoogte h van

$$h^2 = \frac{6,94 \cdot 10^6}{14 \cdot 10^6 \cdot 1/6} = 2,97$$

$$h = 1,72.$$

Dit zou dus een veel zwaardere afdichtingsplaat worden als die van gewapend beton.

$$\text{Gewicht} = \frac{1,72}{1,00} \cdot 363 \cdot 10^3 = 626 \cdot 10^3 \text{ kg}.$$

Zelfs bij toepassing van een betonsoort B30 of nog hoger blijft de vloerdikte aanzienlijk hoger.

Voorbeeld: B30 heeft een toelaatbare drukspanning van 24 N/mm^2 .

$$M = \sigma \cdot W = 24 \cdot 10^6 \cdot 1/6 \cdot h^2$$

$$h^2 = \frac{6,94 \cdot 10^6}{24 \cdot 10^6 \cdot 1/6} = 1,74$$

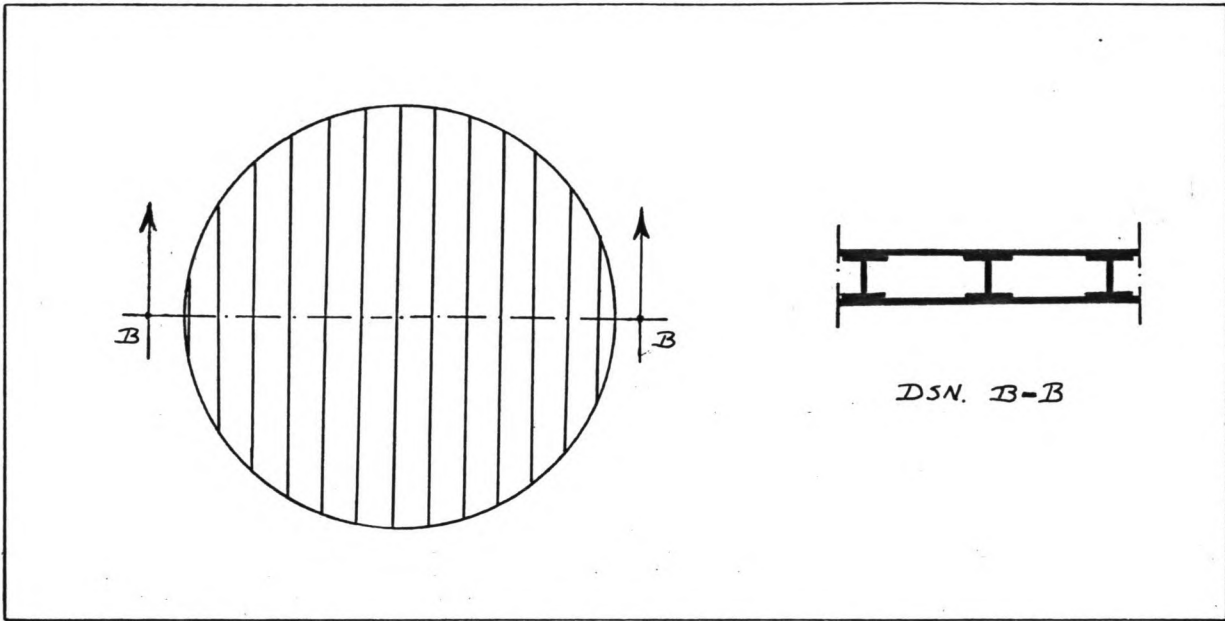
$$h = 1,32 \text{ meter}$$

$$\text{Dit kopschot weegt } 479 \cdot 10^3 \text{ kg}.$$

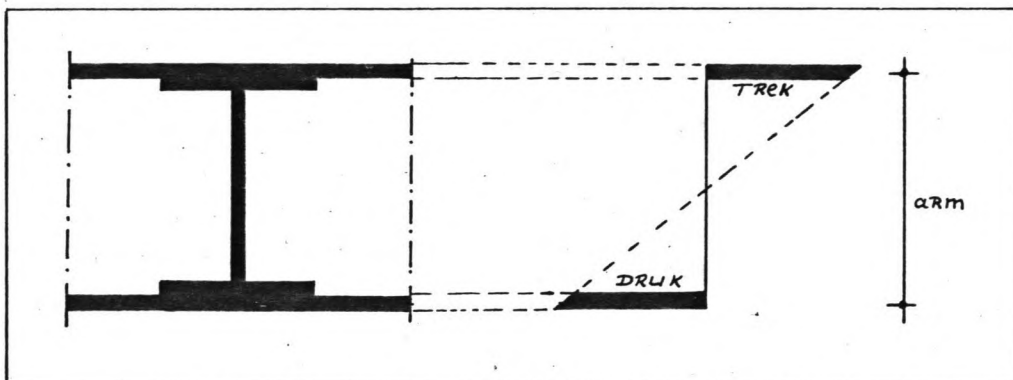
Bijlage 2.3

Stalen kopschot met twee platen in één richting verstijfd.

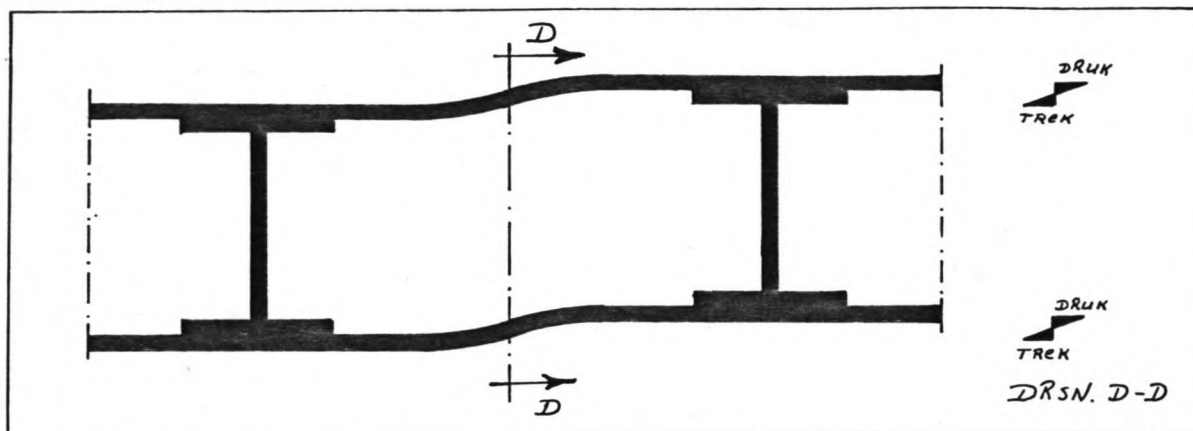
Dit type vloer moeten we ons voorstellen als een aantal IPE profielen waar aan boven en onder flenzen een continue plaat is bevestigd (zie figuur 6).



In feite bestaat de vloer uit liggers in de verstijvingsrichting. De bijdrage van de minder of meer doorbuigende liggers daarnaast is gering omdat de platen veel minder stijf zijn in die richting. Dit is als volgt te zien. In de lengte richting van de ligger werken een druk en een trek plaat met een arm ter hoogte van de ligger en zijn als zodanig in staat een groot moment op te nemen (zie figuur 7).



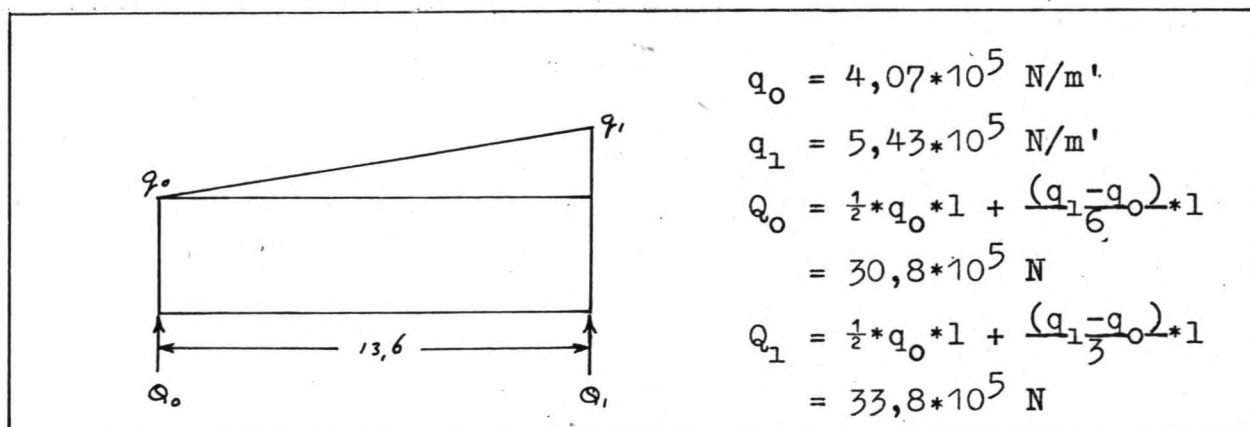
In de richting loodrecht hierop moet het moment worden opgenomen door twee platen waarbij in iedere plaat een druk- en trekzone is (zie figuur 8).



De bijdrage van de andere liggers wordt dus voor de eenvoud verwaarloosd.

We nemen de ligger-richting vertikaal en wel om de volgende reden. Een deel van het eigen gewicht van het kopschot wordt dan afgedragen via de liggerverstijving (het IPE profiel). Wordt de richting van de liggers horizontaal gekozen dan zal via de platen het eigen gewicht naar de betonconstructie moeten worden overgebracht dat is ongunstig voor de plooi.

Voor de berekening wordt direkt de langste ligger genomen. Deze ligger heeft een lengte die gelijk is aan de inwendige diameter van de tunnel (13,6 meter). We beschouwen een strook van één meter breedte. Hieronder is de belasting op de ligger gegeven.



$$q(x) = 4,07 + 1,36 \cdot \frac{x}{1} = 4,07 + 0,1 \cdot x$$

We gaan er van uit dat de ligger niet is ingeklemd. De momentverdeling is dan als volgt te bepalen:

$$\frac{dQ}{dx} = q(x) \quad Q = Q_0 + \int g(x) dx$$

$$Q(x) = -30,8 \cdot 10^5 + 4,07x \cdot 10^5 + \frac{x^2}{20} \cdot 10^5$$

$$\frac{dM}{dx} = Q(x) \quad M(x) = M_0 + \int Q(x) dx$$

$$M(x) = 0 + 10^5 \cdot (-30,8x + 2,035x^2 + \frac{x^3}{60})$$

$M(x)$ max is wanneer $\frac{dM}{dx} = 0$ ofwel

$$-30,8 + 4,07x + \frac{x^2}{20} = 0$$

$$x_{1,2} = \frac{-4,07 \pm \sqrt{4,07^2 + 4 \cdot 30,8 \cdot 1/20}}{2 \cdot 1/20}$$

$$x_1 = -88,4 \text{ meter} \quad x_2 = 6,97 \text{ meter}$$

Door x_2 in $M(x)$ te substitueren krijgen we: $M(x)_{\max} = -110,2 \cdot 10^5 \text{ Nm}$

Nemen we de maximaal toelaatbare spanning $240 \cdot 10^6 \text{ N/m}^2$ dan moet het weerstandsmoment zijn:

$$W = \frac{\sigma \cdot M}{\sigma} = \frac{1,5 \cdot 110,2 \cdot 10^5}{240 \cdot 10^6} = 0,069 \text{ m}^3.$$

Verwaarlozen we even de bijdrage van de lijven van de IPE profielen dan betekent dat, dat flenzen en dekplaten samen een $W = 0,069 \text{ m}^3$ moeten hebben. Zien we de flenzen en de dekplaten als een geheel (wat mogelijk is doordat ze ongeveer op gelijke afstand uit de neutrale lijn liggen) dan is het traagheidsmoment I te schrijven als

$$I = 2 \cdot (1/12 \cdot b \cdot t^3 + b \cdot t \cdot 1/4 h^2) \quad \text{waarin } b = \text{breedte (1 meter)}$$

$$I = 1/6 \cdot t^3 + 1/2 \cdot t \cdot h^2 \quad t = \text{plaatdikte}$$

$$W = 0,069 = \frac{I}{\frac{1}{2} \cdot h} \quad 0,069 = \frac{t^3}{3 \cdot h} + t \cdot h \quad h = \text{hoogte ligger}$$

De term $\frac{t^3}{h} = \frac{I}{\frac{1}{2} \cdot h} \cdot \frac{1}{3}$ is klein ten opzichte van th en als zodanig te verwaarlozen.

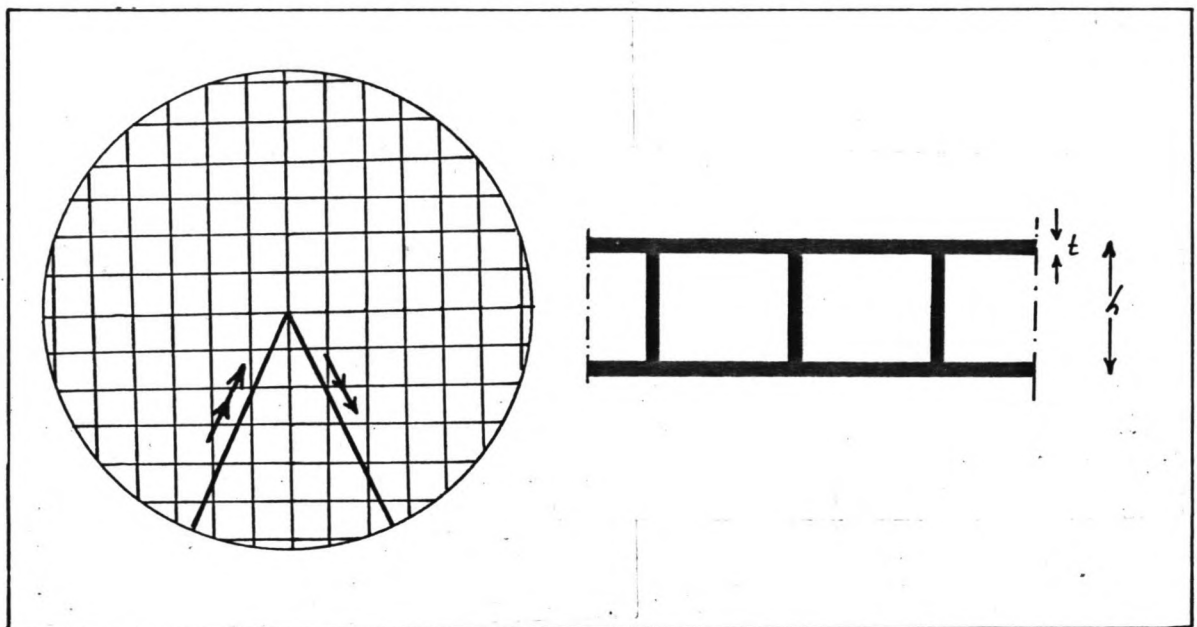
Er blijft dus over: $0,069 = t \cdot h$

Dat wil zeggen bij een afstand van de twee platen (h) van 1 meter moet de dikte 69 mm zijn. Het gewicht van alleen de platen en flenzen zou hierdoor al op $2 \cdot 0.69 \cdot 6,8^2 \cdot 7850 = 157 \cdot 10^3$ kg komen. Wordt voor de lijven met een gewichtsbijdrage van 0,25 gerekend dan is de massa $\pm 200 \cdot 10^3$ kg.

2.4 Stalen kopschot van twee platen in twee richtingen ver- stijfd.

Als de twee platen (één aan de buitenzijde en één aan de binnenzijde van de tunnel) goed met elkaar verbonden zijn werken zij als één geheel. Dat wil zeggen druk in de plaat aan de buitenzijde en trek in de plaat aan de binnenzijde van de tunnel.

Wordt een segment uit het kopschot genomen dan wordt de waterdruk op het segment als volgt opgenomen.



$$\begin{aligned} M_i &= 1/6 \cdot q_u \cdot 2^2 \\ &= 1/6 \cdot 53 \cdot 10^4 \cdot 6,8^2 \\ &= 4,08 \cdot 10^6 \cdot \text{Nm/m} \end{aligned}$$

Verwaarlozen we even het traagheidsmoment van het rooster dan kunnen we stellen dat

$$I = 2 \cdot (1/12 \cdot b \cdot t^3 + b \cdot t \cdot 1/4 \cdot h^2)$$

waarin b = breedte (1 meter)

t = plaatdikte

h = afstand van de platen

Is de gebruikte staalsoort Fe 360 met een $\sigma_{toe} = 240 \text{ N/mm}^2$ dan vinden we voor W de waarde:

$$W = \frac{\gamma \cdot M}{\sigma} = \frac{1,5 \cdot 4,08 \cdot 10^6}{240 \cdot 10^6} = 0,026$$

Bovendien geldt: $I = W \cdot \frac{1}{2} \cdot h$

$$\frac{1}{6} \cdot b \cdot t^3 + \frac{1}{2} \cdot b \cdot t \cdot h^2 = 0,017 \cdot \frac{1}{2} \cdot h \text{ met } b = 1$$

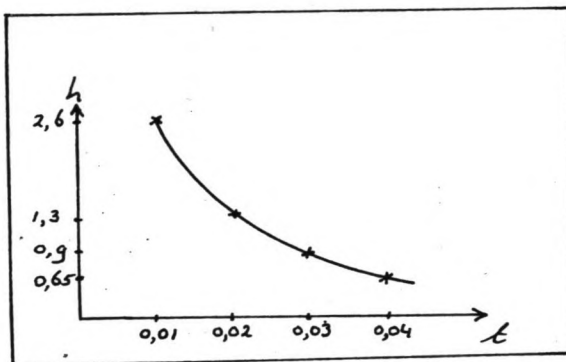
$$\frac{1}{3} \cdot t^3 + t \cdot h^2 = 0,026$$

We zullen de eerste term hiervan verwaarlozen en later controleren of deze verwaarlozing gerechtvaardigd is.

Er blijft dan over:

$$t \cdot h^2 = 0,026 \cdot h$$

$$t \cdot h = 0,026$$



Als we nu stellen dat de afstand tussen de verstijvingsplaten van het rooster even groot zijn als de afstand tussen de platen (dus h) dan krijgen we op grond van de plooiveilgheid een extra vergelijking.

$$\sigma_{KR} = K_d \cdot \sigma_E \quad \text{waarin } \sigma_E = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot t^2}{12 \cdot (1 - \nu^2) \cdot h^2} = 19 \cdot \left(\frac{100 \cdot t}{h} \right)^2$$

en op grond van TGB 1972 artikel 2.6.6 tabel 7 is $K_d = 7$.

De beste afstemming vindt plaats als $\sigma_{KR} = \sigma_e$

De plooi vergelijking wordt dan:

$$240 = 7 \cdot 19 \left(\frac{100 \cdot t}{h} \right)^2$$

Substitutie in deze vergelijking van $t \cdot h = 0,026$ geeft:

$$240 = 7 \cdot 19 \left(\frac{100 \cdot t \cdot t}{0,026} \right)^2$$

ofwel $t = 0,019$ meter

de daarbij behorende plaatafstand is 1,37 meter.

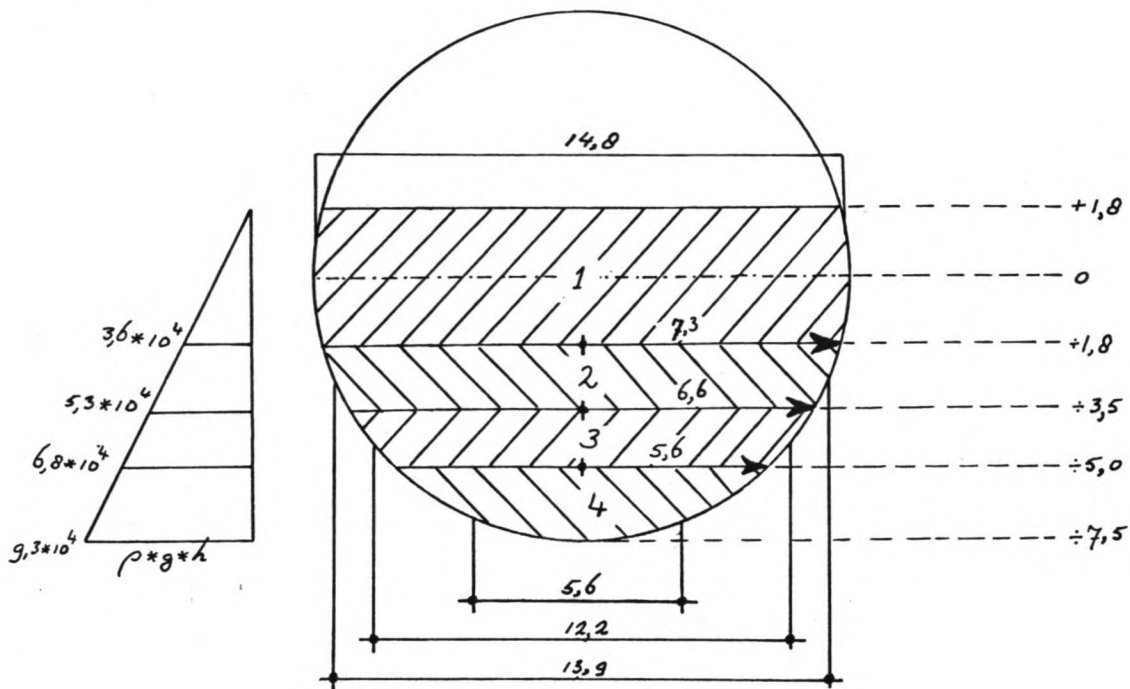
Wordt voor het rooster een plaatdikte van 0,014 meter gekozen dan blijven we hiermee wat plooï betreft aan de veilige kant omdat de Kd waarde hiervoor aanmerkelijk gunstiger is. We hebben voor dit deel van het kopschot namelijk een wisselspanning en hierbij hoort een Kd waarde van 24. Bovendien is de plooilengte h kleiner (1 meter).

Doordat we voor het rooster een dikte kiezen van 0,014 meter weegt dit rooster precies evenveel als de platen. Het totale gewicht komt hierdoor op:

$$\begin{aligned} 4 \cdot \pi \cdot r^2 \cdot d \cdot s.g. \text{ staal} &= \\ 4 \cdot \pi \cdot 6,8^2 \cdot 0,019 \cdot 7850 &= \\ 86,7 \cdot 10^3 \text{ kg.} \end{aligned}$$

Als we deze waarde om constructie technische redenen met een factor 1,2 vermenigvuldigen komen we aan een totaal gewicht van ongeveer $100 \cdot 10^3$ kg.

Bijlage 3.1: Kracht en moment op kopschot tijdens transport.



Om de grootte van de kracht te berekenen wordt het kopschot waartegen de waterdruk staat in stukken opgedeeld.

$$1 \quad F_{\text{hydr.}} = \frac{1}{2} * \rho * g * h^2 * b = 980 \text{ kN}$$

$$\text{Aangrijpingspunt: } - \frac{3,6 * 2}{3} + 1,8 = - 0,6$$

$$2 \quad F_{\text{hydr.}} = \frac{1}{2} * (36 * 10^3 + 53 * 10^3) * b * h = 1052 \text{ kN}$$

$$\text{Aangrijpingspunt: } \frac{7,3 * 36}{53 * 6,6} = 0,75$$

$$- 1,8 - 1,7 * \frac{4}{7} = - 2,77$$

$$3 \quad F_{\text{hydr.}} = \frac{1}{2} * (53 * 10^3 + 68 * 10^3) * b * h = 1107 \text{ kN}$$

$$\text{Aangrijpingspunt: } - 3,5 - 1,5 * 0,52 = - 4,28$$

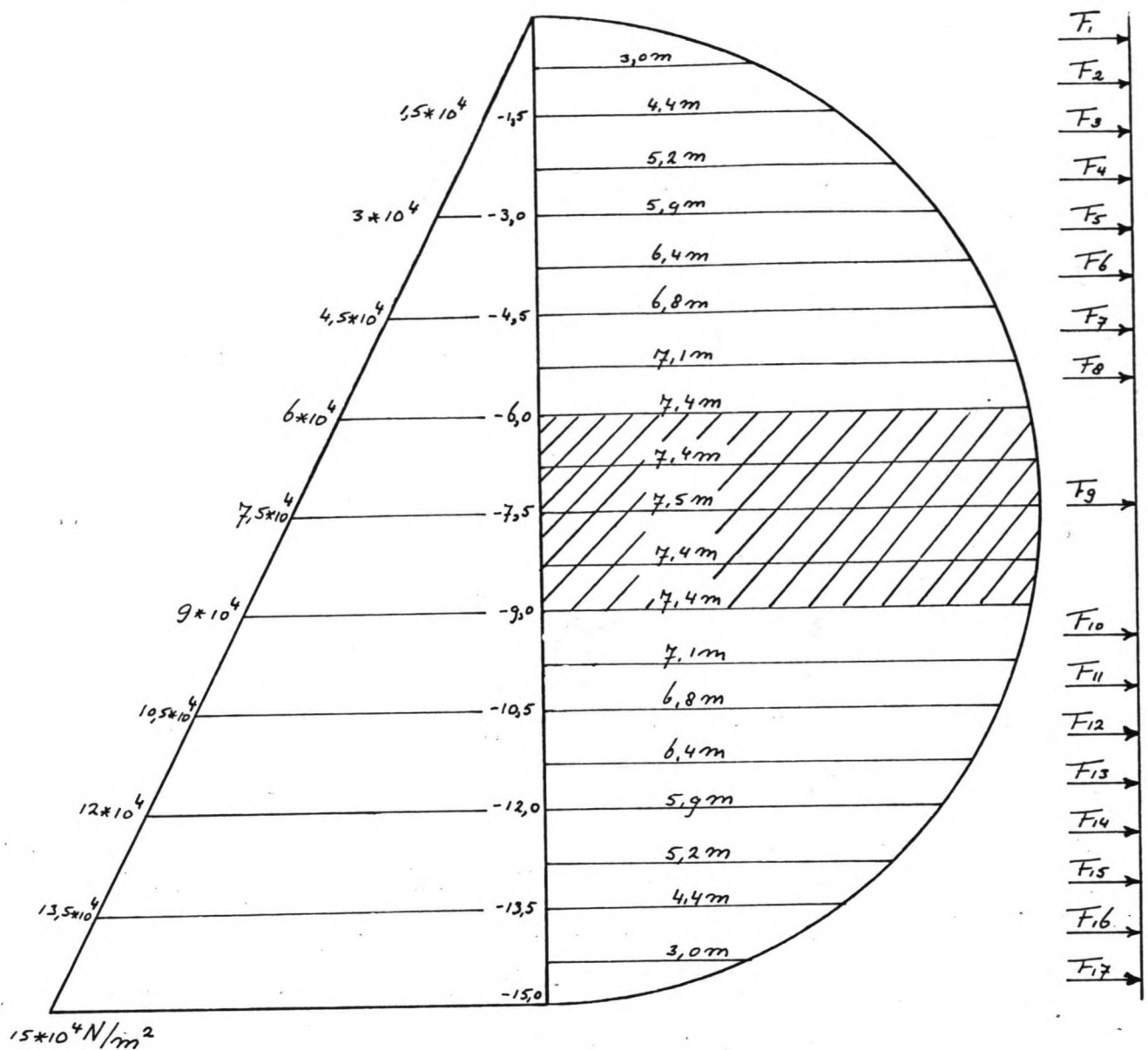
$$4 \quad F_{\text{hydr.}} = \frac{1}{2} * (68 * 10^3 + 93 * 10^3) * b * h = 676 \text{ kN}$$

$$\text{Aangrijpingspunt: } - 5,5$$

$$\text{Aangrijpingspunt totaal kracht: } \frac{\sum F_n * a_n}{\sum F_n} = - 3,13 \text{ m}$$

$$\text{Moment} = 3815 * 3,13 = 11958 \text{ kNm}$$

Bijlage 3.2: Kracht en moment op kopschot onder water.



$15 \times 10^4 \text{ N/m}^2$

	Grootte kracht $\times 0,75 \times 10^4$	arm vanaf top
F_1	4,5	0,75
F_2	8,85	1,30
F_3	18,3	1,98
F_4	29,4	2,70
F_5	41,7	3,43
F_6	54,6	4,17
F_7	67,9	4,91
F_8	81,7	5,66
F_9	444	7,80

	Grootte kracht $\times 0,75 \times 10^4$	arm vanaf top
F_{10}	135,8	9,38
F_{11}	140,6	10,10
F_{12}	143,4	10,88
F_{13}	142,8	11,62
F_{14}	137,1	12,36
F_{15}	125,7	13,10
F_{16}	102,2	13,81
F_{17}	42,8	14,5

$$\sum_1^N F_N = 1721 \times 0,75 \times 10^4 = 12910 \text{ kN}$$

$$\sum_1^N F_N \times a_N = 16,05 \times 10^7 \times 0,75 = 120,4 \times 10^6$$

$$arm = \frac{\sum_1^N F_N \times a_N}{\sum_1^N F_N} = 9,32$$

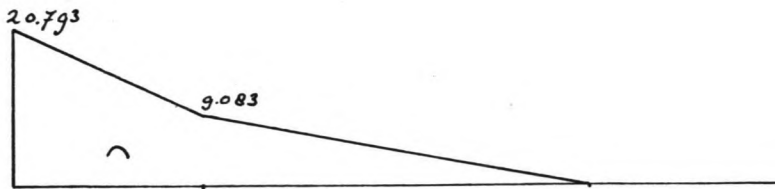
$$9,32 - 7,50 = 1,82 \text{ m}$$

exentriciteit = 1,82 m

Bijlage 4.1

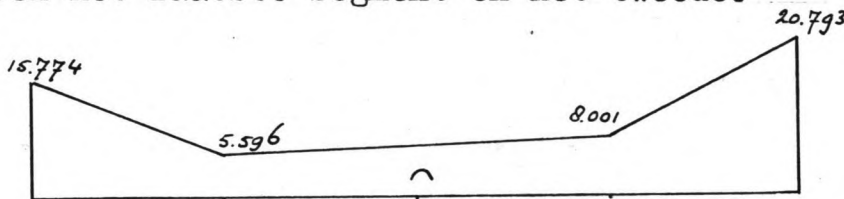
Bijlage: Momenten en dwarskrachten bij verwijderen kopschotten.

Bepaling ongunstigste momenten verdeling ten gevolge van verwijderen kopschotten.



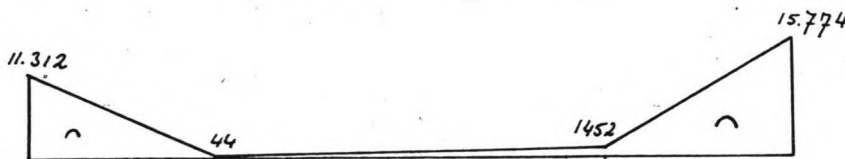
Positie: laatste segment.

Momenten na verwijderen kopschotten ter plaatse van koppeling tussen het laatste segment en het tweede.



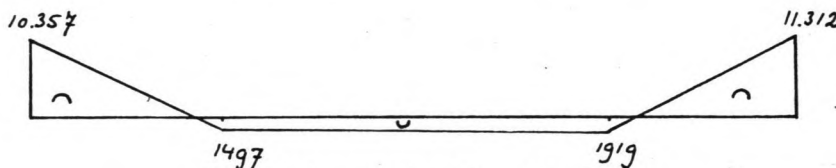
Positie: tweede segment.

Momenten na verwijdering kopschotten ter plaatse van de koppeling tussen het laatste en het tweede segment.



Positie: derde segment.

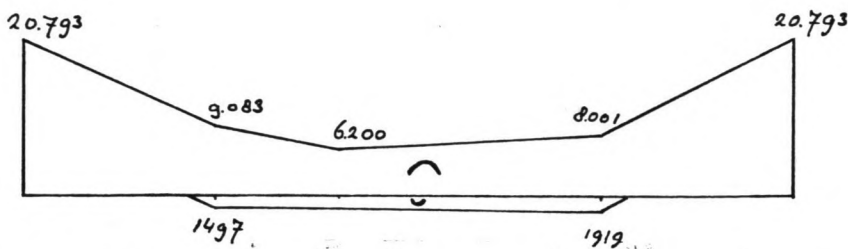
Momenten na verwijderen kopschotten ter plaatse van de koppeling tussen het laatste en het tweede segment.



Positie: vierde segment.

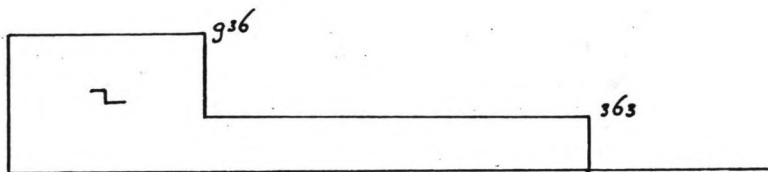
Momenten na verwijderen kopschotten ter plaatse van de koppeling tussen het laatste en het tweede segment.

De omhullende momentenlijn is voor de verschillende intervallen hieronder in een figuur weergegeven door de verschillende momentenlijnen als het ware over elkaar te leggen.

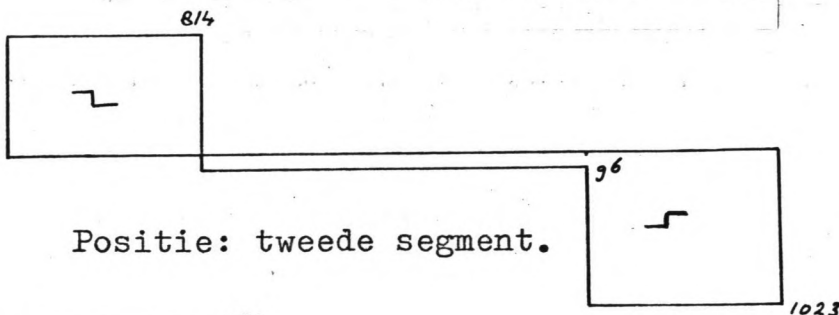


Resterende momenten na verwijdering kopschotten.

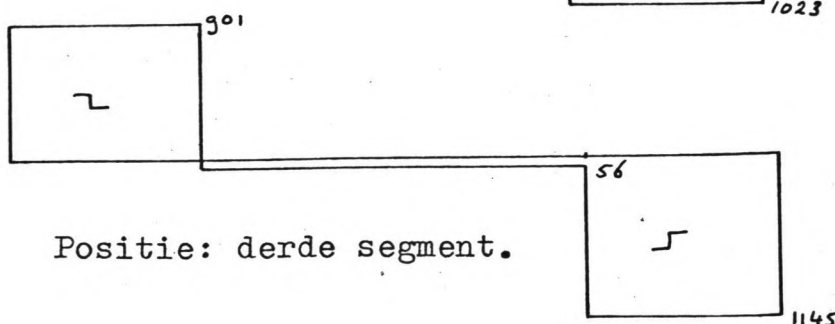
Bepaling ongunstigste dwarskrachtverdeling ten gevolge van verwijderen kopschotten.



Positie: laatste segment.

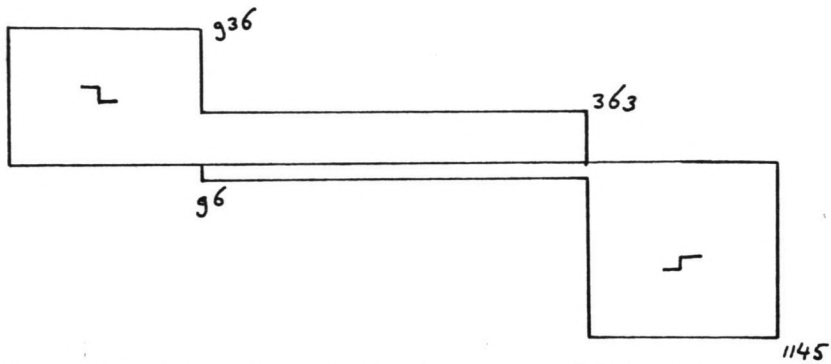


Positie: tweede segment.



Positie: derde segment.

De meest ongunstige dwarskrachten zijn hieronder weergegeven.
door de verschillende dwarskrachtlijnen over elkaar te leggen.

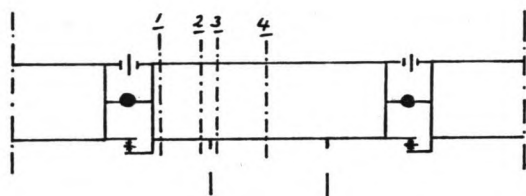


Resterende dwarskrachten na verwijdering
van alle kopschotten.

Bijlage 4.2: Momenten en dwarskrachten t.g.v. mobiele belasting.

Mobiele belasting:

Voor het bepalen van de grootste dwarskrachten en momenten in verschillende doorsnedes zullen niet dezelfde belastingscombinaties maatgevend zijn. Daarom zijn voor verschillende snedes de invloedslijnen van moment en dwarskracht bepaald.



Coördinaten snedes

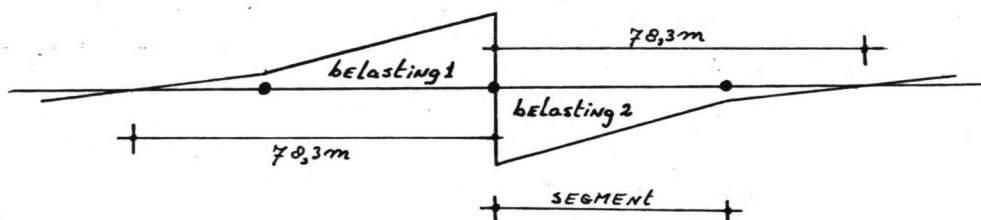
snede 1 : 0,5 m

snede 2 : 12 m

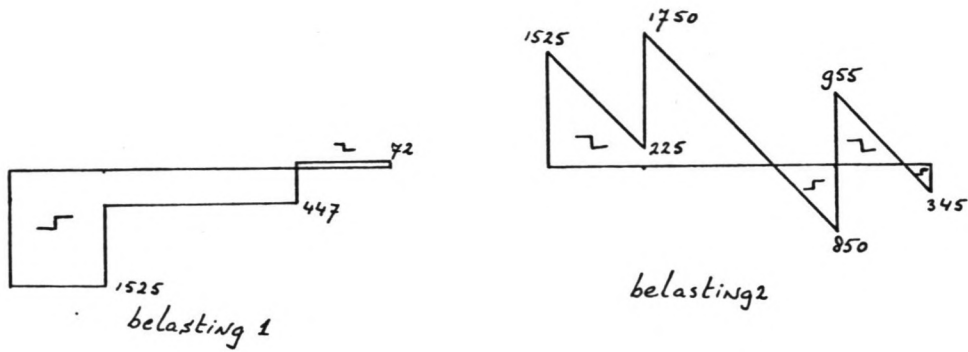
snede 3 : 13 m

snede 4 : 25 m

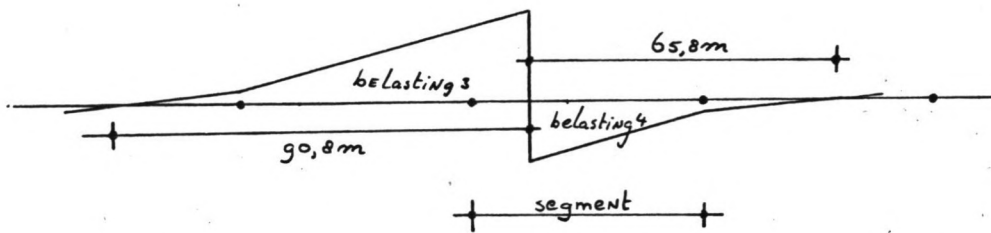
Snede 1 : invloedslijn dwarskracht.



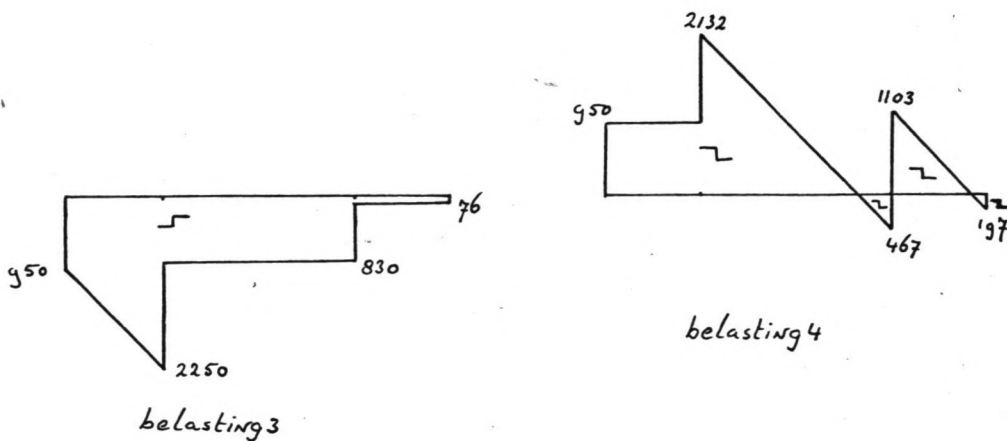
De meest ongunstige belastingsintervallen zijn aangegeven. Wordt over deze intervallen de volbelasting aangebracht van -104 kN/m' dan is de dwarskrachten verdeling over het beschouwde tunnelsegment als volgt:



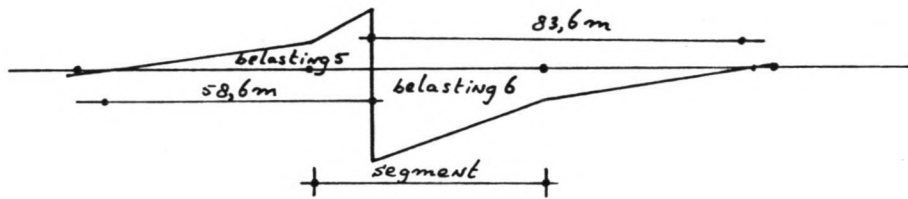
Snede 2 : invloedslijn dwarskracht.



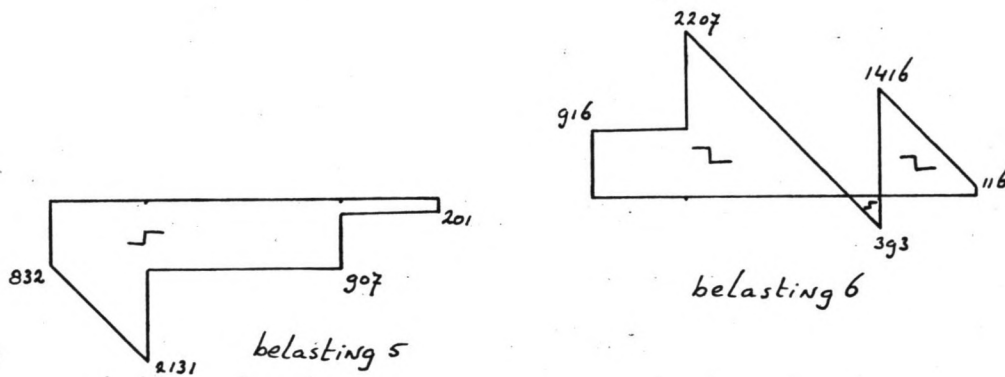
Na het aanbrengen van deze belastingen 3 en 4 van -104 kN/m' geeft dit de volgende dwarskrachtenverlopen.



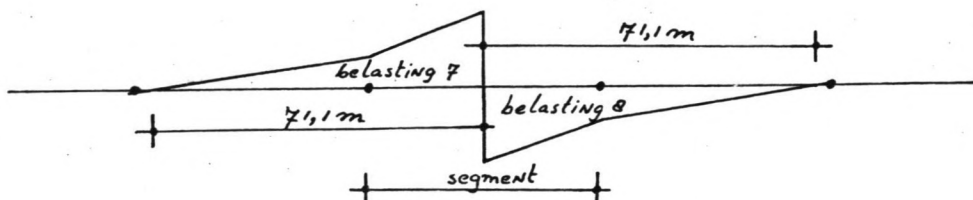
Snede 3 : invloedslijn dwarskracht.



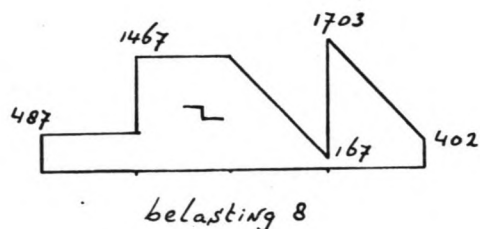
Belasten over interval 5 en 6 met een mobiele verkeerslast van -104 kN/m' geeft onderstaande dwarskrachtverlopen.



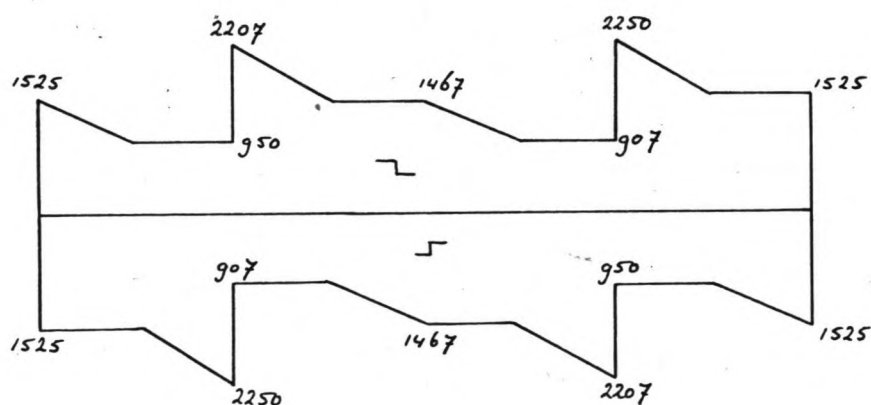
Snede 4 : invloedslijn dwarskracht.



Deze invloedslijn is puntsymmetrisch. Er hoeft dus slechts een belastingsgeval voor te worden bekeken.



Om nu de maatgevende dwarskrachten te krijgen moeten we van de verschillende dwarskrachtverlopen de ongunstigste delen nemen. Daarbij moet in ogenschouw worden genomen dat er slechts vier snedes zijn genomen omdat lijn-symmetrie optreedt ter plaatse van snede 4. Deze lijnsymmetrie geldt tevens voor het dwarskrachtenverloop. Het maatgevende dwarskrachtenverloop is als volgt:

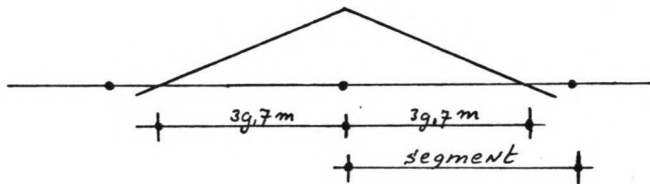


Hetzelfde kan gedaan worden voor de momenten.

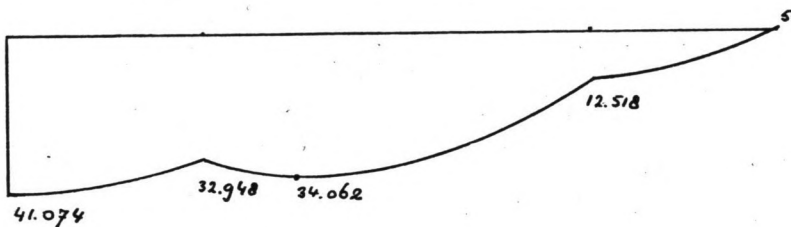
De invloedslijnen voor de momenten zijn hieronder voor verschillende snedes weergegeven. Voor de snedes 2 en 3 is echter maar één invloedslijn bepaald. De coördinaat hiervan is precies 12,5,

de plaats waar de verankeringskabels zijn bevestigd.

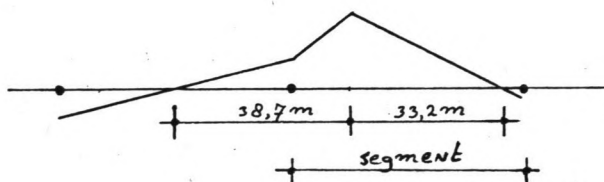
Snede 1 : invloedslijn moment.



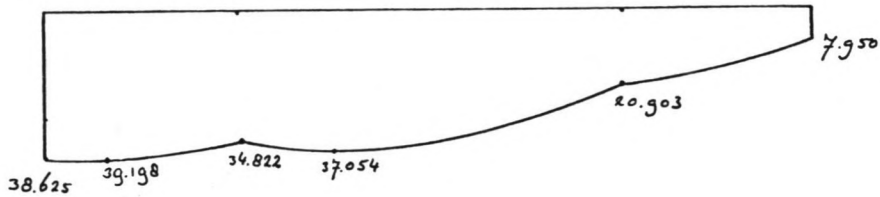
Het ongunstigste belastingsgeval is tot $39,7\text{ m}$ links en $39,7\text{ m}$ rechts van snede 1 volbelast met -104 kN/m' . Hiervoor is hieronder de momentenlijn gegeven.



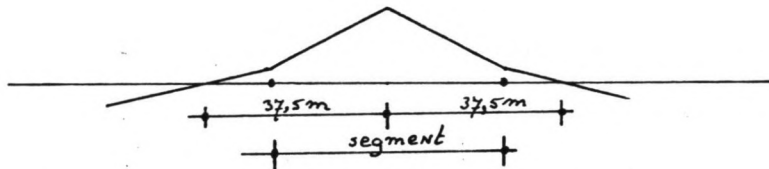
Snede 2/3 : invloedslijn moment.



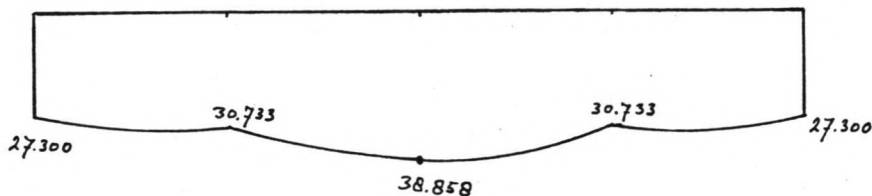
Voor deze belastingscombinatie is hieronder het momentenverloop weergegeven.



Snede 4 : invloedslijn momenten.



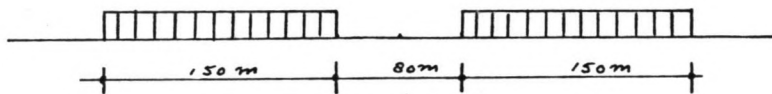
Het ongunstigste belastingsgeval is tot 37,5 meter links en 37,5 meter rechts van snede 4 volbelast met -104 kN/m' . Het hierbij behorende momenten verloop is als volgt.



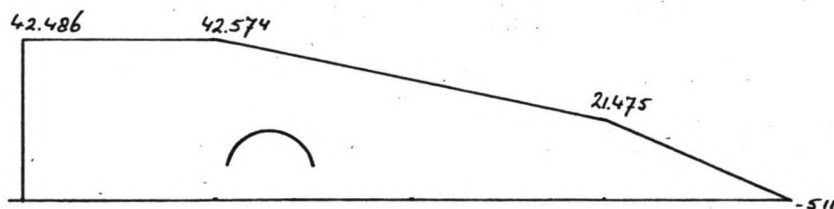
Voor de waarden van de negatieve momenten moeten we de tunnel belasten buiten de voor snede 1, 2/3 en 4 genomen intervallen, totdat de verplaatsing weer van teken wisselt.

Snede 1 : vervolg invloedslijn momenten.

Het traject waarover is belast

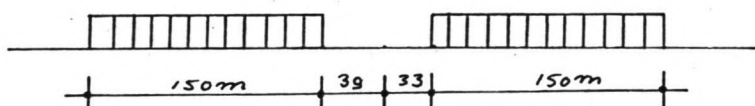


De hierbij behorende momentenlijn.

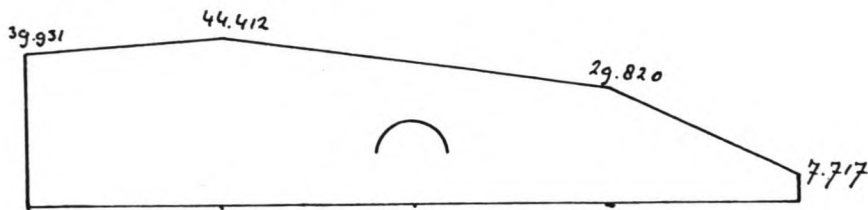


Snede 2/3 : vervolg invloedslijn momenten.

Het traject waarover is belast

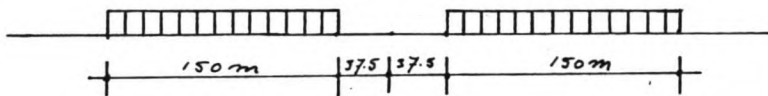


De hierbij behorende momentenlijn.

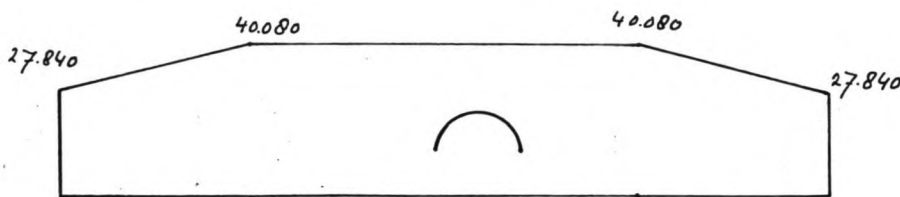


Snede 4 : vervolg invloedslijn momenten.

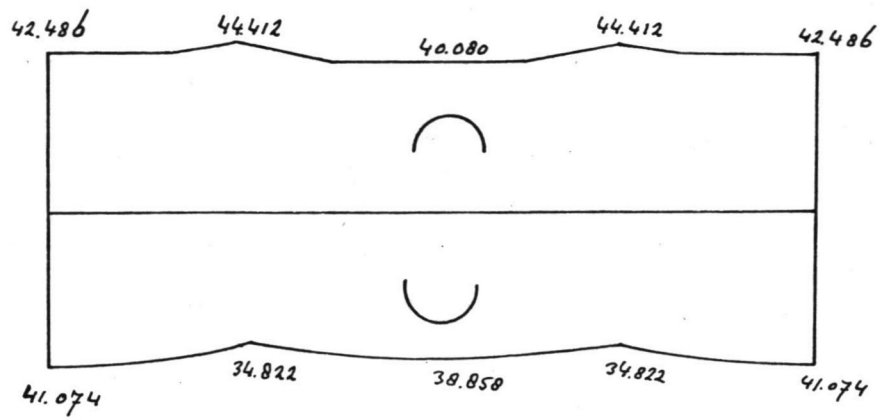
Het traject waarover is belast



De hierbij behorende momentenlijn.



De kans dat de laatste drie belastingssituaties optreden is vrij klein. Immers, over de genoemde trajecten zou dan volbelasting aanwezig moeten zijn. Dit betekent zowel volle verkeerslast van auto's en een trein van precies 150 meter lengte van het zwaarste type: 80 kN/m'. Daarbuiten mag geen belasting aanwezig zijn omdat dit het negatieve moment zou verzwakken. Er moeten dan twee treinen vlak achter elkaar rijden (op ± 80 meter afstand). De veronderstelling dat de trein kan bestaan uit twee stukken van 150 meter van een zwaar type wagons gekoppeld door een stuk van ± 80 meter van zeer lichte wagons is irreëel. Dit ligt aan de beperkte capaciteit van de locomotieven. De maximale lengte van een trein van het zwaarste type is 232 meter. In bovenstaande gevallen is dit $2 \cdot 150 = 300$ meter (+ 80 meter lichte wagons). Uit de zes momentenlijnen ($2 \cdot 3$ snedes) is de maatgevende momentenlijn te bepalen. Deze is op de volgende bladzijde gegeven.



Literatuurlijst.

- Glerum, A., e.a., Het ontwerpen van waterbouwkundige constructies, Delft, 1981.
- Kok, A.W.M., e.a., ICES-STRU DL Deel I, Het berekenen van raamwerken, Delft, 1980.
- Kok, A.W.M., e.a., Continue constructies met de elementen methode, Delft, 1980.
- Vredestein Industrial Products B.V., Omega profielen.
- Vredestein Industrial Products B.V., Gina profielen.

Errata hoofdontwerp deel I.

Blz. 13 regel 13 van onder(v.o.): grote dwarskrachten en momenten
Blz. 16 regel 19 van boven(v.b.):

"Toch is.....waterdichte koppeling." Moet zijn: Toch is het verstandig om de afdichtingsschotten niet te verwijderen voordat zekerheid is verkregen omtrend de waterdichtheid van de koppeling. Pas wanneer de ruimte tussen de afdichtingsschotten geruime tijd onder atmosferische druk heeft gestaan en de koppeling bij het keren van het drukverschil van 4 à 5 atmosfeer geen lekkage vertoont kunnen de afdichtingsschotten verwijderd worden.

Blz. 26 regel 16 v.b.: "vertikale" moet zijn horizontale.

Blz. 39 regel 15 v.b.: Ketelformule.

Hierbij gaan we ervan uit dat geen drukverschil over de omtrek van de cirkel aanwezig is. Dat is hier wel het geval. Aan de bovenzijde is de waterdruk 4 atmosfeer en aan de onderzijde 5,5 atmosfeer. Het gaat hier echter maar om een benadering.

Blz. 44 regel 6 v.o.: Betonkwaliteit B 22,5

Het is echter aanbevelenswaardig een betonkwaliteit toe te passen van B 30 of hoger.

Blz. 46 regel 5 v.o.: $\sigma_m = \frac{\sigma_a + \sigma_b}{2}$

Blz. 47 regel 3 v.b.: m is het kabelnummer.

Blz. 51 regel 7 v.o.: tabel 2 vermelde

