

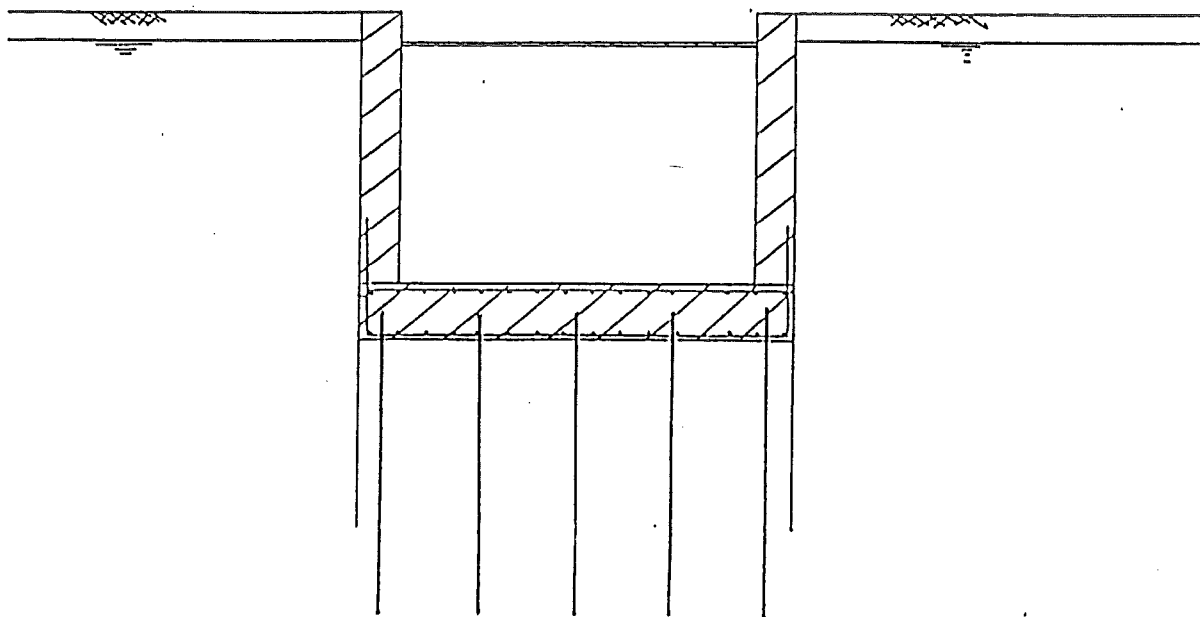
Versie 28/8/91
Definitief

Naam: F.A. Bos

Nr: 103450

BOUWMETHODEN VOOR DE AFRITTEN VAN DE BLANKENBURGTUNNEL

Rapport voorstudie



December 1990.

SAMENVATTING

Dit project betreft het zoeken naar, en in detail uitwerken van, een constructie-methode voor het bouwen van de afritten van de Blankenburg.

Het gebruik van een bemalen bouwput is niet toegestaan in verband met de omgevingsschade.

In dit voorstudierapport zijn alle bekende methoden voor een bouwkuip-constructie beschreven en met elkaar vergeleken.

Deze methoden zijn:

- damwanden in een afsluitende laag
- damwanden in combinatie met een injectielaag
- bouwput met een waterdicht vlies
- prefabricage van de tunnelafritten
- damwanden in combinatie met onderwaterbeton

Bij de afweging bleek alleen de onderwaterbeton-variant een geschikt alternatief te zijn.

Een gewichtsvloer wordt door het hoge betongebruik niet meer toegepast zodat alleen een onderwaterbetonvloer in combinatie met trekpalen in aanmerking kwamen.

Nu blijven er nog twee alternatieven over:

- * ongewapend onderwaterbeton
- * gewapend onderwaterbeton

Deze alternatieven worden in de hoofdstukken 10 en 11 beschreven. Daarbij is onder andere ingegaan op de stortmethoden, aanhechting van beton op palen en damwand, plaatsing van wapeningsnetten en dilatatie-voegen, vereiste betondekking en betonkwaliteit.

De keuze tussen gewapend- of ongewapend onderwaterbeton blijkt slechts van economische factoren af te hangen.

Een kostenafweging tussen beide alternatieven is gemaakt voor een tunnelmoot van een lange tunnel in het CUR-VB rapport 102.

De gewapende onderwaterbetonvloer bleek hierbij goedkoper te zijn, ondanks de gecompliceerde uitvoering.

Om duidelijkheid te krijgen of dat bij de Blankenburgtunnel ook zo is wordt in de tweede fase van het project het gewapende onderwaterbeton-alternatief in detail uitgewerkt met onder andere aandacht voor: de stortmethode, paalfundering, plaatsing van de wapening en de dilatatievoegen en uiteindelijk een kostenraming. Een antwoord op de vraag of het haalbaar is gewapend onderwaterbeton bij de Blankenburgtunnel toe te passen wordt in het eindrapport gegeven, dat in juni 1991 klaar zal zijn.

INHOUDSOPGAVE

	blz.
1. INLEIDING	1
2. PROBLEEMOMSCHRIJVING	3
2.1 Probleemanalyse	3
2.2 Probleemstelling	3
2.3 Doelstelling	4
2.4 Randvoorwaarden en uitgangspunten	4
3. ALGEMENE BESCHOUWING VAN BOUWMETHODEN VOOR DE CONSTRUCTIE VAN AFRITTEN	5
3.1 Hoofdalternatieven	5
3.2 Bouwputten, algemene aspecten	5
3.3 Dimensies afritten Blankenburgtunnel	7
3.4 Andere aspecten van afritconstructies	9
4. DAMWANDEN IN EEN SLECHT DOORLATENDE LAAG	10
4.1 Beschrijving bouwprincipe	10
4.2 Voor- en nadelen	12
4.3 Toepasbaarheid bij de Blankenburgtunnel	12
5. INJECTIE TUSSEN DE DAMWANDEN	14
5.1 Beschrijving bouwprincipe	14
5.2 Voor- en nadelen	15
5.3 Toepasbaarheid bij de Blankenburgtunnel	15
6. WATERKERING DOOR EEN VLIES	17
6.1 Beschrijving bouwprincipe	17
6.2 Voor- en nadelen	18
6.3 Toepasbaarheid bij de Blankenburgtunnel	19
7. PREFABRICAGE AFRITTEN	21
7.1 Beschrijving bouwprincipe	21
7.2 Voor- en nadelen	22
7.3 Toepasbaarheid bij de Blankenburgtunnel	23
8. DAMWANDEN MET ONDERWATERBETON	24
8.1 Beschrijving bouwprincipe	24
8.2 Voor- en nadelen	26
8.3 Toepasbaarheid bij de Blankenburgtunnel	27
9. DEFINITIEVE KEUZE BOUWKUIP-TYPE	28

10.	ONDERWATERBETON BIJ DE BLANKENBURGTUNNEL	30
10.1	<u>Ontwerp en berekening</u>	30
10.1.1	Afspraak	30
10.1.2	Eisen aan de bouwputconstructie	30
10.1.3	Ontwerp vloer en palen	31
10.2	<u>Uitvoeringsaspecten</u>	36
10.2.1	Bouwvolgorde	36
10.2.2	Heien van de palen	36
10.2.3	Storten beton	38
10.3	<u>Toepassingen onderwaterbeton met Hop-dobber</u>	42
11.	GEWAPEND ONDERWATERBETON BIJ DE BLANKENBURGTUNNEL	44
11.1	<u>Ontwerpaspecten</u>	44
11.1.1	Economische aspecten	44
11.1.2	Problemen bij het ontwerp	45
11.1.3	Vloerdikte en betondekking	45
11.1.4	Krimp	47
11.2	<u>Uitvoeringsaspecten</u>	49
11.3	<u>Toepassingen gewapend onderwaterbeton</u>	45
12.	VOORLOPIGE CONCLUSIE	41

BIJLAGEN:

- literatuurlijst
- checklist voor het ontwerpen gewapend onderwaterbetonvloer
- palenfundering bij ongewapend onderwaterbeton

1. Inleiding

Nabij Maasluis en Rozenburg is onder het Scheur een nieuwe tunnel geprojecteerd.

Deze tunnel zal deel uitmaken van de tangent om Rotterdam en heeft voornamelijk als functie de westelijke havengebieden van Rotterdam voor het verkeer uit noordelijke richting beter bereikbaar te maken.

De toekomstige Blankenburgtunnel zal een verbinding gaan vormen tussen de rijksweg A-20 ten noorden van de Nieuwe Waterweg en de rijksweg A-15 ten zuiden van de Nieuwe Waterweg. Van hieruit zijn de Maasvlakte en de Europoort gebieden goed te bereiken en is een doorgaande verbinding naar Zeeland mogelijk via de N57 over de Haringvlietdam.

Behalve de tunnel zelf moet er nog aanvullende infrastructuur worden aangelegd waaronder de tunneltoeritten en de tracés van de tunnel naar bovengenoemde rijkswegen.

Voor het tracé ten noorden van van de Nieuwe waterweg bestaan twee alternatieve tracés, genaamd Blankenburg-Oost en Blankenburg-West. Uiteindelijk heeft men gekozen voor het tracé Blankenburg-Oost.

Men is voornemens de Blankenburgtunnel uit te voeren als afzinktunnel en te construeren in gewapend- of voorgespannen beton. Bij Rijkswaterstaat is men ook geïnteresseerd in een alternatief tunnelprofiel, uitgevoerd in staal.

In dit afstudeerproject zal hier niet verder op worden ingaan, maar dit onderwerp verdient wel nadere studie.

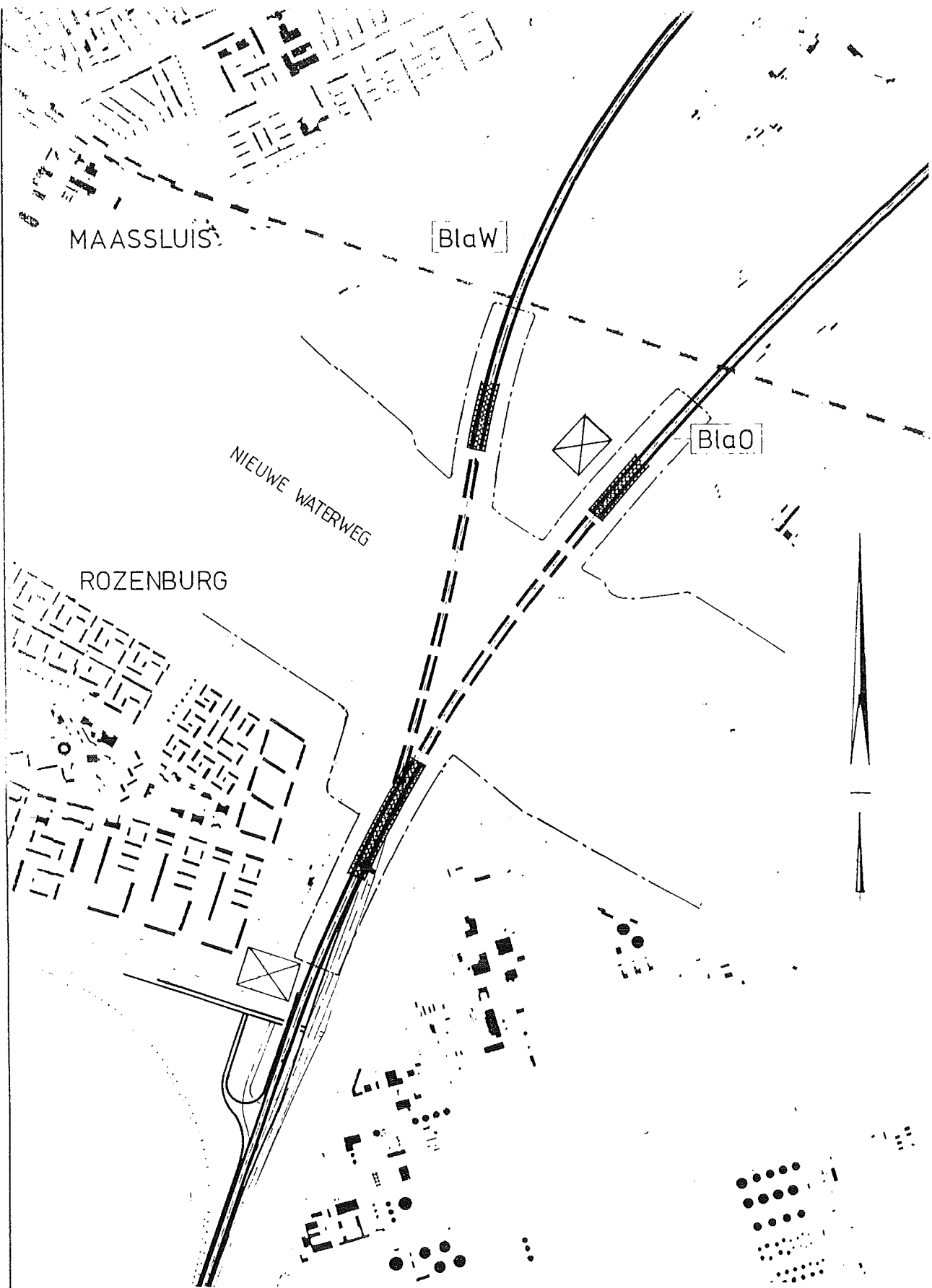
De tracés gekozen voor het afgezonken gedeelte en op het maaiveld zullen als randvoorwaarden gelden voor dit project. (zie kaart projectgebied op de volgende bladzijde)

Het rapport is als volgt opgebouwd: eerst wordt ingegaan op het de probleemomschrijving met bijbehorende doelstellingen randvoorwaarden en uitgangspunten.

In hoofdstuk 3 wordt een programma van eisen vermeld en de hoofdalternatieven genoemd waarop in de hoofdstukken 4 tot en met 8 dieper wordt ingegaan.

In hoofdstuk 9 wordt een keuze gemaakt uit de alternatieven.

Een gedetailleerde beschrijving van de gekozen methode volgt in de hoofdstukken 10 en 11.



SITUATIE BLANKENBURGTUNNEL

SCHAAL 1 : 10 000

BlaW : Blankenburgtunnel ; tracé WEST
 BlaO : Blankenburgtunnel , tracé OOST

----- WATERKERING
 [X] WERKTERREIN 1,2 ha (NOORD)
 1,5 ha (ZUID)

2. Probleemomschrijving

2.1 Probleemanalyse

Tussen het tracé op maaiveld en het afgezonken gedeelte bevindt zich een overgangsgebied: de tunnelafritten. Een constructie onder een helling die de weg van maaiveld naar het tunnelniveau zal voeren.

De tunnelafritten zullen hierbij de grondwaterspiegel doorsnijden en zullen dus waterdicht moeten worden uitgevoerd.

Dit maakt dat de tunnelafritten samen met het afgezonken gedeelte duurder (per strekkende meter) zullen zijn ten opzichte van het bovengrondse wegtracé en dus om deze reden zo kort mogelijk dienen te worden gehouden.

Voor de hellingen van de tunnelafritten gelden bepaalde maximale waarden welke nog een goed afwikkelingsniveau garanderen voor het verkeer dat gebruik maakt van de tunnel.

Voor de Blankenburgtunnel geldt dat er veel vrachtverkeer gebruik zal maken van de tunnel in verband met de havengebieden in de nabije omgeving. Een maximale helling van de tunneltoeritten is dan 4 á 4.5 procent.

In het algemeen worden de tunnelafritten uitgevoerd in beton, vaak ter plaatse gestort en gebouwd in een bemalen bouwput daar dit economisch gezien de meest goedkope oplossing is.

Bij de uitvoering zorgt de bemaling voor problemen daar zij in de omgeving van de bouwput cq bouwkuip zettingen veroorzaken en eventuele schadelijke effecten voor gebouwen en gewassen tot gevolg hebben.

In de loop der jaren is het moeilijker, zo niet onmogelijk, geworden om vergunningen te verkrijgen voor deze bemalingen.

De schade als gevolg van zettingen kunnen dan ook een behoorlijke kostenpost vormen.

Een reeds veel toegepaste alternatieve bouwmethode voor de constructie van de tunnelafritten is het maken van een bouwkuip met damwanden en onderwaterbeton op trekpalen. Hierdoor hoeft geen bemaling te worden toegepast.

2.2. Probleemstelling.

De huidige gebruikelijke methode voor het construeren van tunnelafritten is de open bouwput-methode mits hiervoor voldoende ruimte aanwezig is.

Deze methode stuit, door het effect van de bemalingen, op juridische problemen. Preciezer geformuleerd: men stuit, bij het gebruik van de open-bouwput methode, op problemen bij de vergunningaanvragen voor de hierbij noodzakelijke bemalingen.

2.3 Doelstellingen.

Het ontwikkelen en in detail (constructief, uitvoeringstechnisch en economisch) uitwerken van een alternatieve bouwmethode voor de constructie van de tunnelafritten van de Blankenburgtunnel waarbij de grondwaterspiegel in de omgeving van de tunnel niet wordt beïnvloed.

Verder zal de methode toepasbaar moeten zijn voor de constructie van tunnelafritten beneden de grondwaterspiegel in het algemeen en dus niet plaatsafhankelijk.

Men denkt hierbij vooral aan een bouwput in combinatie met gewapend onderwaterbeton op trekpalen en wel om economische redenen.

2.4 Randvoorwaarden en uitgangspunten.

Randvoorwaarden:

- Het huidige vastgestelde tracé voor het afgezonken gedeelte en de tunnelafritten volgende uit het tunnelalternatief Blankenburg-Oost.
- Het bij de tunnelafritten toe te passen maximale hellingspercentage moet een voldoende hoog afwikkelingsniveau garanderen (ongeveer 4.5 %).
De toe te passen top- en voetboogstralen mogen de veiligheid, en dus het afwikkelingsniveau, niet negatief beïnvloeden; hiervoor bestaan bepaalde minimale waarden.
- De zijwanden van de tunnelafritten zullen de functie vervullen van een primaire waterkering en moeten dus aan de eisen van de Deltawet voldoen.
- Het dwarsprofiel zal voldoende ruimte moeten bieden voor een 2 x 2 strooks weg met eventueel een kruipstrook.

Uitgangspunt:

- Dit project behelst alleen een beschouwing van de constructiewijze van de tunneltoeritten van de Blankenburgtunnel.
De optimalisering van het afgezonken tunnelprofiel zal in dit project buiten beschouwing blijven.

3. Algemene beschouwing van bouwmethoden voor de constructie van tunnelafritten.

3.1 Hoofdalternatieven

Er zijn enige richtingen waarin gedacht kan worden en welke hoopvolle en reële alternatieven kunnen opleveren.

Deze oplossingsrichtingen zijn:

- Heien van damwanden tot in een afsluitende kleilaag, natuurlijk afhankelijk van de ondergrond. (hoofdstuk 4)
- Het gebruik van damwanden of diepwanden in combinatie met injectie van de ondergrond tussen deze wanden. (hoofdstuk 5)
- het aanbrengen van een waterdicht vlies door middel van het baggeren van een cunet en het vervolgens aanbrengen van een PVC vlies. De grond wordt dan weer aangevuld. (hoofdstuk 6)
- Het toepassen van geprefabriceerde onderdelen op soortgelijke wijze als het afgezonken gedeelte. (hoofdstuk 7)
- Een afdichting bestaande uit een laag onderwater-beton met daaronder trekpalen, waarop vervolgens kan worden geconstrueerd. (hoofdstuk 8)

In de bovengenoemde hoofdstukken wordt eerst ingegaan op het bouwprincipe en aspecten die algemeen gelden bij deze methoden. Een aparte paragraaf is gewijdt aan de toepasbaarheid bij de Blankenburgtunnel.

3.2 Bouwkuipen, algemene aspecten

Als men ter plaatse een kunstwerk wil bouwen zonder de grondwaterstand in de omgeving te verlagen, dan moet er tussen de bouwkuip en de omgeving een waterdicht scherm worden geplaatst om het stijghoogte-verschil van het grondwater in de bouwkuip en het grondwater in de omgeving te keren daar men de bouwkuip om voor de hand liggende redenen droog wil hebben.

Men kan nu kiezen uit twee verschillende alternatieven, namelijk een bouwkuip of een bouwput. Als er voldoende ruimte is in de omgeving dan kan men volstaan met een waterkerend scherm in combinatie met een bouwput met taluds. Is dit niet het geval dan moet men kiezen voor een bouwkuip.

De bouwkuip moet worden ontgraven, zodat naast het waterkerend scherm ook grondkerend scherm moet worden geplaatst.

Beide functies kan men combineren in de vorm van een damwand of een diepwand.

De bouwkuipwand heeft dan een dubbele functie:

- *grondkering
- *grondwaterkering

Als belangrijkste eisen gelden dus:

- waterdichtheid
- grote sterkte daar grote momenten optreden
- grote stijfheid om de zettingen van de omgeving te beperken.

De gangbare methoden om deze wand te construeren zijn de stalen damwand en de betonnen diepwand.

Mits voldoende aandacht wordt besteed aan de uitvoering en het ontwerp voldoen deze beide typen goed aan de gestelde eisen en wordt de toetreding van water en grond vanuit zijdelingse richting volledig verhinderd.

De toetreding van grondwater onder de damwand (of diepwand) door is daarmee echter nog niet verhinderd.

Methoden om ook dit onmogelijk te maken zijn:

- * heien van de damwand in een ondoordringbare laag
- * injecteren van de grond tussen de damwanden op zekere diepte beneden de putbodem
- * het plaatsen van een laag onderwaterbeton, gewapend dan wel ongewapend, op de bodem van de bouwkuip

Op deze varianten zal in de volgende hoofdstukken worden ingegaan.

Elke grondkerende wand zal, ongeacht hoe stijf deze is uitgevoerd, horizontaal vervormen.

Elke vervorming binnenwaarts heeft tot gevolg dat er achter de wand een volumevergroting zal optreden waardoor achter deze wand een zetting optreedt ten gevolge van de zwaartekracht. Dit effect zal altijd in enige mate optreden; er zal dan ook veel aandacht aan moeten worden besteed als er zich bebouwing in de onmiddellijke omgeving van de bouwkuip bevindt.

Maatregelen om de vervorming te beperken zijn:

- a. Een stempeling of een verankering toe te passen, waarbij vermeld wordt dat de stempeling stijver reageert. Deze stempeling moet in een zo vroeg mogelijk stadium worden aangebracht om de wand geen gelegenheid te geven met de gronddruk mee te vervormen. Als de zetting eenmaal is opgetreden, is terugdrukken van de wand onmogelijk.
- b. De wand te berekenen op het weerstaan van de zogenaamde neutrale gronddruk. Hierin zit een veiligheid ten opzichte van de actieve gronddruk.
- c. De wand als diepwand uit te voeren.
- d. De inhei-diepte zodanig groot te maken dat er een inklemmoment ontstaat.
- e. Bij toepassing van groutankers deze over te dimensioneren en direct voor te spannen.

Op deze wijze is de vervorming te beperken tot 1/1000 van de kerende hoogte.

Bij het maken van bouwkuipen moet op de volgende aspecten worden gelet:

- * **zwellen kuipbodem**: het kuipbodemniveau wordt als het ware ontlast door het weggraven van de bovengrond zodat de kuipbodem een omgekeerd consolidatie-proces doormaakt en dus omhoog beweegt. Zelfs in zandgronden kan dit enkele centimeters bedragen.
- * **veranderen sonderingswaarden**: door het ontlasten van het kuipbodem-niveau nemen ter plaatse de verticale korrelspanningen af zodat ook de puntweerstand van de sondeerconus afneemt en daarmee dus ook de paalvoetweerstand van de te heien palen. De sondering gemaakt vanaf het maaiveld is dus niet bruikbaar. Er zal een aanpassing moeten worden gemaakt.
- * **wel of niet trekken van de damwanden**: men moet zich ter zeerste afvragen of de damwanden na de constructie van de afritten kunnen worden getrokken of niet. De horizontale korrelspanningen voor en achter de damwand moeten in geval van trekken een nieuw evenwicht bereiken daar zij niet aan elkaar gelijk zijn. Dit kan gepaard gaan met horizontale verplaatsingen welke de paalfundering zwaar kan belasten met buigende momenten; vooral trekpalen zijn hiervoor zeer gevoelig. Bij inzijgingspolders kan het trekken van damwanden lekken veroorzaken naar de pleistocene zanden.
- * **in het slot staan van de damwanden**: de damwanden dienen in verband met de waterdichtheid alle in het slot te staan. Controle hierop is een lastige zaak. Men kan dit controleren door gebruik te maken van elektroden die met elkaar contact moeten maken aan de onderzijde van de damwand. Injectie achter de damwand kan het lek dichten.
- * **grondgesteldheid**: lagen met een lage volumieke massa vormen een risico zoals Hollandveen ($10-13 \text{ kN/m}^3$), wat nauwelijks groter is dan de volumieke massa van water. Zij kunnen slechts weinig passieve grondweerstand opwekken daar de korrelspanningen zeer gering zijn. Zijn deze lagen dik dan is niet te ontkomen aan het toepassen van een zeer zware damwand. De aanwezigheid van zeer dichte klei of veenlagen kan het mogelijk maken om de bouwkuip droog te zetten zonder toepassing van injectie of onderwaterbeton.

3.3 dimensies tunnelafritten Blankenburgtunnel

De bouwkuipen van de tunnelafritten van de Blankenburg-tunnel bestaat uit twee delen:

- * de noordelijke afrit met een lengte van 175 meter met een diepte verlopend van 2 m tot 12 m beneden NAP, onder een maximale helling van 4.5%. De breedte is 24 meter.
- * de zuidelijke afrit met een lengte van 335 meter met een diepte van van 1 m tot 15 m beneden NAP, eveneens onder een helling van maximaal 4.5%. De breedte is 24 meter.

3.4 Andere aspecten van tunnelafrit-constructies

Er zijn nog andere aspecten waarop goed gelet moet worden tijdens de bouw van de tunnelafritten.

De belangrijkste:

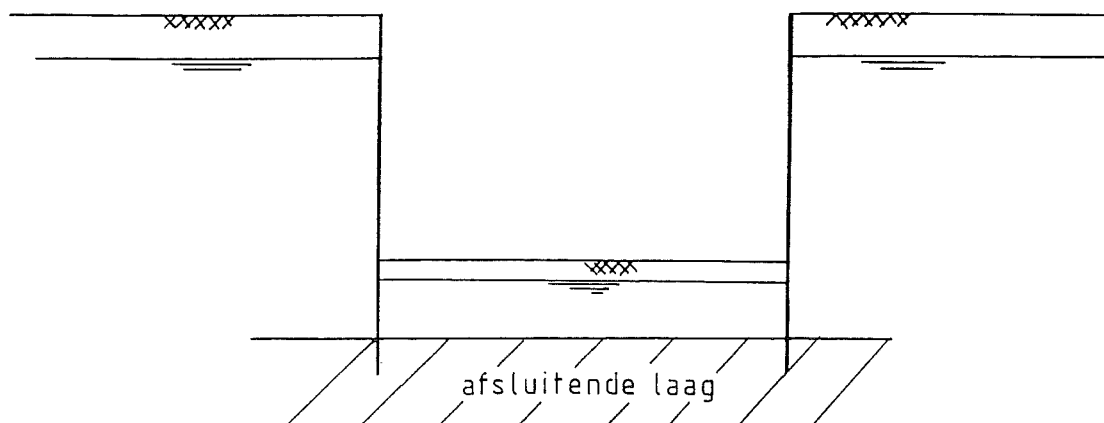
- * de tunnelafrit is eigenlijk een permanente bouwkuip en dus gelden de volgende eisen:
 - waterdichte bakconstructie.
 - voldoende veiligheid tegen opdrijven.
 - voldoende stijfheid en sterkte om de grond- en grondwaterdrukken te weerstaan. Afstempeling van de wanden op elkaar kan de krachtswerking en de stijfheid positief beïnvloeden.
- * De grote lengte van de bakconstructies maakt het noodzakelijk om de 20 á 30 meter een dilatatie-voeg aan te brengen in verband met optredende temperatuurspanningen en het volgen van ongelijke zettingen.
Deze voeg moet uiteraard waterdicht worden uitgevoerd.
- * De tunnelafrit maakt deel uit van de hoofdwaterkering en moet als zodanig voldoen aan de eisen van de Deltawet. Ook moeten hiertoe kanteldijken worden aangelegd.
- * Verder moeten er voorzieningen worden getroffen om regen- en eventueel lekwater af te voeren.

4. Damwanden in een slecht-doorlatende laag

4.1 Beschrijving bouwprincipe

Deze bouwmethode berust op het principe om de lekweg onder de damwand door af te sluiten door de damwand in of door een slecht waterdoorlatende laag te heien. Hetzelfde kan worden toegepast in geval van diepwanden.

De grondlagen die hiervoor geschikt zijn, zijn de kleilagen en de basisveenlagen; deze lagen moeten echter wel van voldoende dikte zijn.



FIGUUR 3: DAMWANDEN IN AFSLUITENDE LAAG

In de bouwkuip zal altijd wel enig waterbezwaar optreden daar de klei of veenlagen nooit geheel waterdicht zijn.

De doorlatendheidscoëfficiënt k heeft een ordegröte van 10^{-8} tot 10^{-10} m/sec.

Het optredende waterbezwaar kan worden berekend met de formule van Darcy:

$$Q = \frac{k * A * H}{L}$$

Waarin:

Q: debiet (m^3/s)

k: doorlatendheidscoëfficiënt (m/s)

A: oppervlak van de bouwput (m^2)

H: verschil in grondwaterstand voor en achter de damwand (m)

L: dikte van de ondoorlatende laag (m)

Ander waterbezwaar treedt op door de sloten van de damwanden en door uit het slot gelopen damwanden.

Het drukverschil veroorzaakt door de grondwaterniveau-verschillen, staat over deze afsluitende laag.

De druk onder de afsluitende laag moet worden gecompenseerd door het gewicht van de afsluitende laag en de bovenliggende lagen (zie figuur 3).

Een veiligheid van 1,1 tegen het opbarsten van de bouwputbodem wordt redelijk geacht mits alle grootheden voldoende nauwkeurig bekend zijn.

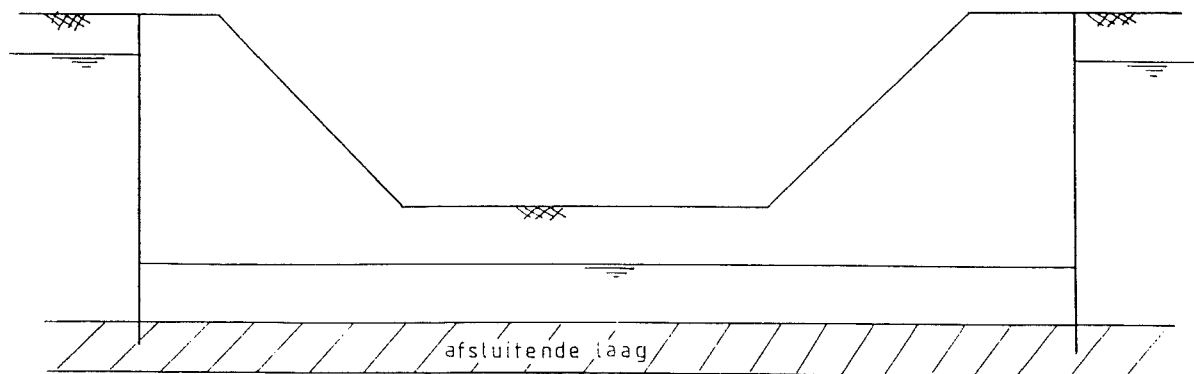
Mocht dit op een bepaalde bouwlocatie niet mogelijk zijn dan is er altijd nog de mogelijkheid een spanningsbemaling toe te passen om de waterdrukken onder de kleilaag te verlagen.

Als een spanningsbemaling moet worden toegepast dan moet worden nagegaan of dit mogelijk is verband met eventueel optredende zakkingen.

Een variant op dit alternatief is de mogelijkheid op enige afstand van de bouwput een lichtere damwand te heien of een klei-cement scherm welke ook aan de voorzijde gesteund wordt door een grondmassief.

Hierbij wordt in feite een grondwaterscherm gecreëerd in combinatie met een bouwput met taluds. (zie figuur 4)

In de bouwput kan zonder bezwaar voor de omgeving bemalen worden. Deze variant is alleen mogelijk als er voldoende ruimte is in de omgeving van de bouwput.



FIGUUR 4. VARIANT MET TALUDS

4.2 Voor- en nadelen

De voor- en nadelen van deze constructiemethode zullen puntsgewijs worden behandeld:

voordelen

- * de methode om op deze wijze de kuipbodem af te dichten is ten opzichte van andere bouwmethoden een relatief goedkope methode daar gebruik wordt gemaakt van de natuurlijke omstandigheden.
- * kortere bouwtijd is mogelijk omdat geen onderafdichting behoeft te worden gemaakt.
- * bij de variantoplossing is zelfs met een relatief lichte damwand een goed resultaat te bereiken. Bij permanent gebruik van deze damwand kan men de grondwaterstand ook voor lange tijd verlagen zodat de betonconstructie achterwege kan blijven mits er voldoende ruimte in verband met de taluds.

nadelen

- * de variatie in de lagenstructuur van de ondergrond kan zorgen voor verrassingen bij de uitvoering met andere woorden: een goed grondonderzoek is van het grootste belang daar eventuele lekken in de slecht doorlatende laag voor grote problemen kunnen zorgen.
- * als spanningsbemaling moet worden toegepast én als deze mag worden toegepast, dan houdt dit een extra risico in met betrekking tot het eventuele uitvallen van deze bemaling.
- * bij de variantoplossing kan het grotere ruimtebeslag een bezwaar vormen.

4.3 Toepasbaarheid bij de Blankenburgtunnel

Het geotechnisch profiel van de lokatie van de Blankenburgtunnel laat zien dat er geen continue 'waterdichte' laag aanwezig is in de ondergrond. In de kleilagen zitten vaak zandlenzen zodat de doorlatendheidscoëfficiënt op onbekende plaatsen zeer veel kan toenemen, zelfs met een factor 100.000. Dit houdt een groot risico in.

Ook bij de veiligheid tegen opbarsten moeten vraagtekens worden gezet daar de bouwkuipbodem op de diepste plaats tot 15 meter beneden NAP reikt. Deze diepste plaats is maatgevend.

De onderkant van de kleilaag ligt op 19m NAP.

De grondwaterstand is ongeveer 0m NAP.

De waterdruk onder de kleilaag is $19 \cdot 10 = 190 \text{ kN/m}^2$ (opwaarts)

De neerwaartse druk van de grondlagen is maximaal:
1 meter zand = $1 \cdot 20 = 20 \text{ kN/m}^2$ (inclusief grondwater)
2 meter klei = $2 \cdot 15 = \underline{30 \text{ kN/m}^2} +$
 50 kN/m^2 (neerwaarts)

Hieruit blijkt dat er bij geen evenwicht is en dat er dus een forse spanningsbemaling voor langere tijd moet worden toegepast in de pleistocene lagen.

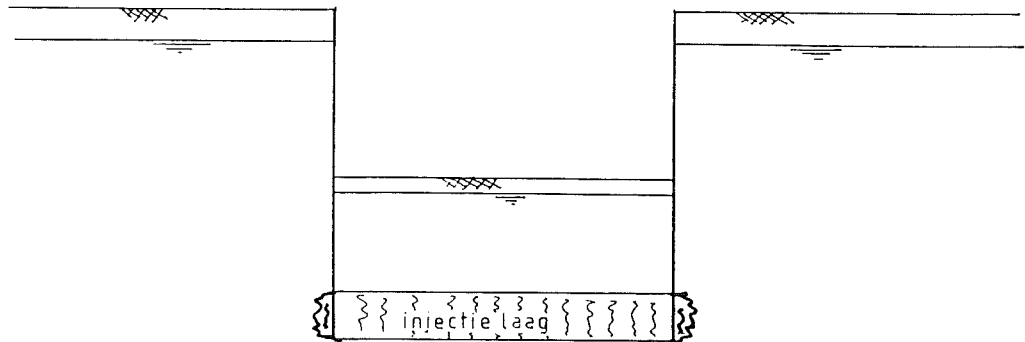
5. Injectie van een horizontale laag tussen de damwanden

5.1 Beschrijving van het bouwprincipe

Deze methode is een logisch vervolg op de methode behandeld in hoofdstuk 4. Daar werd gebruik gemaakt van natuurlijke omstandigheden namelijk een bestaande slecht doorlatende laag op voldoende diepte te gebruiken als afsluiting van de lekweg onder de damwanden door.

Als deze laag niet van nature aanwezig is dan bestaat er de mogelijkheid deze kunstmatig te creëren door middel van injectie van een zandlaag met grout of een chemisch injectiemiddel bijvoorbeeld waterglas.

Deze laag moet minstens 1 tot 1.5 m dik zijn en moet ook weer voldoende bovenbelasting hebben om de waterdrukken te kunnen weerstaan.



FIGUUR 5 DAMWANDEN + INJECTIELAAG

Ook bij het injecteren van een zandlaag moet men op kwel rekenen. De doorlatendheid van zand kan worden teruggebracht tot 10^{-7} á 10^{-8} m/s. Door een tussentijdse pompproef kan men de waterdichtheid van de laag testen.

Er ontstaan echter grote problemen als de laag niet voldoende waterdicht blijkt te zijn, immers waar moet men het lek zoeken? Het missen van slechts 1% van het te injecteren oppervlak maakt de laag al zo goed als waardeloos.

Alleen bedrijven met grote ervaring kunnen aan dergelijke eisen voldoen. Men kan de injectie laag een permanente functie of een tijdelijke functie geven zoals dat bij de afsluitende kleilaag ook het geval was.

Bij het toepassen van injecties van chemische stoffen moet men

vooral in geval van polders waar verontreinigd kwelwater naar de oppervlakte treedt oppassen dat dit kwelwater de injectiechemicaliën niet oplost; hierdoor kunnen lekken ontstaan. Sommige van de injectievloeistoffen zijn zwaar giftig; als in de omgeving grondwater wordt gewonnen moet voorzichtigheid betracht worden.

5.2 Voor- en nadelen

Voordelen:

- * de injectielaag kan op de gewenste diepte worden aangebracht zodat er altijd voldoende bovenbelasting kan worden gegarandeerd, mits de doorlatendheid van het zand op deze diepte voldoende groot is.
- * de injectielaag is geschikt om permanent als waterkering te fungeren.

Nadelen:

- * de injectie-methode is een relatief dure methode
- * de injectie-methode kan alleen worden gebruikt bij zand en dan nog met een voldoende grote doorlatendheid.
- * goed grondonderzoek is onontbeerlijk bij deze methode; discontinuïteiten zorgen voor grote afwijkingen in het injectiepatroon zoals bijvoorbeeld aangevulde sleuven, rioleringen, grindlagen etc. Het missen van 1% van het te injecteren oppervlak maakt de injectie waardeloos.
- * het toepassen van de injectiemethode moet met de nodige voorzichtigheid gebeuren daar sommige van deze vloeistoffen uitermate giftig zijn.
- * heeft men te maken met verontreinigd grondwater dan moet men bedacht zijn op reacties met de injectie-vloeistof.

5.3 Toepasbaarheid bij de Blankenburgtunnel

Om voldoende bovenbelasting te verkrijgen komen alleen de pleistocene lagen in aanmerking om geïnjecteerd te worden. Bijkomend probleem is ook dat de tunnelafrit onder een helling wordt aangelegd.

Er zijn nu twee mogelijkheden:

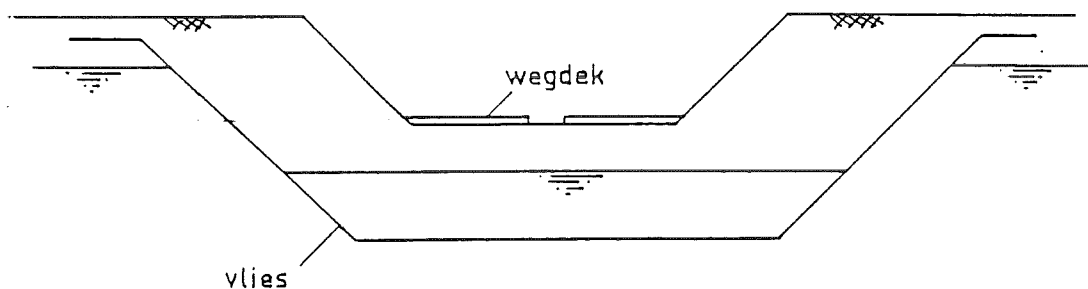
- a. de injectielaag wordt over de gehele lengte van de tunnelafrit op constante diepte in het pleistocene zand geplaatst, dit leidt tot de toepassing van even lange damwanden voor de gehele tunnelafrit terwijl dit misschien niet noodzakelijk is.
- b. de injectielaag wordt ook onder een helling aangebracht wat een onmogelijkheid is omdat er grondlagen worden doorsneden welke een slechte doorlatendheid bezitten. (klei en veen)

Het geotechnisch profiel laat zien dat het homogene zand op voldoende diepte ten minste 23 m NAP diep ligt. Grof-,fijn zand en grind wisselen elkaar af op deze diepte zodat men niet precies weet waar de injectievloeistof zal blijven. Deze lastige omstandigheden maken het injecteren misschien niet onmogelijk maar zeker gecompliceerd en dus duur.

6. Grondwaterkering door een waterdicht vlies

6.1 Beschrijving bouwprincipe

Bij deze methode wordt gebruik gemaakt van een waterdicht vlies gemaakt van p.v.c. of polyetheen. Het vlies heeft een dikte van ongeveer 1.0 - 3.0 mm. Deze dikte is noodzakelijk in verband met mogelijke perforaties. De stabiliteit moet dan ook geleverd worden door een groot grondmassief welke een continue tegendruk moet leveren tegen de waterdruk die aan de andere zijde van het vlies staat (zie figuur 6).



figuur 6 : pvc-vlies

Als eerste wordt een diep cunet uitgebaggerd waarvan de bodem vervolgens met het folie wordt bedekt.

Dan kan grond op dit vlies worden aangebracht. De dikte van de laag grond moet zodanig zijn dat er voldoende neerwaartse belasting aanwezig is om de grondwaterdrukken te kunnen weerstaan.

Ook hiervoor geldt een veiligheidsfactor van 1,1.

Het folie moet zeer voorzichtig worden geplaatst om gaten en scheuren te voorkomen, welke later een groot waterbezwaar kunnen veroorzaken.

Tijdens het gehele proces van het plaatsen van het folie en het aanvullen van de grond staat het cunet onder water zodat de grondwaterstand in de omgeving niet wordt verlaagd.

Om ervoor te zorgen dat de grondwaterstand in het vlies niet te hoog zal komen door neerslagwater en eventueel lekwater, moet er een drainagesysteem worden aangelegd om dit grondwaterpeil ongeveer 1 meter beneden de constructie te houden (zie figuur 6).

De bouwput die hierdoor ontstaat is een open bouwput met taluds.

Tijdens de bouw van het eigenlijke kunstwerk moet men bedacht zijn op het ontstaan van een glijdvlak langs het folie aangezien daar de toelaatbare schuifweerstand veel lager is dan in de grondmassa zelf.

Problemen ontstaan natuurlijk als men een paalfundering wil toepassen; daarvoor is deze methode niet geschikt.

Bij het bouwen van een bakconstructie kan men dan natuurlijk wel ballast-beton toepassen mits de ondergrond dit toelaat.

Men kan het vlies een tijdelijke of een permanente functie geven. Bij een permanente functie behoeft de constructie niet op opdrijven te worden gedimensioneerd of kan deze betonconstructie zelfs achterwege blijven.

6.2 Voor- en nadelen

Voordelen:

- * relatief goedkope realisatie van de bouwput door lage kosten van het folie.
- * het folie is ook geschikt om dienst te doen als een permanente grondwaterkering zodat de bakconstructie niet op opdrijven gedimensioneerd behoeft te worden of zelfs in het geheel niet hoeft te worden gemaakt.
- * het waterdicht scherm is flexibel en kan eventuele zettingen dus gemakkelijk volgen.

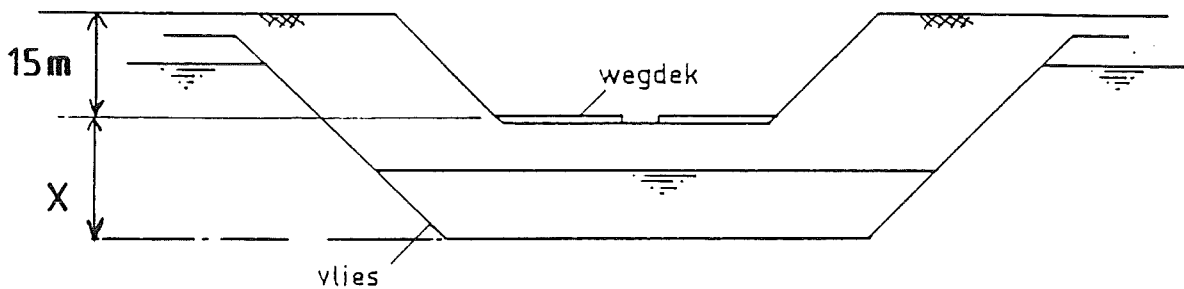
Nadelen:

- * groot grondverzet is noodzakelijk om het waterdichte vlies te plaatsen.
- * de bouwput zal door de taluds veel breder zijn dan bij toepassing van verticale wanden, met andere woorden het ruimtebeslag is groot.
- * toepassen van een paalfundering bij een tijdelijke functie van het vlies is onmogelijk.
- * er zitten risico's verbonden aan een permanente functie van het vlies, zeker als de bakconstructie daarop is gedimensioneerd in verband met de aantasting van het p.v.c. door chemicaliën in het grondwater.
Als er geen betonconstructie is gemaakt dan zal hierdoor waterbezwaar optreden.
- * tijdens de plaatsing en grondaanvulling is het vlies zeer kwetsbaar.
- * met het oog op het ontstaan van een eventueel glijdvlak langs het folie moeten de taluds van de bouwput flauw worden opgezet wat een extra verbreding van de bouwput tot gevolg heeft.
- * de verbinding van het flexibele vlies aan de stijve betonconstructie kan voor problemen zorgen.

6.3 Toepasbaarheid bij de Blankenburgtunnel

Het cunet dat gegraven moet worden heeft grote afmetingen. De diepte waarop het waterdicht vlies moet worden gelegd is aanzienlijk. Dat volgt uit de volgende korte en weliswaar grove beschouwing:

de maatgevende diepte van de afritconstructie is 15 m NAP.
(zie figuur 7)



figuur 7:

BEPALING DIEPTE VLIES

Gemiddelde volumieke massa grond boven vlies = 19 kN/m^3

Volumieke massa water = 10 kN/m^3

Veiligheidsfactor = 1,1

Grondwaterspiegel = 0.00m NAP

X = onbekende dikte grondlaag

$$\text{Er geldt: } 19 \cdot X = 1.1 \cdot (15 + X) \cdot 10$$

$$X = 20 \text{ meter}$$

Totale diepte cunet = 35 m NAP.

Deze diepte vergt aanzienlijk grondverzet, wat in deze bebouwde omgeving (vooral de zuidelijke afrit) en het recreatiegebied voor problemen zorgt.

Voor de taluds heeft dit tot gevolg dat, met een veronderstelde hoek van 30 graden (talud onder water), zij zich horizontaal over $35 / (\tan 30) = 60$ meter uitstrekken naar beide zijden. Dit is het geval vlak voor het plaatsen van het vlies.

De totale breedte van de bouwput komt dan neer op 144 meter en dat is niet acceptabel in deze bebouwde omgeving (zuid-afrit) en een recreatiegebied (noord-afrit).

Het is ook mogelijk de hoger gelegen gedeelten van de afritten met behulp van deze methode uit te voeren. Men combineert het vlies voor de hoger gelegen gedeelten van de afritten met een betonconstructie voor de lager (dieper) gelegen gedeelten van de afritten. De noodzakelijke breedte van het cunet wordt dan voor de hogere gedeelten kleiner.

De verbinding van het flexibele vlies aan de stijve betonconstructie vormt hierbij nog een probleem.

7. Prefabricage van de tunnelafritten

7.1 Beschrijving bouwprincipe

In het geval van prefabricage van de tunnelafritten kunnen de elementen op twee manieren worden aangevoerd:

- a. over land
- b. over water

ad a.

De aanvoer van de elementen over land stuit op praktische problemen. De breedte van de tunnelafritten is minimaal 24 meter en de maximale hoogte bedraagt 16 meter.

Bij de constructiedikte van 1 m bedraagt het gewicht 1344 kN per strekkende meter. (135 ton)

Een moot van 20 m weegt dus 2700 ton. (ter plaatse van de grootste diepte van de tunnelafrit)

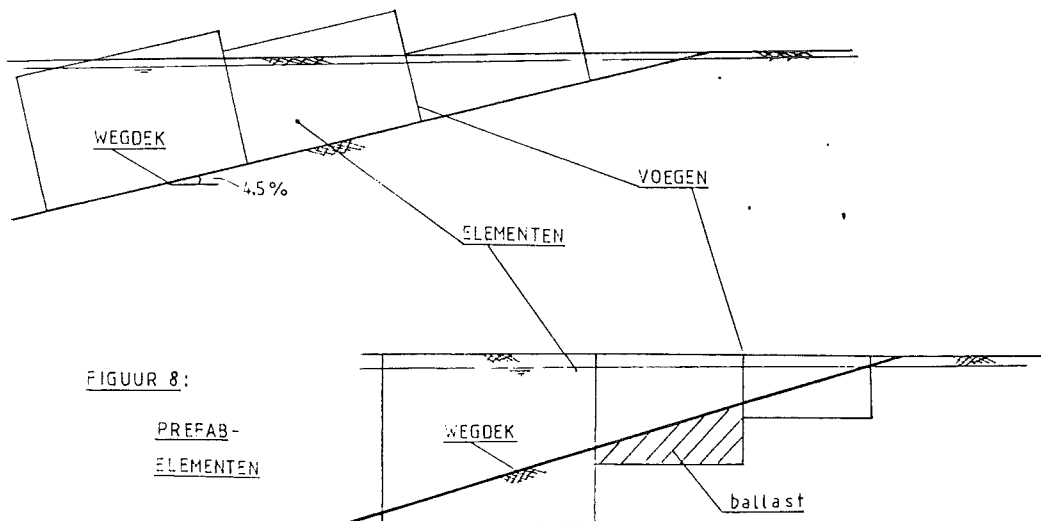
Transport over land moet als onmogelijk beschouwd worden.

ad b.

De tweede mogelijkheid is de aanvoer van de elementen over water ofwel drijvend zoals bij het afzink-gedeelte wordt gedaan.

Het is mogelijk de afritten in gedeelten als drijvende bakken aan te voeren en af te zinken. Ook hier kunnen kopschotten worden gebruikt om van de goot een tijdelijke bak te maken.

Het afzinken kan ook hier geschieden met ballasttanks en later ballastbeton om de bak te behoeden tegen opdrijving (zie figuur 8).



De problemen die zich voordoen zijn:

- * hoe kunnen de bakken waterdicht gekoppeld worden.
Misschien is het mogelijk daarvoor een rubber profiel te gebruiken zoals het Gina-profiel.
- * er moet een cunet landinwaarts worden gebaggerd met een maximale diepte van 15 m NAP (met taluds of tussen damwanden).
- * de afritten lopen onder een helling van 4.5%. Men kan nu de bakken onder deze helling laten lopen of de bakken horizontaal plaatsen en in de bakken een helling creëren.
(zie figuur 8).
- * voorspanning is noodzakelijk in verband met de aanwezige dilatatievoegen welke niet in staat zijn buigende momenten over te brengen. De voorspanning is alleen noodzakelijk tijdens het transport van de elementen. Op de lokatie moeten de voorspanelementen worden verwijderd zodat een flexibele constructie ontstaat die de zettingen kan makkelijk kan volgen.
- * behoeding tegen opdrijven. Dat kan alleen door het ballasten van de elementen omdat de bevestiging van trekpalen aan een prefab constructie onder water moeilijk te realiseren is.
Dit kan alleen door het plaatsen van trekpalen naast de betonconstructie. De overspanning tussen deze trekpalen is echter groot zodat de paalfundering zwaar en duur zal worden.

7.2 Voor- en nadelen

Voordelen:

- * kortere bouwtijd op de uiteindelijke lokatie dus minder overlast voor de omgeving.

Nadelen:

- * dure constructiewijze.
- * moeilijke waterdichte koppeling tussen de bakken onderling.
- * het baggeren van een cunet landinwaarts kan problemen opleveren in verband met eventuele bebouwing in de omgeving.
- * voor de bakken met de grootste hoogte moet men bedacht zijn op opdrijving; er zal fors geballast moeten worden.
De koppeling van de elementen aan een trekpaalfundering is moeilijk uit te voeren.
- * het toepassen van de, niet permanente, voorspanning werkt kostenverhogend.

7.3 Toepasbaarheid bij de Blankenburgtunnel

Het gebruiken van geprefabriceerde elementen voor de afritten vergt een hoeveelheid baggerwerk landinwaarts welke de bouwputbreedte (of de afzinksleuf) belangrijk doet toenemen van 24 m tot ongeveer 90 meter in het geval dat niet met damwanden wordt gewerkt; dit kan op problemen stuiten in verband met eventuele bebouwing.

Voor de bij de nadelen genoemde problemen zoals waterdichte koppeling en ballasten zijn nog geen afdoende oplossingen bekend. Ook zijn de genoemde voordelen niet van doorslaggevend belang dat zou moeten worden besloten dit alternatief uit te voeren.

8. **Grondwaterkering door onderwaterbeton in combinatie met damwanden of diepwanden.**

8.1 **Beschrijving bouwprincipe**

Dit alternatief maakt gebruik van de relatief hoge volumieke massa van beton.

Om de lekweg via de onderzijde van de damwand af te sluiten gebruikt men het zogenaamde onderwaterbeton wat zoals de naam al zegt wordt gestort in de al ontgraven bouwkuip die gevuld is met grondwater. (zie figuur 9)

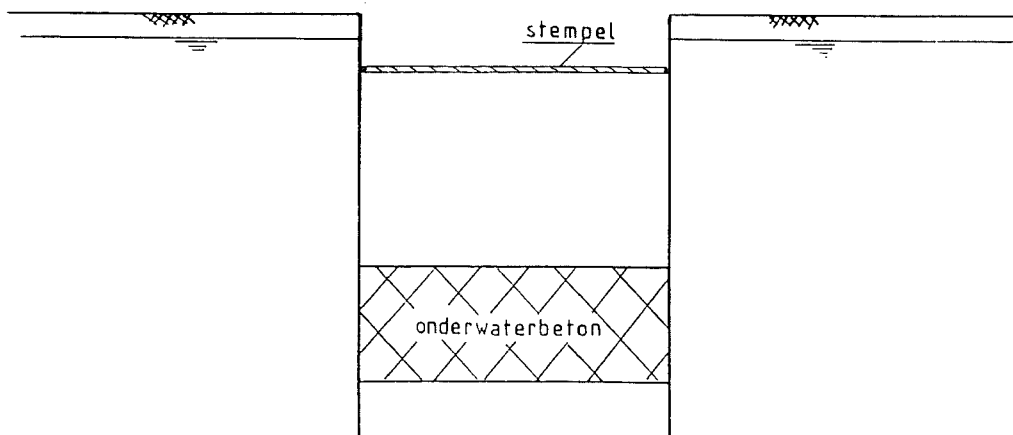
Het verharde beton heeft een zeer goede waterdichtheid.

De massa van de laag beton moet de waterdrukken kunnen weerstaan. Tijdens het storten van het onderwaterbeton behoeven de damwanden alleen de horizontale korrelspanningen te keren omdat de bouwkuip vol blijft staan met grondwater.

Na de verharding van het beton en het leegpompen van de bouwkuip kan de laag onderwaterbeton als stempel tussen de damwanden gaan fungeren. Hierdoor kan men lichtere damwandprofielen toepassen.

Speciale aandacht moet worden besteed aan de aansluiting van het beton op de damwanden daar op deze plaatsen vuil kan zijn opgehoopt.

Is de damwand echter goed schoon dan is de aanhechting van het beton op het staal van redelijke kwaliteit.



FIGUUR 9: ONDERWATERBETONVLOER

De dikte van de onderwaterbetonlaag die noodzakelijk is voor een bouwkuip van een diepte van 10 m NAP bedraagt al gauw 7 meter.

Als de laag onderwaterbeton is gelegd dan kan de bouwkuip worden leeggepompt en kan op de onderwaterbeton worden aangevangen met het eigenlijke bouwwerk: het constructiebeton.

Vaak is het nodig de onderwaterbetonvloer te egaliseren voordat kan worden begonnen met de eigenlijke constructie.

De damwanden kunnen worden getrokken als de permanente constructie is gemaakt.

Een variant op deze oplossing is een onderwaterbetonlaag in combinatie met trekpalen. De trekpalen nemen een deel van de opwaartse waterdrukken voor hun rekening.

Zo kan men komen tot een aanzienlijke besparing op het onderwaterbeton-gebruik. (zie figuur 10)

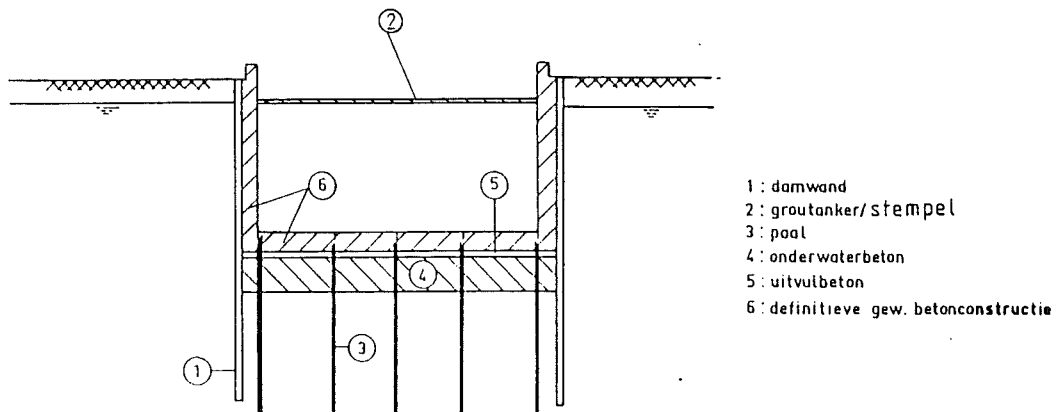
De palen die gebruikt worden zijn over het algemeen voorgespannen betonnen heipalen.

Ook zijn mogelijk als de omstandigheden daar om vragen:

* stalen buispalen; de buis zelf mag echter geen lekweg veroorzaken.

* in de grond gevormde palen.

(MV-palen)



FIGUUR 10: ONDERWATERBETON+TREKPALEN

Een tweede variant bij het toepassen van onderwaterbeton is het gewapende onderwaterbeton.

Hierbij wordt nadat de palen geheid zijn een wapeningsnet op de palen aangebracht welke verbonden worden met de heipalen.

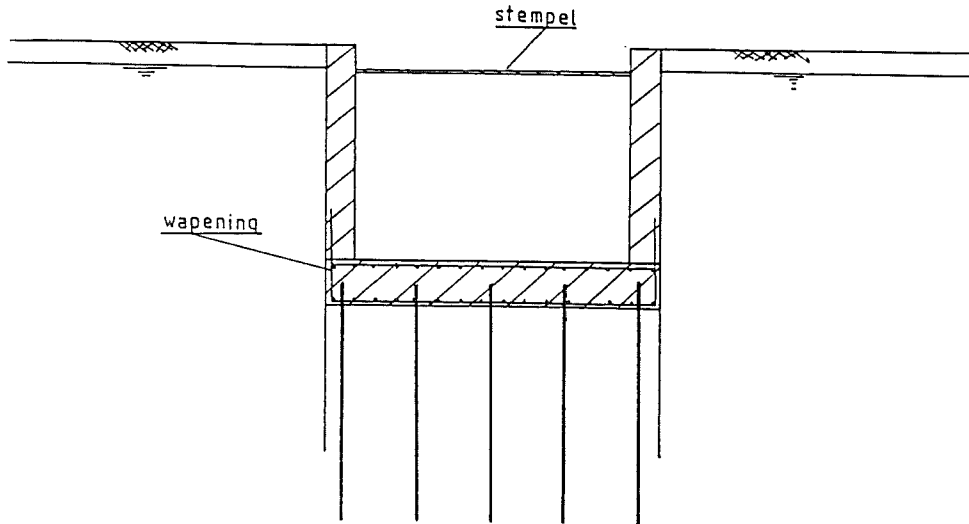
Vervolgens wordt nu een laag onderwaterbeton gestort.

Het voordeel van deze variant is dat de laag onderwaterbeton nog dunner kan zijn en dat geen constructiebeton voor de vloer hoeft te worden gebruikt. Met andere woorden: men kan de gewapende onderwaterbetonvloer opnemen in de uiteindelijke constructie,

hetgeen een aanzienlijke besparing in materiaal en tijd oplevert.
(zie figuur 11)

Problemen bij de uitvoering zijn:

- * de verbinding van het wapeningsnet aan de heipalen.
- * het garanderen van een minimale dekking op de wapening van de vloer.



FIGUUR 11: GEWAPEND ONDERWATERBETON

8.2 Voor- en nadelen

Voordelen:

- * redelijke bedrijfszekere grondwaterafsluiting bij goede uitvoering
- * er hoeft geen werkvloer te worden aangelegd; men kan direct aanvangen met de definitieve constructie op de laag onderwaterbeton afgezien van de egalisering van de onderwaterbetonvloer.
Bij toepassing van gewapend onderwaterbeton hoeft helemaal geen constructiebeton voor de vloer te worden toegepast.
- * met een beperkt grondonderzoek kan al een goed ontwerp worden gemaakt.
- * bij elke grondgesteldheid kan deze methode worden toegepast.
- * de onderwaterbetonvloer heeft ook een stempelfunctie voor de damwanden zodat deze lichter gedimensioneerd kunnen worden.
- * men kan tot grote reducties in het betongebruik komen door de toepassing van een trekpaalfundering.

Nadelen:

- * de toe te passen hoeveelheden onderwaterbeton zijn zeer groot als geen paalfundering wordt toegepast.
- * verontreinigingen op de damwand en de palen kunnen de aanhechting volkomen verhinderen met het resultaat: een lekweg.
- * het storten van het beton onder water is een lastige zaak; er kan ontmenging optreden. Het oppervlak van de betonlaag is zeer onregelmatig zodat dit eerst geëgaliseerd moet worden.
- * bij toepassing van gewapend onderwaterbeton is het moeilijk de wapeningskorf aan de palen te verbinden. Tevens is het garanderen van de dekking op de wapening lastig te verwezelijken. Bij deze variant moeten dilatatie-voegen in de onderwaterbetonlaag worden gemaakt daar deze laag deel uitmaakt van de permanente constructie.

8.3 Toepasbaarheid bij de Blankenburgtunnel

De toepassing van onderwaterbeton bij de Blankenburgtunnel is goed mogelijk.

De grondgesteldheid scheidt geen randvoorwaarden voor deze methode de methode en is zelfs onafhankelijk hiervan.

De beton zorgt voor een goede en controleerbare afdichting en tevens voor een extra oplegpunt voor de damwanden hetgeen bij diepe bouwkuipen kostenbesparend kan werken daar lichtere profielen kunnen worden toegepast.

Het aanleggen van een werkvloer behoeft niet te gebeuren, daar kan de betonlaag voor worden gebruikt die wel nog moet worden geëgaliseerd.

9. Definitieve keuze bouwkuip

In het kort worden nu de bouwkuip-typen opgesomt en wordt in het kort nogmaals aangegeven waarom deze wel of niet geschikt is voor toepassing bij de Blankenburgtunnel.

- a. Open bouwput:
Bij de open bouwput is een bronbemaling noodzakelijk; dit is echter niet toegestaan in verband met omgevings schade.
- b. Damwanden in afsluitende kleilaag:
De grondgesteldheid op de bouwlocatie is ongeschikt om deze variant mogelijk te maken.
- c. Damwanden met een horizontale injectie-laag:
Injectie van een zandlaag moet op grote diepte gebeuren, dat werkt sterk kostenverhogend. De ondergrond zorgt voor problemen door de grote variatie in de doorlatendheid. (grof zand, fijn zand en grind wisselen elkaar af). Ook de helling van de bouwkuipbodem in lengterichting zorgt voor problemen: moet de injectie laag ook onder een helling worden geplaatst of moet deze op constante diepte worden aangelegd. Bij de eerste variant snijdt de injectie laag grondlagen die niet te injecteren zijn. De tweede zorgt voor kostenverhoging doordat de gehele damwand tot in het pleistocene zand moet worden geheid ook waar dat misschien niet noodzakelijk is. Deze variant is ongeschikt omdat deze sterk kostenverhogend is en er bij de uitvoering veel onzekerheden blijven bestaan.
- d. Inbrengen van een waterdicht vlies:
Deze variant valt af omdat een zeer diep cunet gebaggerd moet worden (tot 35 m NAP). De bouwput krijgt een grote breedte op het maaiveld-niveau (144 m i.p.v. 24 m). Wel is het mogelijk een combinatie te maken van het vlies voor de hogere gedeelten van de afritten en een betonconstructie voor de lagere (diepere) gedeelten van de afritten. Verder is het vlies bij de aanbrenghase zeer kwetsbaar.
- e. Prefabricage afrit-elementen:
Prefabricage is een dure methode; de eisen zijn niet zodanig dat tot prefabricage moet worden overgegaan. Verder bestaan er nog veel uitvoeringsonzekerheden. Deze methode moet voor deze lokatie als niet realistisch worden beschouwd.

- f. Damwanden in combinatie met onderwaterbeton:
De stempelfunctie van de onderwaterbeton is aantrekkelijk.
De methode is toepasbaar onafhankelijk van de grondgesteldheid.
Door de toepassing van een trekpaalfundering kunnen grote reducties in het betongebruik worden behaald en behoeft de bouwkuip ook minder diep te worden uitgegraven.

Conclusie:

De keuze valt dus op de toepassing van het onderwaterbeton in combinatie met damwanden en trekpaalfundering en wordt nader bestudeerd.

Dit zal geschieden in de volgende hoofdstukken.

Hier wordt ingegaan op de huidige onderwaterbeton toepassingen, de uitvoering en de mogelijkheden tot het toepassen van gewapend onderwaterbeton.

10 Onderwaterbeton bij de Blankenburgtunnel

10.1 Ontwerp en berekening

10.1.1 Afspraak

Zoals in hoofdstuk 8 al gemeld is kunnen de onderwaterbeton-vloeren zeer grote dikten aannemen; bij een diepe bouwkuip bedraagt dit al gauw 6 meter of meer.

Voor de constructie van de afritten van de Blankenburgtunnel komt dit al gauw neer op 50.000 m³ beton.

Door de grote dikte van de onderwaterbetonvloer moet de bouwput ook veel dieper worden uitgegraven met als gevolg veel zwaardere damwandprofielen alsmede een groter grondverzet.

Gewichtsvloeren van deze soort worden bij grote bouwkuipen niet meer toegepast.

Een drastische reductie in het betongebruik kan worden bereikt door de toepassing van een onderwaterbetonvloer in combinatie met trekpalen. Dit zijn voorgespannen betonnen heipalen die van kleef gebruik maken.

Er wordt verder van uitgegaan dat er gebruik wordt gemaakt van een palenfundering.

10.1.2 Eisen gesteld aan de bouwkuipconstructie met onderwaterbeton + een palenfundering:

* de onderwaterbetonvloer moet voldoende dikte hebben (> 1.2 m) omdat:

- er een oneffen oppervlak ontstaat bij het storten van het onderwaterbeton.
- de betonvloer een stempelfunctie moet vervullen tussen de damwanden.
- de betonvloer dwarskrachten en buigend momenten moet overdragen naar de paalfundering (de opwaartse waterdruk is een gelijkmatig verdeelde belasting!).
- een deel van de opwaartse waterdruk wordt gekeerd door het gewicht van de vloer zelf.
- er voldoende aanhechtingsoppervlak moet zijn tussen de damwand en de vloer.

* de onderwaterbetonvloer moet waterdicht zijn.

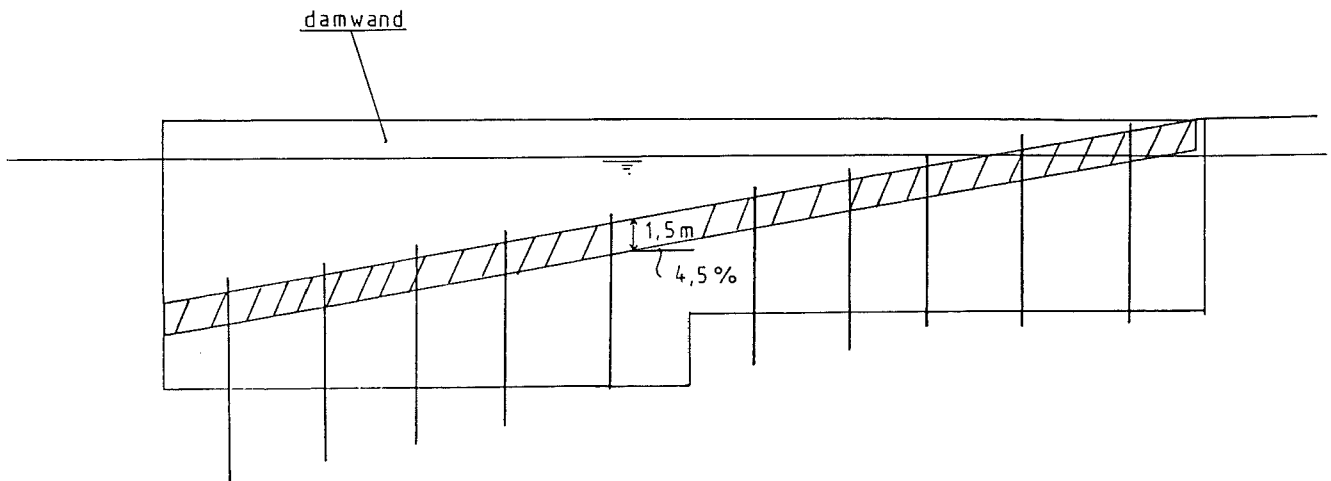
Er mag geen lekweg ontstaan langs de damwand (schoonmaken!) en langs de palen. Ook op de palen moet de aanhechting voldoende zijn.

- * er mag geen ontmenging van het beton optreden tijdens het storten.
- * de vloer moet in lengterichting worden doorgezet tot boven de grondwaterspiegel om waterbezwaar tijdens de bouw- en gebruiksfase te voorkomen.
- * de palenfundering moet voldoende kleef (en dus voldoende grondgewicht) kunnen mobiliseren om het resterende deel van de opwaartse waterdruk te keren. Als de palen zodanig dicht op elkaar staan als hier het geval is, dan geldt het zogenaamde kluitcriterium.
Door de ontgraving die heeft plaatsgevonden moeten de sonderingen worden aangepast. Deze nieuwe, lagere waarden zijn de basis voor de dimensionering van de paalfundering. Ook kunnen nieuwe sonderingen worden gemaakt vanaf de bouwkuipbodem ter controle van deze aanname.
- * de onderwaterbetonvloer moet onder een helling van 4.5% verlopen; de opwaartse waterdrukken worden dus meer landinwaarts steeds kleiner. Dit heeft consequenties voor de paalfundering.
- * in de vloerconstructie moet rekening worden gehouden met de aanleg van pompkelders etc.
- * belastingfactor voor beton is 1,7 en voor grond is 2.

10.1.3 **Ontwerp vloer en palen**

Aan de hand van bovenstaande eisen kan men nu een ontwerp maken voor de onderwaterbetonvloer op trekpalen. Zoals boven is gezegd geldt voor elke doorsnede van de afrit een ander evenwicht door het verloop van het wegdekniveau. Het kan dus niet bij een enkel ontwerp blijven. De onderwaterbetonvloer kan worden aangelegd onder een helling van 4.5% (een hellingshoek van 3 graden); het zakken van beton naar dieperliggende gedeelten is bij deze helling geen gevaar (zie figuur 12).

De dikte van de onderwaterbetonvloer is minstens 1.2 m in verband met de onregelmatigheden in het betonoppervlak en de ontgraven bouwkuipbodem en andere onzekerheden. Op het diepste punt van de bouwkuip waar de waterdrukken het grootst zijn moet gecontroleerd worden of deze praktische dikte voldoende is om deze drukken te weerstaan. Dezelfde dikte wordt aangehouden voor de rest van de vloer. Verder kan er van worden uitgegaan dat een betonkwaliteit van B 25 zeker haalbaar is en wellicht zelfs een hogere betonkwaliteit.



FIGUUR 12 : LANGSDOORSNEDE BOUWKUIP

Ten eerste wordt nu de dikte van de vloer bepaald welke nog in staat is de dwarskracht over te dragen; men begint hierbij bij de praktische minimum dikte van 1,2 m. Tevens wordt ook een controle uitgeoefend op het buigend moment in de vloer bij gegeven paalafstand en vloerdikte.

Mocht de vloer dit niet kunnen dragen dan moet:

of de vloer dikker worden gemaakt

of de palen moeten dichter bij elkaar worden geplaatst.

Deze werkwijze zorgt na een aantal iteratie-stappen voor een redelijk optimum.

Het diepste punt van de bouwput ligt het dichtst bij de waterweg en dus moet worden gerekend op een plaatselijke waterstand die de stormvloedpeil benadert. Dit peil is 3.75m⁺ NAP; hierop kan een zekere reductie op worden toegepast daar de grondwaterspiegel dit kortdurende waterpeil niet direct en volledig zal volgen.

Voor het gemak wordt bij deze berekening het stormvloedpeil aangehouden.

De onderkant van de constructie ligt op -12.75 m - 1 m - 1.5 m = 15.25 m⁺ NAP.

De waterdruk onder de vloer is maximaal 19 m * 10 kN/m² = 190 kN/m².

- Uitgangspunten:
- palen h.o.h. 3 m, doorsnede 0.4 * 0.4 m².
 - volumieke massa beton 23 kN/m³.
 - toelaatbare schuifspanning = 675 kN/m².
 - toelaatbare buigtrekspanning = 910 kN/m².

$$q = 1.7 (190 - 1.5 * 23) = 265 \text{ kN/m}^2.$$

Het ongunstigste schuifvlak: langs de paalschacht in verband met aanhechting van jong op oud beton.

$$T_d = 3 * 3 * 265 = 2379 \text{ kN.} \quad \tau_d = \frac{2379}{4 * 0.4 * 1.5} = 991 \text{ kN/m}^2.$$

Conclusie:

De vloer moet dikker: nieuwe dikte 2.5 m.

Herberekening geeft: $q = 242 \text{ kN/m}^2$ $\tau_d = 545 \text{ kN/m}^2 < 675$

Het buigend moment per meter vloerbreedte:

$$M = 1/10 * q * l^2 = 218 \text{ kNm.} \quad \sigma_b = \frac{218}{1/6 * 1 * 2.5^2} = 209 \text{ kN/m}^2.$$

Het werkelijk optredend buigend moment is kleiner doordat de balastingafdracht in twee richtingen plaatsvindt.

De laagdikte van 2.5 m voldoet. De onderkant van het onderwater beton ligt nu op 16.25 m- NAP. De paalkracht is nu echter zodanig groot en overschrijdt de toelaatbare zodat de palen dichter opeen moeten worden geplaatst.

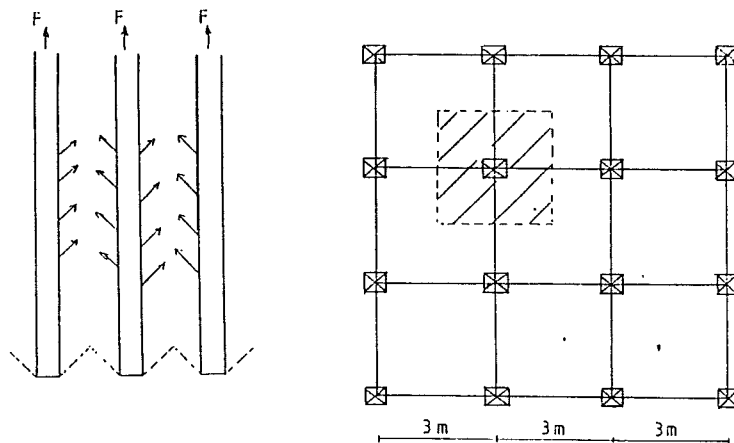
De paalfundering:

In eerste instantie wordt gekozen voor een fundering van gewapend of voorgespannen betonnen palen daar deze het eenvoudigst en het goedkoopst kunnen worden aangebracht.

Mocht dit paaltype niet voldoen dan moet worden gezocht naar andere paaltypen.

De afdracht van deze kracht geschiedt door wrijving langs de paalschacht. De palen staan zodanig dicht op elkaar dat de palen elkaar gaan beïnvloeden in deze afdracht. Een enkele paal op trek belast raakt makkelijker zijn belasting kwijt. (figuur 13)

Voor een palengroep geldt het zogenaamde 'kluit-criterium' wat zeggen wil dat de palen nooit meer trekkrachten kunnen opnemen dan het gewicht van de grond (onder water) tussen de palen.



FIGUUR 13: GROEPS-EFFECT

Dit komt neer op een prisma grond per paal met een doorsnede van 3 * 3 vierkante meter.

Een tekort aan neerwaartse belasting: 143 kN/m^2 met een veiligheid van 1.2 is dit 171 kN/m^2 .

Per meter diepte is beschikbaar: $(20 - 10) = 10 \text{ kN/m}^2$. (zandgrond)

De benodigde paallengte is 17 m.

De paalpunten moeten dus tot $17.1 + 16.25 = 33.4$ m NAP worden geheid.

Ongeveer 80 % van de paallengte bevindt zich nu in het pleistocene zand wat de aanname van de volumieke massa van 20 kN/m^3 wel rechtvaardigt.

Vervolgens moet gecontroleerd worden of de gesommeerde kleefweerstand voldoende zijn om de kracht over te dragen.

De formule die hiervoor wordt gebruikt is de formule van Begemann:

$$T = O * (V1 + aV2 + V3) * f$$

T = grenstrekkkracht

O = omtrek paaldoorsnede

V1= bijdrage wrijving boven 25% van de paallengte

V2= bijdrage wrijving middelste 50% van de paallengte

V3= bijdrage wrijving onderste 25% van de paallengte

a = reductiefactor in geval van alleen trek of wisselende trek-druk belastingen voor ons geval $a = 0.9$

f = paalfactor variërend van 0.3 voor gladde palen tot 1 voor in de grond gevormde palen.

Voor ons geval $f = 0.3$

Om de wrijvingsbijdragen te bepalen moeten enige sonderingen zijn gemaakt. De sondeerconus moet zijn voorzien van een kleefmantel welke de plaatselijke kleef meet. Er bestaat een relatie tussen de gemeten conusweerstand en de wrijving:

$$W = \frac{a * C_w}{100}$$

W = wrijvingsweerstand in N/mm^2

C_w = conusweerstand uit de sondeergrafiek

a = coëfficiënt afhankelijk van de grondsoort

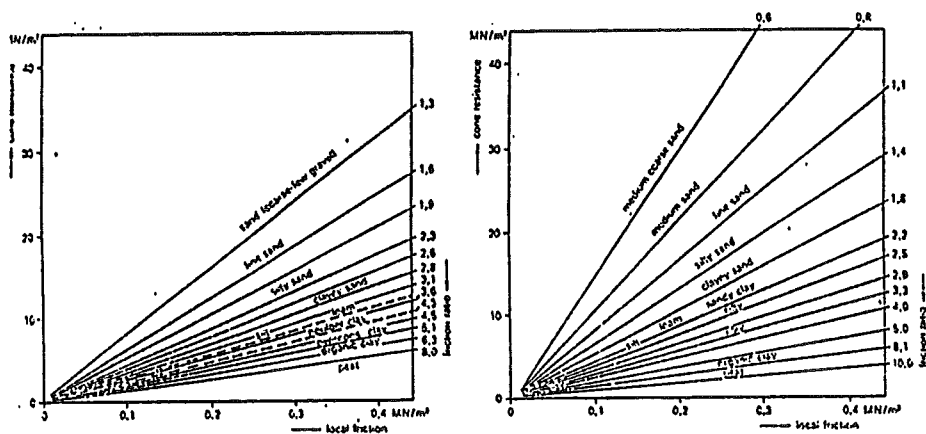
a = 1 voor zand

a = 3-5 voor klei

a = 9 voor veen

In de formule van Begemann worden de bijdragen van klei en veen niet meegerekend omdat deze pas bij een grotere verplaatsing geactiveerd worden; het houdt echter wel een extra veiligheid in. Slechts de zandlagen mogen in de berekening worden meegenomen.

Ook moet rekening worden gehouden met het feit dat een ontgraving heeft plaatsgevonden en de ondergrond zich heeft ontspannen waarmee de sonderingen die gemaakt zijn vanaf het maaiveld niet meer geldig zijn.



figuur 14

Verband tussen grootte van het wrijvingsgetal en de grondsoort voor de mechanische kleefmantelconus.

Verband tussen grootte van het wrijvingsgetal en de grondsoort voor de cilindrische elektrische kleefmantelconus.

De sonderingen moeten worden gecorrigeerd. De reductiefactor wordt samengesteld uit de korrelspanningen voor de ontgraving en de korrelspanningen na de ontgraving.

$$\text{nieuwe sondeerwaarde} = \frac{\text{korrelsp. na}}{\text{korrelsp. voor}} * \text{oude sondeerwaarde}$$

Na de ontgraving is de verhouding tussen de horizontale- en verticale korrelspanningen een onnatuurlijke verhouding geworden ofwel de K-factor is hoger. Men spreekt van overgeconsolideerde grond.

Het heien van de palen zal tot gevolg hebben dat de horizontale korrelspanningen zullen afnemen daar zij door de trillingen en grondverdringing tijdens het heien hiervoor de kans krijgen. (versterkt ophef-effect)

In de bijlagen van het eindrapport is een grove dimensionering opgenomen van de onderwaterbetonvloer met de trekpalen.

10.2 **Uitvoeringsaspecten**

10.2.1 **Bouwvolgorde**

Het bouwproces wordt als volgt gefaseerd:

- a. inheien van de damwanden waarbij erop moet worden gelet of alle damwanden in het slot staan.
- b. ontgraven van de bouwkuip. De grond zal enigzins zwellen als gevolg van de ontlasting van de ondergrond; vooral van belang bij de maatvoering.
- c. heien van de palen waarbij gelet moet worden of de heikalender de verwachtingen bevestigt.
- d. schoonmaken van de damwanden en de paalkoppen; het inspecteren van de dichtheid van de damwanden.
- e. storten van het onderwaterbeton waarbij erop gelet moet worden dat het beton niet ontmengt tijdens het storten en dat het beton in de juiste hoeveelheden op de juiste plaatsen terecht komt.
- f. droogzetten van de bouwkuip. Pompproeven kunnen aantonen of de vloer en de damwanden voldoende waterdicht zijn.
- g. weghakken van de te hoge delen van de onderwaterbetonvloer en het aanbrengen van een uitvullaag.
- h. start bouw permanente constructie. De palen moeten ook voor de permanente constructie op de goede plaatsen staan.

Op het heien van de palen en het storten van het beton wordt in de volgende paragrafen dieper ingegaan.

10.2.2 **Heien van de palen**

De palen die toegepast worden zijn betonnen heipalen; dit zijn verdringingspalen.

De paalpunten moeten eerst op de bodem van de bouwkuip worden geplaatst waarna het heien kan beginnen. De bouwkuip is gevuld met grondwater zodat op een gegeven moment met opzetters gewerkt moet worden. Ook kan met onderwaterblokken worden geheid.

Om alle plaatsen van de bouwput goed toegankelijk te maken voor de heistelling, is het noodzakelijk deze stelling met een voldoende lange giek uit te rusten zodat elke plaats vanaf de rand van de bouwkuip is te bereiken. Of men kan deze stelling op een traverse plaatsen en misschien zelfs op een kraanbaan op de stempels laten opereren.

De zwaarste benodigde palen zijn 21 meter lang en wegen 12.5 ton. Het heiblok moet hiervoor zwaar genoeg zijn daar deze de schachtwrijving en de paalvoetweerstand moet overwinnen.

Het heien gaat gepaard met hoge piekspanningen in de heipaal zowel druk als trekspanningen; de paal moet hier wel op gedimensioneerd zijn.

Het hydroblok is enigzins in staat de spanningspieken te spreiden. Het gebruik van een mutsvulling heeft een soortgelijk effect.

De wapening in de paal moet voldoende zijn om alle voorkomende trekspanningen en buigtrekspanningen te kunnen opnemen.

Voor de statische trekkracht van 1283 kN geldt een wapeningsdoorsnede van $1.7 * 1283000 / 500 = 4362 \text{ mm}^2$ ofwel 9 staven met een diameter van 25 mm.

Ook kan men denken aan **voorspanning** in de palen. Daar de palen op trek worden belast is dit een aantrekkelijke mogelijkheid.

Hierna moet nog een controle worden uitgevoerd met betrekking tot de toelaatbare scheurwijdte in de paal.

Als de paalpunt bepaalde lagen passeert dan zal de heiveerstand in korte tijd toenemen of afnemen. Het aantal slagen dat nodig is om een bepaalde zakking van de paal teweeg te brengen wordt steeds bijgehouden en vormt uiteindelijk de heikalender.

Deze heikalender heeft slechts een controle-functie. Laat deze echter onverwachte ontwikkelingen zien dan moet men voorzichtigheid betrachten en eerst uitzoeken hoe dat mogelijk is.

Tijdens het heien verdringt de paal grond en spant als zodanig de grond op; dit verschijnsel is het sterkst merkbaar bij de paalpunt, echter naar boven toe neemt dit effect snel af door verkneding van de grond langs de paalschacht.

Worden de palen dicht bij elkaar geheid dan beïnvloeden de palen elkaar en zal er een groepseffect optreden met betrekking tot de horizontale korrelspanningen en dus de schuifweerstand.

De volgorde waarin de palen geheid worden heeft ook invloed op de grootte van deze horizontale korrelspanningen.

De palen dicht bij het afgezonken gedeelte van de tunnel zullen ook nog horizontaal belast worden door de Gina-krachten.

De wrijving tussen de grond en de wand kan een deel of wellicht de gehele horizontale belasting opnemen. Kan de horizontale belasting niet door de wrijving alleen worden opgenomen dan is het nodig een aantal palen schoor te heien om deze resterende krachten op te nemen.

Tijdens het heien bestaat de mogelijkheid dat een van de palen wordt beschadigd of dat deze scheurt.

Als de bouwkuip droog is kan hierop nog een controle plaatsvinden. Niet dat er dan nog iets aan te doen is want het beton is immers al gestort maar het is misschien van belang in verband met de permanente constructie.

10.2.3 Storten van het onderwaterbeton

De drie voornaamste problemen die zich voor doen bij het storten van beton onder water zijn:

- * hoe stort men beton onder water zonder dat er ontmenging optreedt.
- * hoe krijgt men het beton waar men het hebben wil, dus zodanig dat de laagdikte kan worden gegarandeerd
- * hoe kan ervoor worden gezorgd dat de waterdoorlatendheid langs de paalschachten en de damwanden voldoende klein is met andere woorden: hoe maakt men de palen en de damwand schoon opdat er voldoende aanhechting is tussen het onderwaterbeton en de damwand cq palen.

Het beton

De onderwater-betonvloer wordt ongewapend uitgevoerd; toch zal deze vloer op enige trekspanningen worden belast. De vloer wordt door de opwaartse waterdruk gelijkmatig belast waarbij de palen als oplegpunten fungeren. Tussen de palen wordt de vloer op buigende momenten belast. Dit betekent dat de vloer aan de bovenzijde onder trekspanningen (het veldmoment is negatief) staat, iets waar het materiaal beton per definitie slecht tegen kan. Ter plaatse van de opleggingen op de palen is het moment positief; er ontstaan trekspanningen aan de onderzijde van de vloer.

Mits de vloer dik genoeg is, hoeven deze trekspanningen niet al te hoge waarden aan te nemen. Een voor de hand liggende maatregel is dan de bovenzijde van de vloer te wapenen; dit stuit echter op uitvoeringstechnische bezwaren waarop in het volgende hoofdstuk nader wordt ingegaan.

Het storten van beton onder water betekent storten in een zeer vochtig milieu, waardoor de water-cement-factor per definitie geen lage waarde kan aannemen, iets wat nadelig werkt voor de uiteindelijk te bereiken sterkte van het beton.

De water-cementfactor bij onderwaterbetonvloeren is ongeveer 0.5-0.55.

De zetmaat, welke een maat is voor de plasticiteit van het beton, neemt waarden aan tussen de 140-180 mm.

Verder is het verdichten van het beton onder water een welhaast onmogelijke zaak. Het gevaar van ontmenging is hierbij zeer groot. Deze factoren maakt dat het storten van beton onder water zeer nadelig werkt op de materiaaleigenschappen.

Vaak wordt bij onderwaterbetonvloeren hoogovencement toegepast. Het hoogovencement heeft de eigenschap een relatieve lage hydratatie-warmte te ontwikkelen, wat betekent dat bij een grote constructiedikte (zoals onderwaterbetonvloeren) een lagere warmteproductie plaatsvindt en dus dat de temperatuurspanningen enigszins beperkt blijven. Vooral bij ongewapende constructies is

dat van belang ter voorkoming van doorgaande scheurvorming. Hoogovencement is ook relatief goed bestand tegen agressieve milieu's zoals zeewater en verontreinigd grondwater. Beton dat wordt gemaakt met hoogovencement heeft dan ook een lagere waterdoorlatenheid en is zeer populair bij waterbouwkundige toepassingen.

Ook wordt vaak een verhardingsvertrager toegevoegd om eventuele zettingen vlak na het storten te kunnen volgen en om eventuele stagnaties in de aanvoer te kunnen opvangen. Door het ontwikkelen van nieuwe stortmethoden is het mogelijk geworden een betonkwaliteit van B 25 te behalen. De toelaatbare buigtreksterkte is $1,8 \text{ N/mm}^2$. De rekenspanning bedraagt $0,5 * 1,8 = 0,9 \text{ N/mm}^2$. Op de stortmethode wordt later teruggekomen.

Aanhechting

Het is in verband met de waterdichtheid van de bouwkuip uiteraard van groot belang dat de aanhechting tussen de vloer en de palen en tussen de vloer en de damwanden goed is.

De palen die zijn geheel in de bouwkuipbodem zijn gemaakt van voorgespannen beton dat echter het grootste gedeelte van zijn krimp en kruip al gehad heeft. Hierbij verschilt het met het onderwaterbeton dat zijn verhardingsproces nog moet doormaken. Op het grensvlak tussen het onderwaterbeton en de palen zullen dus tijdens het verharden spanningen (met bijbehorende vervormingen) ontstaan ten gevolge van de krimp- en kruiseffecten. Hierdoor zal dit grensvlak altijd een zwakke plek blijven in de constructie; het is in feite vergelijkbaar met een stortnaad in andere betonconstructies.

Ook verergeren eventuele verontreinigingen op het betonoppervlak van de palen de situatie met als gevolg een nog slechtere aanhechting.

Een voorbeeld van een verontreiniging is klei wat altijd wel aanwezig is in de bouwkuip.

Uitvoeringstechnisch is het echter lastig iets te doen om deze zwakke plak te versterken. De eenvoudigste oplossing is het aanhechtingsoppervlak voldoende groot te maken zodat de dwarskracht-spanningen niet te groot worden en afschuiving en lekken voorkomen kunnen worden.

Ook is het mogelijk om de paalkoppen in de fabriek van ribbels te voorzien waardoor ook een betere aanhechting wordt verkregen.

Goede aanhechting aan de damwanden is ook belangrijk in verband met de waterdichtheid en overdracht van dwarskrachten naar deze damwanden.

De aanhechting van beton op staal is over het algemeen van zeer goede kwaliteit, dat leert de veelvuldige toepassing van gewapend beton ons wel.

Het enige probleem hier vormen de verontreinigingen die zich op de damwand hebben afgezet zoals klei etc.

Er zijn speciale werktuigen ontwikkeld die door hun vorm de damwandplank over het gehele oppervlak schoonschrapen; een spuitlans verwijderd de laatste resten.

De aanhechting die op deze wijze wordt verkregen is van voldoende kwaliteit om waterdichtheid en dwarskrachtoverdracht te garanderen.

Stortmethoden

De belangrijkste problemen bij het storten van onderwaterbeton zijn: het voorkomen van ontmenging tijdens het storten en het creëren van een regelmatig oppervlak van het onderwaterbeton en het garanderen van een bepaalde laagdikte.

Het ontmengen van het beton betekent het uitspoelen van de fijne cementdeeltjes waardoor er in feite niets meer overblijft om te verharderen.

Het ligt voor de hand om te denken aan een methode die het beton transporteert over de gehele diepte van de bouwkuip, bijvoorbeeld een stortkoker.

Het nadeel van een niet flexibele stortkoker is dat het stortproces slecht beheersbaar is doordat op het ene moment weinig specie uit de koker komt en op het moment dat deze iets gelicht wordt, er te veel specie uitkomt. Hierdoor kunnen water-en slibinsluitingen voorkomen welke weer zeer zwakke plekken vormen in de betonlaag en misschien zelfs te zwak blijken.

Een goede stortmethode blijkt dus onontbeerlijk te zijn voor het behalen van een goede kwaliteit van het onderwaterbeton.

Een methode die inmiddels zijn nut heeft bewezen is het storten met behulp van de zogenaamde 'Hop-dobber'. Deze methode werd ontwikkeld in 1980 door Ing. Hop.

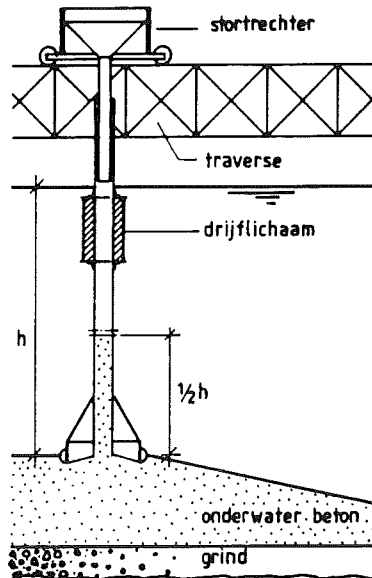
Principe en werkwijze van de Hop-dobber

Op de bodem van de bouwkuip wordt eerst een laag grind gestort om de bodem te egaliseren en te stabiliseren zodat het slib op de bodem zich niet mengt met de specie.

De dobber zelf bestaat uit een stalen stortbuis waaraan aan de onderzijde een schotel is bevestigd. (zie figuur 15)

figuur 15

Hop-dobber



De diameter van de buis is afhankelijk van de waterhoogte waarin gewerkt wordt, de maximale korrelgrootte van de betonspecie en de stortsnelheid; de gebruikelijke maat is een doorsnede van 350 mm. De schoteldiameter (rond of achthoekig) is afhankelijk van de breedte van de stortstroken, meestal in de orde van 1600 mm. Door een drijflichaam aan de stortbuis wordt het dobber-effect bereikt. Het drijflichaam wordt zo gedimensioneerd dat te allen tijde een geringe neerwaartse druk blijft bestaan. Ten gevolge hiervan dringt de rand van de schotel enige centimeters in de uitgestroomde betonspecie. Hierdoor wordt waterinsluiting tegengegaan en de uitspoeling van de betonspecie voorkomen.

Het principe van de Hop-dobber berust op een hydraulisch evenwicht tussen de waterkolom buiten en de betonspeciekolom in de stortbuis. In de stationaire situatie, als geen specie wordt aangevoerd, zal de specie niet volledig uit de dobber stromen, maar over een bepaalde hoogte blijven staan. Uit zuiver hydraulisch evenwicht zou deze hoogte $1/2.5$ van de waterhoogte zijn, maar ook de wandwrijving tussen de betonspecie en het staal van de dobber, en de zetmaat (plasticiteit) spelen hierbij een rol. In de praktijk blijkt een verhouding tussen het water- en betonniveau van 2:1 te ontstaan ofwel het betonspecieniveau beslaat de halve waterkolom. Dankzij dit hydraulisch evenwicht is het stortproces goed beheersbaar.

De dobber wordt bediend vanaf een traverse, die over rails naast de bouwkuip verrijdbaar is. Aan de traverse is een storttrechter met pijp gemonteerd. De trechterpijp past in de stortbuis van de dobber waardoor de dobber in verticale richting vrij kan bewegen.

Aan het begin van een stort laat men de dobber tot op 5 á 10 centimeter van de bodem zakken.

Als scheidingslaag tussen het water en de eerste betonspecie wordt in de stortbuis een aantal gummiballen gebracht tot een dikte van 30 cm. Deze gummiballen komen na gebruik vanzelf weer opdrijven.

Met een betonpomp wordt de betonspecie in de trechter gebracht.

Als het water uit de dobber is verdreven, gaat de dobber op de uitgestroomde specie drijven. In deze positie wordt doorgewerkt totdat het niveau van de bovenzijde van de vloer is bereikt.

Dit is te controleren aan de hand van een merkstreep op de trechterpijp. Wanneer de bovenzijde van de stortpijp tot het merkteken reikt, is de theoretische hoogte bereikt. Vanaf dat moment wordt de storttrechter met de dobber over de traverse verplaatst, zodanig dat het niveau van de dobber gelijk blijft.

Na het doorlopen van de volledige stortstrook wordt de traverse verreden en kan op dezelfde wijze de naastliggende strook worden gerealiseerd.

In veel gevallen zal de bouwkuip zijn voorzien van stempels. Dit zijn hindernissen voor de dobber. Passage van een stempel kan geschieden door de dobber met behulp van een kraan geheel uit het water te tillen, over de stempels heen.

Een andere mogelijkheid is de trechterpijp los te koppelen van de stortbuis en de dobber onder de stempel door te trekken.

Daarvoor is het noodzakelijk de betonpomp stop te zetten en water op de betonspecie in de dobber te brengen, waardoor het hydraulisch evenwicht wordt verstoord en de betonspecie kan uitstromen.

Tegen het einde van de stort wordt op dezelfde wijze water op de betonspecie kolom gezet en de dobber over de laatste meters verplaatst.

Vervolgens kan de dobber, zonder dat uitspoeling optreedt, uit het water worden gehesen.

10.3 Toepassingen van onderwaterbeton gestort met de Hopdobber

Enige projecten die met behulp van de Hop-dobber zijn uitgevoerd zijn:

- * metrostation Dijkzicht, Rotterdam
- * een proefneming in de Kleine Hartelsluis
- * Koopvaardersschutsluis in Den Helder

De belangrijkste conclusies die, in het artikel van het maandblad 'Cement', konden worden getrokken door de in de bovenstaande projecten opgedane ervaring, zijn:

- * de toleranties van het oppervlak van de betonvloer liggen tussen de +/- 20 cm.

11.1.2 Problemen bij het ontwerp

Bij het ontwerp van een gewapende onderwaterbetonvloer komen een aantal specifieke problemen naar voren.

Deze zijn:

- Hoe groot moet, in verband met de optredende oneffenheden in het onder- en boven oppervlak van de onder water gestorte vloer, de ontwerp-betondekking op de wapening worden aangehouden opdat een duurzame bescherming tegen corrosie van de wapening wordt verkregen.
- Hoe en binnen welke toleranties kan de wapening worden aangebracht en op welke wijze kan deze op zijn plaats worden gehouden.
- Welke stortmethoden zijn aan te bevelen voor de vervaardiging van een gewapende onderwaterbetonvloer van voldoende kwaliteit en homogeniteit.
- In welke mate wordt de wapening door in het water drijvend slib bevuild en op welke aanhechting tussen staal en beton mag worden gerekend.
- Op welke wijze kan de scheurvorming door uitdrogings- en afkoelingskrimping in de onderwaterbetonvloeren worden beperkt.

Er zullen nu enige suggesties gedaan worden ter oplossing van de bovenstaande problemen.

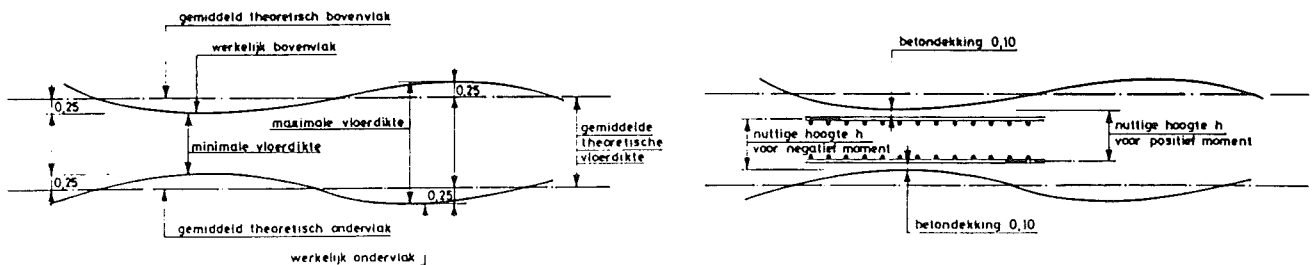
Een gedetailleerde uitwerking zal gemaakt worden in de tweede fase van dit project.

11.1.3 Vloerdikte en betondekking in combinatie met de stortmethode

Voor het bepalen van de vloerdikte spelen de uitvoeringstoleranties een grote rol.

Dit geldt met name voor de hoogteligging van de bovenkant van grondslag en voor de hoogteligging van de bovenkant van de afgewerkte betonvloer.

De praktijk leert dat zowel voor de hoogteligging van het onder- als het bovenvlak van de vloer rekening moet worden gehouden met toleranties van plus of min 0.25 m.



FIGUUR 16

Bij toepassing van de Hopdobber-methode zijn deze toleranties terug te brengen tot plus of min 0.20 m.

Voor het ontwerp kan dan een gemiddelde theoretische vloerdikte van 1.30 tot 1.50 m worden aangehouden.

Dit resulteert in een effectieve vloerdikte van ongeveer 1 m.

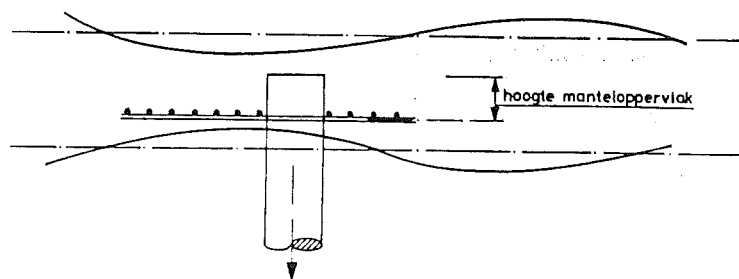
Voor de berekening van de ontgravingsdiepte, de damwandberekening en de begroting kan de gemiddelde theoretische vloerdikte worden aangehouden. Dit geldt eveneens voor de bepaling van het eigen gewicht van de vloer. Voor de berekening van de paalfundering kan zowel voor de uitvoeringsfase als de eindfase het aldus bepaalde eigen gewicht als permanente belasting worden ingevoerd.

Ook voor de berekening van de buigende momenten door het eigen gewicht kan voor de uitvoeringsfase en de eindfase worden uitgegaan van de gemiddelde theoretische vloerdikte.

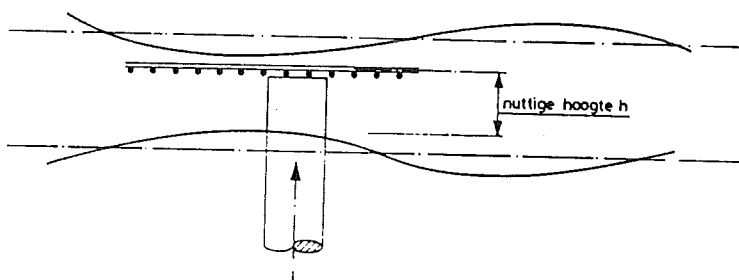
Ten einde de wapening voldoende tegen corrosie te beschermen, wordt aanbevolen op de buitenste wapening zowel aan de onderzijde als de bovenzijde van de vloer een ontwerpbetondekking van ten minste 0.10 m aan te houden.

Voor de bepaling van het opneembare buigend moment van een vloerdoorsnede dient de nuttige hoogte te worden berekend door de minimale vloerdikte te verminderen met de ontwerpbetondekking op de desbetreffende wapening en de halve staafdiameter.

Bij het toepassen van trekpalen, dient voor de bepaling van de opneembare schuifkracht voor de hoogte van het manteloppervlak van een paal de verticale afstand van de paalkop tot aan het hart van het ondernet te worden ingevoerd. Met andere woorden: de dikte van de betondekking mag niet worden meegenomen in de berekening.



Hoogte van het manteloppervlak voor afschuiving bij trekpalen.



Nuttige hoogte h voor pons bij drukpalen.

FIGUUR 17

11.1.4 Krimp

Door de grote dikte van onderwaterbetonvloeren is de gemiddelde uitdrogingskrimp meestal van weinig betekenis.

De krimp door de afkoeling na de door hydratatie veroorzaakte temperatuurverhoging is wel van belang.

Door de grote vloerdikte kan dit temperatuurverschil vrij groot zijn; een verschil van 10-16 °C tussen de bovenzijde van de vloer en halverwege de vloer zijn wel voorgekomen.

Ook bij gewapende vloeren kan dit scheurvorming tot gevolg hebben. Een mogelijkheid om deze scheurvorming te beperken is het toepassen van beton met een laag cementgehalte en door toepassing van hoogoven-cement in plaats van portlandcement.

Toepassing van dilatatievoegen zal eveneens de scheurvorming kunnen beperken; dit is zeker bij vloeren van grote lengte noodzakelijk. Voorts kan het voorkomen van ongunstige krachtswerking in de constructie ten gevolge van discontinuïteiten in:

- * de belasting
 - * het draagvermogen van de ondergrond
 - * de paalfundering
 - * de constructie zelf,
- reden zijn om deze voegen toe te passen.

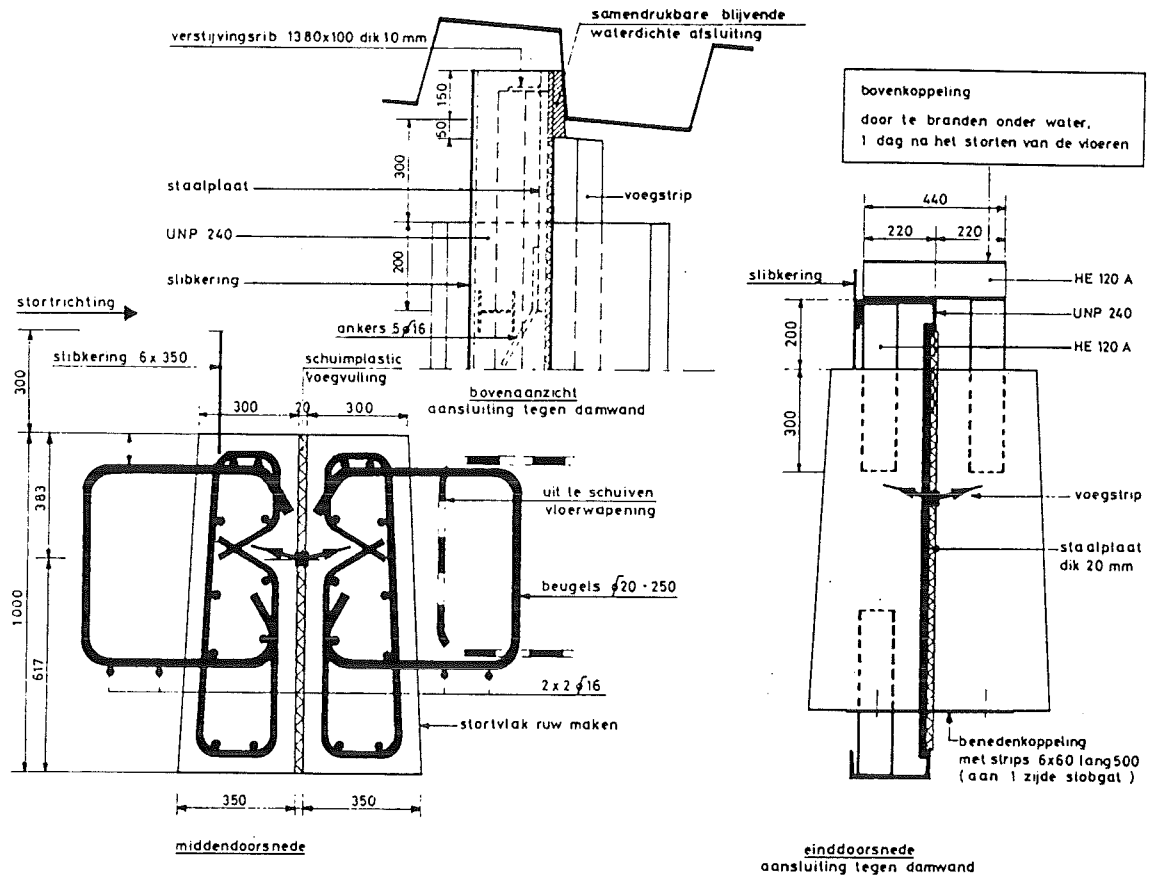
Tevens kan de voeg worden gebruikt ten behoeve van de onderbreking van langdurig storten.

Constructief kan men deze dilatatie-voeg realiseren met een geprefabriceerde voegbalk van gewapend beton.

Dit heeft de volgende voordelen:

- * de constructie is goed bestand tegen de krachten die tijdens het transport en het storten optreden.
- * de constructie is goed af te zinken en kan nauwkeurig en plaatsvast worden gesteld.
- * de voegstrip kan in den droge worden ingestort, waardoor een goede controle op de aansluiting van de voegstrip met het omringende beton mogelijk is.
- * de voegstrip kan tijdens het afzinken voldoende door de beide balkhelften tegen beschadigingen worden beschermd.

Een dergelijke voeg kan op de volgende wijze worden uitgevoerd:



figuur 18: Geprefabriceerde dilatatievoegbalk.

De beugels aan beide zijden van de balken moeten goede verbinding met de nog te storten vloergedeelten verzekeren. De zijkanten van de balk worden gestraald om een goede aanhechting te verkrijgen met de onderwaterbeton. Op de bovenzijde van een van de balkhelften wordt een stalen plaat als slibkering aangebracht om te voorkomen dat de inspectie van de voeg wordt bemoeilijkt door afzetting van cementslib op de voeg. Om de wijde van de voeg tijdens het afzinken en het storten te fixeren, worden de balkhelften aan de bovenzijde gekoppeld door staalprofielen. Deze profielen moeten weer worden doorgebrand (1 dag na het storten) om de voeg weer flexibel te maken. De rubber voegstrip kan in de wanden worden doorgevoerd door deze in de balk op te buigen en de overstek in de nog te maken wanden op te nemen.

De koppeling aan de onderzijde geschiedt door middel van dunne stalen strips die gemakkelijk in verticale richting kunnen vervormen.

Om de vloergedeelten werkelijk onafhankelijk van elkaar te maken, moet aan de onderkant en de beide zijanten voorzieningen worden getroffen om te voorkomen dat de specie van het ene vloergedeelte in contact komt met de specie van het andere vloergedeelte.

Dit kan men doen door staalplaten aan de beide zijanten te bevestigen welke in de damwandkassen worden opgelegd, en de eventuele ruimte onder de balk aan te vullen met zand.

Het opvullen van de ruimte onder de balk moet geschieden met behulp van duikers.

Men kan de balk goed op hoogte stellen door gebruikmaking van wartelstangen verbonden met de bovenkant van de damwand.

11.2 Uitvoeringsaspecten

Door het gebrek aan mogelijkheden tot visuele controle moet veel aandacht worden besteed aan de uitvoeringsaspecten.

Voor een gedeelte van de werkzaamheden onder water zijn duikers nodig, wat een kostbare zaak mag worden genoemd.

Vaak zijn in de bouwkuipen stempels aangebracht welke veel hinder geven tijdens het ontgraven van de kuip en ook tijdens het storten van het onderwaterbeton. Het is dus zaak het aantal stempels zoveel mogelijk te beperken.

Het heien van de trekpalen moet na het ontgraven gebeuren omdat ook dit moeilijkheden zou kunnen opleveren tijdens het ontgraven. Dit heien moet overigens met de grootst mogelijke precisie gebeuren in verband met de sparingen in de geprefabriceerde wapeningsnetten, zowel in horizontale- als in verticale zin.

De damwanden moeten worden schoongemaakt door een schraapmechanisme en vervolgens schoon worden gespoten met een spuitlans. Controle hierop moet door duikers worden uitgevoerd.

Verder moet aandacht worden besteed aan de verbinding van de palen met de vloer.

Ten aanzien van de geprefabriceerde netten zijn de volgende aspecten van belang:

- * voldoende stijfheid van de wapeningsnetten.
- * voldoende heis-capaciteit op het werk.
- * goede support-en geleidingsconstructie voor het net, bevestigd aan de palen.
- * voldoende grote maaswijdte in verband met de weerstand die het beton tijdens het storten ondervindt.
- * de stekeinden voor de wanden van de permanente constructie moeten vooraf in het net worden geplaatst

- * ter plaatse van de sparingen voor de palen moet door duikers wapening worden bijgelegd.
 - * door beurtelings de wapening van het ondernet en het bovennet uit te laten steken, kan een overlap tussen de geprefabriceerde netten worden gerealiseerd.
- Op de bovenstaande vragen wordt in de tweede fase van dit project een afdoende antwoord gezocht.

Stortmethode

Zoals uit hoofdstuk 10 is gebleken verkrijgt men met de Hop-dobber methode een relatief goede onderwaterbetonlaag met een minimale variatie in het oppervlak van de vloer.

De toepassing van een bovenwapeningsnet bemoeilijkt echter het storten met behulp van deze methode door de schotel aan de onderzijde van de dobber.

Het is wellicht mogelijk ter plaatse in dit bovenwapeningsnet een gat uit te sparen waardoor men de dobber door dit wapeningsnet kan steken; dit is alleen in het begin van een stort noodzakelijk.

Ook kan men de specie in de beginfase van een stort laten vallen door het boven- en onderwapeningsnet wat echter de kwaliteit van de onderwaterbetonlaag niet ten goede komt door optredende ontmenging. Het is ook mogelijk om **colloïdaal beton** toe te passen waarbij gebruik wordt gemaakt van polymeren om de beton tegen uitspoeling te behoeden.

Dit probleem wordt in de tweede fase van dit project nader onderzocht.

11.3 Toepassingen van gewapend onderwaterbeton.

Er zijn verschillende projecten met gewapend onderwaterbeton uitgevoerd waarbij men ook proeven heeft gedaan om meer kennis te vergaren op het gebied van gewapende vloeren onder water.

De projecten zijn echter tot nu toe op kleine schaal uitgevoerd, te weten een tunnel (8.7 x 190 m), een gedeelte van de bouwkuij van de Zeeburgertunnel, een gemaal, een aflat werk en drie brugpijlers.

De resultaten van enkele van deze proefnemingen zijn verwerkt in het CUR-VB rapport 102 'Gewapend onderwaterbeton'.

Andere gegevens zoals de ervaringen met de Zeeburger-tunnel zijn gehaald uit artikels uit het maandblad 'Cement'.

Deze gegevens zijn verwerkt in de voorgaande beschrijvingen.

12. Voorlopige conclusie

Zoals aan het begin van hoofdstuk 11 werd gesteld is de keuze tussen een gewapende- of een ongewapende betonvloer een economische keuze.

In het CUR-VB rapport 102 wordt een kostenvergelijking gemaakt voor een tunnelmoot (150 x 13 m) deeluitmakend van een tunnel met grote lengte.

De ene variant wordt uitgevoerd met behulp van een ongewapende onderwaterbetonvloer waarop vervolgens met de eigenlijke constructie kan worden begonnen.

De tweede variant wordt uitgevoerd met behulp van een vloer van gewapende onderwaterbeton. Deze vloer wordt later opgenomen in de permanente constructie.

Bij het opstellen van de begrotingen is van het volgende uitgegaan:

- de prijzen en lonen zijn gebaseerd op het prijspeil van het eerste kwartaal van 1976.
- er is geen rekening gehouden met verdere detaillering, zoals waterdichte bekleding van de tunnel, stortvoegen, sparingen etc.
- de kosten voor het trekken van de damwanden zijn bij beide varianten hetzelfde gehouden.
- de tijdsduur van de uitvoering is bij beide varianten hetzelfde gehouden.
- de leveringen zijn franco werk.

Voor de beide varianten zijn kostprijzen berekend.

De resultaten (totaalprijzen):

* <u>ongewapende</u> variant:	f 5.031.269,-
* <u>gewapende</u> variant:	f 4.338.773,-

Het toepassen van gewapend onderwaterbeton geeft in dit geval een aanzienlijke kostenbesparing te zien.

De conclusie van dit rapport is dat de gewapende onderwaterbeton vloer de verwachtingen wekt dat een aanzienlijke kostenbesparing kan worden bereikt.

Literatuurlijst

- CUR-VB rapport 102 'Gewapend onderwaterbeton'
- Dictaat F9 'Waterbouwkundige kunstwerken en constructies'
Prof. Ir. Glerum.
- Dictaat g80 'Funderingstechnieken'
Prof. Ir. v. Weele
- Moderne funderingstechnieken
Prof. Ir. v. Weele
- Methoden ter voorkoming van opdrijven van constructies in
grondwater. Uitgave KIVI, sectie tunneltechniek.
- Dictaat U3a 'Beton, Samenstelling, Fysisch en mechanisch
gedrag'
Prof. Dr. Ir. de Haan
- Theorie en praktijk van het gewapend beton (2 delen)
Prof. Dr. Ir. Bruggeling
- Cement 1987 'Constructief onderwaterbeton bij de Zeeburger
tunnel'
- Cement 1983 'Storten van onderwaterbeton met de Hop-dobber'
- Cement 1982 'Constructief onderwaterbeton'
- Cement 1983 'Onder water storten van vloeibeton'
- Cement 1981 'Onderwaterbeton constructief toegepast'

Checklist voor het ontwerpen van gewapend onderwaterbetonvloeren

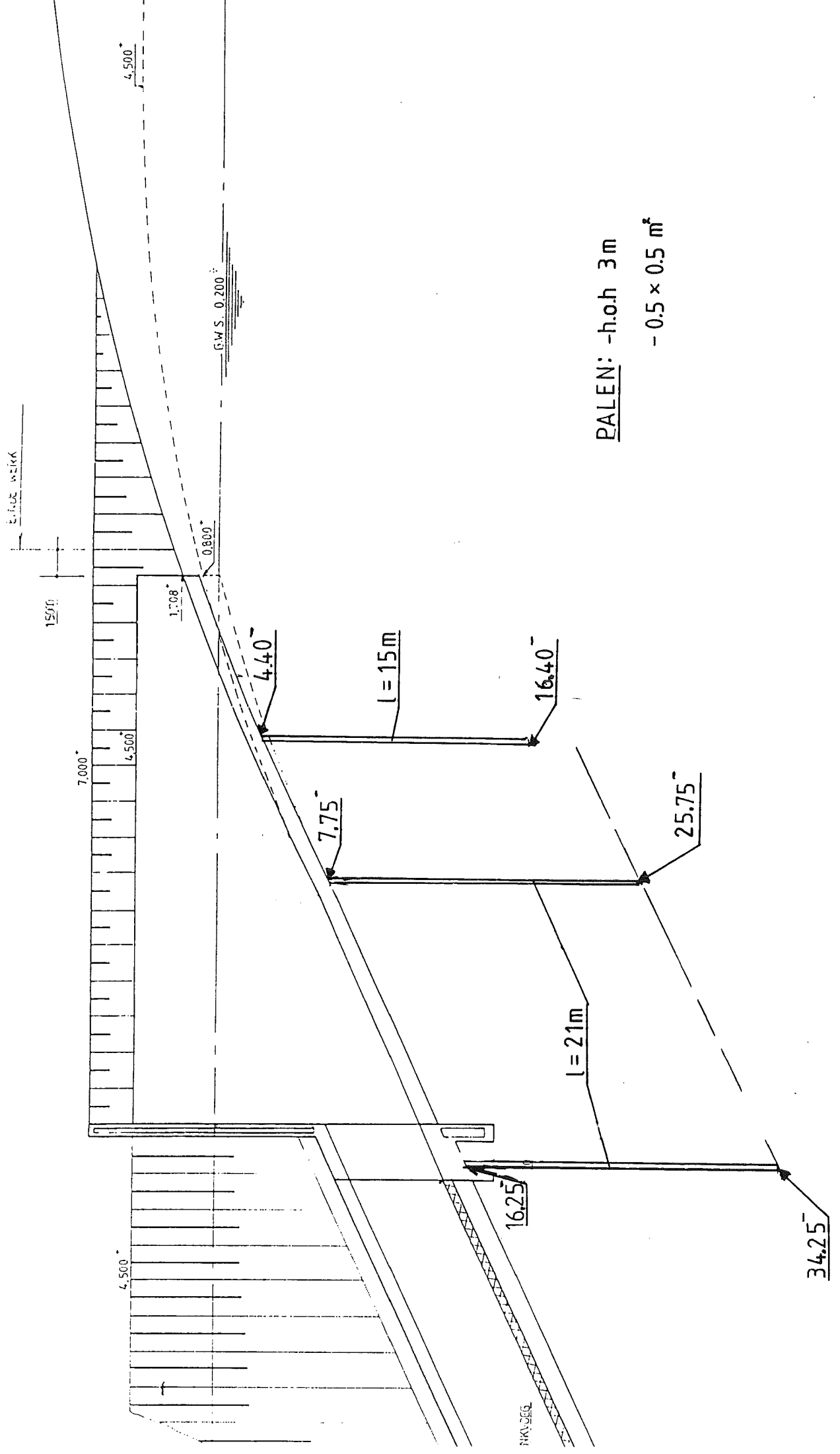
1. Heien damwanden
 - welke profielen moeten worden toegepast
 - hoe diep moeten de damwanden worden ingeheid
 - afstand tussen de damwanden
 - controle of de damwanden in het slot staan
2. Ontgraven bouwkuip
 - wat moet de ontgravingsdiepte worden
 - moet er grondverbetering worden toegepast
 - moet er gestempeld of verankerd worden
3. Heien palen
 - welke paaltypen moeten worden toegepast
 - welke paalafstand
 - welke inheidiepte
 - welke palen moeten worden schoorgeheid
 - kan de heistelling alle plaatsen goed bereiken
4. Plaatsing wapeningkorven
 - wat zijn de afmetingen van de elementen
 - welke wapeningsdoorsneden
 - hoe wordt de supportconstructie uitgevoerd
 - hoe is de verbinding met de palen
 - hoe is de verbinding met de korven onderling
 - hoe is de verbinding tussen de vloer en de betonnen wanden
5. Plaatsing voegconstructie
 - hoe zijn de voegbalken precies vormgegeven
 - hoe is de verbinding tussen de voegbalken en de rest van de vloer
 - hoe kan de balk goed gesteld worden
 - verbinding van de damwanden en de voegbalk
6. Storten beton
 - wat is de betonsamenstelling
 - welke vloerdikte moet worden aangehouden
 - welke stortmethode is het beste
 - in hoeverre is er aanhechting van het beton met de wapening, de palen, de voegbalk en de damwand.
7. Droogmalen bouwkuip
 - wat te doen als de vloer na uitvoering niet waterdicht blijkt.
8. Wanden storten en permanente stempels
 - wat is de dikte van de betonnen wanden
 - wat is de wapeningdoorsnede
 - moeten er permanente stempels worden geplaatst

9. Zandlaag op de onderwaterbetonvloer en aanleg drainage
 - wat is de dikte van de zandlaag
 - wat is de korrelgrootte van het zand
 - welk waterbezwaar wordt verwacht
 - wat is de diameter van de drainagebuizen

10. Asfalt rijdek aanleggen
 - wat is de dikte van de asfaltlaag
 - wat gebeurt er als de asfaltlaag moet worden vervangen

11. Grondaanvulling tussen damwanden en betonnen wanden
 - met welke grond moet worden aangevuld

12. Trekken damwanden
 - moeten de damwanden wel of niet worden getrokken en zo ja hoe dan
 - is de fundering berekend op de effecten in geval van trekken



PALEN: -h.o.h 3m
 - 0.5 x 0.5 m²

AS NIEUWE WATERWEG

AS VA

EINDWERK

NAP.

S.
G.
G.

79 000

15 000

6 000

6 000

1 750

2 120

520

7.25

l = 15m

20.20

l = 21m

10.50

28.50

9.010

SLUITVOEG

16.000

22.930

25.25

25.457

25.457

1000

PALEN : -h.o.h 3m
- 0.5 x 0.5 m²

