

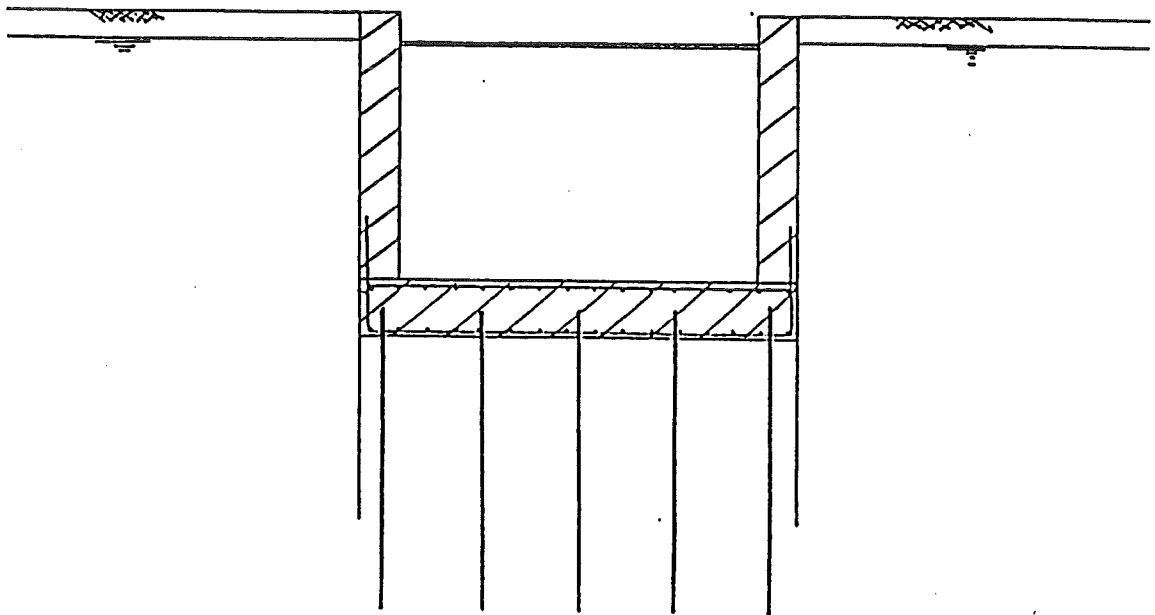
VERSIE 28/8/91

Hierin staat de opmerking
van Tan, die in mijn hand-
schrijf, die Bos in de
eindversie heeft
verrukt.

Gewapend- en ongewapend onderwaterbeton bij de afritten van de Blankenburgtunnel

EINDRAPPORT

F.A. Bos



Augustus 1991.

**Gewapend- en ongewapend
onderwaterbeton bij de
afritten van de Blankenburg tunnel**

Augustus 1991.

Voorwoord

Dit eindrapport is het vervolg op de voorstudie genaamd 'Bouwmethoden voor de afritten van de Blankenburgtunnel' en gaat dieper in op de materie van het onderwaterbeton. Tijdens mijn afstudeerwerk hebben een aantal mensen mij ter zijde gestaan en graag wil ik van de gelegenheid gebruik maken om deze mensen te bedanken: Prof. Ir. Glerum, Ir. Tan, Ir. Wisse en medewerkers (in het bijzonder), Ir. Leeuw en medewerkers en de mensen van de Bouwdienst Rijkswaterstaat afdeling Tunnelbouw.

Img. v
F.A. Bos

Delft, augustus 1991.

*Img
v*

Samenvatting

Dit eindrapport is het vervolg op het voorstudierapport 'Bouwmethoden voor de afritten van de Blankenburgtunnel'. Daarin is besloten een verdere uitwerking te maken van de alternatieven waarbij gebruik wordt gemaakt van respectievelijk **gewapend en ongewapend onderwaterbeton**.

Hiertoe zijn voor de afritten van de Blankenburgtunnel beide voorgenoemde alternatieven uitgewerkt.

Zo wordt er ingegaan op de dimensionering van de onderwaterbeton-vloeren, de damwanden, de stempels, de ankers, de gordingen en de betonconstructies.

Vervolgens wordt ingegaan op de **gewapende onderwaterbetonvloer** met aandacht voor constructieve aspecten en uitvoeringstechnische aspecten zoals de oplegging van de wapeningskorven op de palen, de supportconstructie (ter ondersteuning van de wapeningsstaven), de dimensies van de korven, de waterdichtheid van de vloer en de geprefabriceerde dilatatievoegen.

Uit de in dit rapport gemaakte, en toegelichte uitvoerings-planningen blijkt dat er met gewapend onderwaterbeton een besparing op de uitvoeringstijd kan worden behaald.

Tevens vindt men in dit rapport een kostenraming van beide alternatieven (één met toepassing van gewapend onderwaterbeton, en één met toepassing van ongewapend onderwaterbeton) voor de bouwkuip Zuid van de Blankenburgtunnel.

Het bleek dat het alternatief met gebruik van **gewapend onderwaterbeton** ongeveer 10% **duurder** was dan het alternatief met gebruik van ongewapend onderwaterbeton.

Mede door dit economisch aspect en door de complexe en, uitvoeringstechnisch gezien, moeilijke uitvoering van een gewapende onderwaterbetonvloer wordt geadviseerd af te zien van de toepassing van gewapend onderwaterbeton. *in dit geval*



Inhoudsopgave

blz.

H1. Inleiding	7
H2. Dimensionering afrit in gewapend en ongewapend onderwaterbeton	8
2.1 Inleiding	8
2.2 Aannamen en uitgangspunten	9
2.3 Ongewapend onderwaterbeton	13
2.3.1 Inleiding	13
2.3.2 Paalfundering en vloerdikte	13
2.3.3 Damwand/stempels/ankers/gordingen	20
2.3.3.1 Damwand	20
2.3.3.2 Stempels/gordingen/ankers	23
2.3.4 Definitieve constructie vloer/wanden/stempels/gordingen	28
2.3.4.1 Betonvloer	28
2.3.4.2 Keerwanden beton	28
2.3.4.3 Permanente stempels	30
2.3.4.4 Permanente gordingen	33
2.3.4.5 Gesloten gedeelte	34
2.4 Gewapend onderwaterbeton	36
2.4.1 Inleiding	36
2.4.2 Paalfundering en vloerdikte	37
2.4.3 Damwand/stempels/ankers/gordingen	44
2.4.3.1 Damwand	44
2.4.3.2 Stempels/ankers/gordingen	45
2.4.4 Definitieve constructie vloer/wanden/stempels/gordingen	47
2.4.4.1 Betonvloer	47
2.4.4.2 Keerwanden beton	47
2.4.4.3 Permanente stempels en gordingen	49
2.4.4.4 Gesloten gedeelte	51
H3. Bouwmethode gewapende onderwaterbetonvloer	52
3.1 Inleiding	52
3.2 Springen in het ondernet	53
3.3 Verbinding paal - onderwaterbetonvloer	54
3.4 Support- en oplegconstructie	55
3.5 Ondersplijtnet	59
3.6 Consequenties van de stempels voor de korven	62
3.7 Consequenties van de gordingen voor de korven	63
3.8 Verbinding van de wapeningskorven onderling	64
3.9 Wapening bij de damwanden	66
3.10 Waterdichtheid onderwaterbetonvloer	71
3.11 Dilatatievoegen	79
3.12 Storten van het onderwaterbeton	86

H4. Uitvoeringsplanningen	90
4.1 Inleiding	90
4.2 Uitvoeringsplanning ongewapend onderwaterbeton	92
4.3 Uitvoeringsplanning gewapend onderwaterbeton	100
H5. Kostenramingen	110
5.1 Inleiding	110
5.2 Kostenveroorzakers ongewapend onderwaterbeton	112
5.3 Kostenveroorzakers gewapend onderwaterbeton	113
5.4 Kostenvergelijking tussen ongewapend en gewapend O.W.B.	115
H6. Conclusies en aanbevelingen	118

Literatuurlijst

Bijlagen:

Bijlage 1:	Indringing waterspiegel
Bijlage 2:	Grondgegevens
Bijlage 3:	Moot- en kuipindeling
Bijlage 4:	Dimensionering alternatief in ongewapend O.W.B.
Bijlage 5:	Dimensionering alternatief in gewapend O.W.B.
Bijlage 6:	Support en oplegconstructie
Bijlage 7:	Uitvoeringsplanningen
Bijlage 8:	Kostenramingen

Hoofdstuk 1 Inleiding

In de voorstudiefase zijn een aantal alternatieven onderzocht met betrekking tot het construeren van tunnelafritten waarbij de belangrijkste randvoorwaarde was het niet verlagen van de grondwaterstand tijdens de bouwfase. De open bouwput met bemaling was dus uitgesloten.

De verschillende methoden waren:

- damwanden in combinatie met een waterdichte grondlaag op diepte.
- damwanden met een injectielaag op diepte.
- open bouwput met waterdicht vlies.
- damwanden in combinatie met ongewapend onderwaterbeton.
- damwanden in combinatie met ongewapend onderwaterbeton en een trekpaalfundering.
- damwanden in combinatie met **gewapend** onderwaterbeton en een trekpaalfundering.

De voor- en nadelen van deze verschillende methoden werden afgewogen en toegelicht.

Aan het einde van de voorstudie is besloten de methoden met **gewapend- en ongewapend onderwaterbeton in combinatie met een trekpaalfundering** nader uit te werken. De reden hiervoor was dat in CUR-VB-rapport 102 'Gewapend onderwaterbeton' melding werd gemaakt dat de variant met gewapend onderwaterbeton goedkoper zou zijn dan de variant met ongewapend onderwaterbeton.

Hiertoe is voor de afritten van de Blankenburgtunnel met gebruik van zowel gewapend onderwaterbeton als ongewapend onderwaterbeton, een gedetailleerd ontwerp gemaakt. De wijze van dimensionering van de verschillende elementen wordt in hoofdstuk 2 nader toegelicht.

Bij een gewapende onderwaterbetonvloer spelen speciale problemen welke in hoofdstuk 3 worden behandeld. Hier wordt ingegaan op de geprefabriceerde wapeningskorven, de oplegging ervan en de supportconstructies. Andere aandachtspunten zijn: de dilatatievoegen en de waterdichtheid van de vloer.

In hoofdstuk 4 wordt de gedachtengang achter de bouwplanningen behandeld. De bouwplanningen zelf vindt men in bijlage 7.

Als laatste is een kostenraming gemaakt voor **beide** ontwerpvarianten (gewapend- en ongewapend onderwaterbeton). In hoofdstuk 5 worden de kostenaspecten kwalitatief besproken. De resultaten van de kostenramingen vindt men in bijlage 8.

In hoofdstuk 6 worden de conclusies getrokken en worden enige aanbevelingen gedaan.

Hoofdstuk 2: Dimensionering tunnelafritten met gewapend en ongewapend onderwaterbeton

2.1. Inleiding

In de bijlagen van dit rapport staan de berekeningsresultaten en technische tekeningen welke zijn gebaseerd op de in dit hoofdstuk vermelde berekeningsmethoden.

Vooraf moet gezegd worden dat er twee ontwerpen zijn gemaakt, namelijk:

- * één ontwerp waarbij gebruik wordt gemaakt van ongewapend onderwaterbetonvloer met daarbovenop een gewapende definitieve vloer en -wanden welke in een drooggepompte bouwkuip worden gemaakt.
- * één ontwerp waarbij gebruik wordt gemaakt van gewapende onderwaterbetonvloer die wordt gemaakt op de bodem van een bouwkuip welke vol staat met water.

Allereerst wordt in paragraaf 2.2 ingegaan op enkele aannamen die ten grondslag liggen aan de berekeningen.

In het daaropvolgende paragraaf 2.3 wordt ingegaan op het ontwerp van de variant met de ongewapende onderwaterbeton- vloer en wordt een toelichting gegeven op de berekeningsmethoden en berekeningsgrondslagen voor de dimensionering van onderwaterbetonvloeren en palen (subparagraaf 2.3.2), de dimensionering van de damwanden en de stempels (subparagraaf 2.3.3), en de dimensionering van de gewapend beton vloeren en de gewapend beton wanden, inclusief stempels, gordingen en het gesloten gedeelte. (subparagraaf 2.3.4).

In paragraaf 2.4 wordt ingegaan op het ontwerp van de variant met de gewapende onderwaterbetonvloer en wordt een toelichting gegeven op de berekeningsmethoden en berekeningsgrondslagen voor de dimensionering van de gewapende onderwaterbetonvloeren en palen (subparagraaf 2.4.2), de dimensionering van de damwanden en de stempels (subparagraaf 2.4.3), en de dimensionering van de gewapend beton wanden, inclusief stempels, gordingen en het gesloten gedeelte. (subparagraaf 2.4.4).

2.2. Aannamen en uitgangspunten

Aan de berekeningen die zijn gemaakt, liggen een aantal aannamen ten grondslag welke zo goed mogelijk uit de bestaande tekeningen en andere informatiebronnen zijn afgeleid. (Zie hiervoor de literatuurlijst). In dit voorontwerpstadium zijn deze aannamen voldoende nauwkeurig; wanneer het ontwerp een definitiever karakter krijgt, moeten deze aannamen nog wel worden gecontroleerd.

De aannamen en uitgangspunten zijn in drie rubrieken gerangschikt:

- aannamen met betrekking tot de geometrie van de afrit
- aannamen met betrekking tot de materialen (beton, staal, grond).
- aannamen met betrekking tot het water en grondwater in de omgeving.

* Geometrische aannamen

- de maaiveldhoogten:
 - * Noordzijde NAP -1.20 m
 - * Zuidzijde NAP +1.00 m
- in verband met verkeerstechnische aspecten mag de helling van de afrit niet meer dan 4.5% bedragen.
- de breedte van de bouwkuip bedraagt 24 m; dit is voldoende voor een 2 x 2 strooks weg en enige extra ruimte voor de wanden, de zij- en de middenbermen. Op de vraag of er nog een extra kruipstrook moet worden aangelegd is niet ingegaan daar de extra afritbreedte die daarmee gemoeid is, van minder belang is voor de uiteindelijke kostenvergelijking tussen beide varianten.
- het is te adviseren de mootlengte en dus de afstanden tussen de dilatatie-voegen rond de 20 m te kiezen in verband met het gevaar voor het optreden van krimp- en temperatuurscheuren.

De volgende mootlengten zijn gekozen:

 - * mootlengte noordzijde is 20.4 m
 - * mootlengte zuidzijde is 23.5 m.

Deze maten zijn gebaseerd op de totale benodigde afritlengte en de eis dat alle moten even lang moeten zijn in verband met de bekisting voor de vloer en wanden.

De stortmoten moeten waterdicht met elkaar verbonden worden daar de afrit zich voor het grootste gedeelte onder de grondwaterspiegel bevindt.
- het tunneltracé is in lengterichting licht gekromd waardoor de rijbaan in de dwarsrichting van de afritten onder een helling van 1:40 komt te staan. (verkanting)

- onder het gesloten gedeelte van de afritten moet een waterkelder komen te liggen om te voorkomen dat het regenwater in het gesloten gedeelte van de tunnel komt. Hiertoe moet het water via roosters in de rijvloer worden afgevoerd naar de waterkelder vanwaar het weer weg wordt gepompt.
- boven het gesloten gedeelte van de afritten kan een bedieningsgebouw worden geplaatst vanwaar alle tunnel-voorzieningen zoals verlichting, ventilatie en camera's etc kunnen worden bediend. Eventueel kunnen in dit bedieningsgebouw de ventilatie-schachten worden geplaatst.
- de afritten moeten worden doorgezet tot minstens 1 meter boven de grondwaterspiegel in verband met het opvriezen van het wegdek en het grondwater; maatgevend hierbij is de onderwaterbetonlaag welke het diepst gelegen is. ↑
onged. 1 m
boven
grondwater
stand
- in de inritten moet over een afstand van ten minste 100 m een daglichtrooster worden geplaatst om een geleidelijker overgang te krijgen tussen de verschillende lichtintensiteiten in de tunnelbuis en het bovengrondse tracé.
- om al te ongelijke zettingen te voorkomen tussen de starre constructie (de afrit) en het maaiveldgedeelte van de weg welke gefundeerd is op staal, moeten stootplaten worden toegepast welke aan één zijde zijn opgelegd op de afrit zodat een geleidelijker overgang ontstaat.

* Aannamen met betrekking tot de materialen

- profiel is geschematiseerd en voor de verschillende grondlagen zijn aannamen gedaan voor de hoek van inwendige wrijving ϕ , voor de hoek van wrijving tussen de grond en de damwanden δ , en voor het soortelijk gewicht γ . In de bijlagen worden de ze aannamen, voor zowel de noord- als zuidzijde, vermeld.
- voor het gebruikte gewapende beton voor wanden, vloeren en stempels met uitzondering van onderwaterbeton: B35. Hogere kwaliteiten zijn niet noodzakelijk.
- voor de onderwaterbeton moet een betonkwaliteit B25 minimaal worden behaald. Bij het ontwerp is hiervan uitgegaan. Uit de ervaringen met het toepassen van (gewapend) onderwaterbeton blijkt dat deze kwaliteit haalbaar is.

- betonstaalkwaliteit FeB 500 met een vloeispanning van 500 N/mm². Deze kwaliteit wordt toegepast omdat er dan in totaal minder wapening hoeft te worden gebruikt (minder mm² staal). Vooral bij de gewapende onderwater-betonvloer is dit voordelig omdat men dan kan overstappen naar een grotere maaswijdte.
- staalkwaliteit Fe360 voor de damwanden, de gordingen, en de stempels. De vloeispanning bedraagt 240 N/mm². Dit is de goedkoopste staalsoort en tevens goed lasbaar.
- **Voor alle gewapend beton constructie-onderdelen is alleen een sterkteberekening gemaakt. Een controle op scheurwijdte moet nog geschieden.** Uit deze scheurwijdte- controle kan nog naar voren komen dat er extra wapening moet worden toegepast. Wel is rekening gehouden met de spanningen welke kunnen ontstaan door de aanhechting van jong op oud beton.

* Aannamen met betrekking tot water en grondwater

- de grondwaterstanden:
 - * Noordzijde NAP -2.25 m
 - * Zuidzijde NAP -0.20 m
- de waterstand in de Nieuwe Waterweg welke als maatgevend is gesteld voor de opwaartse druk onder de vloer, is de waterstand die 1 maal per 5 jaar optreedt en is ongeveer NAP +2.00 m.
 Deze waterstand doet zijn invloed over ongeveer 100 m landinwaarts gelden. Na deze afstand nadert deze waterstand de grondwaterstand. Voor de berekening is het verloop van de grondwaterstand lineair genomen terwijl deze in werkelijkheid parabolisch verloopt. Tevens moet men rekening houden met de invloed van het getij op de grondwaterstand (zie bijlage 1).
 In de bijlagen wordt nader ingegegaan op de bepaling van de invloedsafstand l van de buitenwaterstand welke in werkelijkheid geen constante waarde heeft doch een variabele waarde (getijde-beweging). Tevens wordt hierbij vermeld dat de hoge buitenwaterstanden (bijvoorbeeld stormvloedstanden) slechts van korte duur zijn en dat zij dus van weinig invloed zijn op de grondwaterstanden. Bij nog hogere waterstanden met een kans van optreden van 1 x per 10.000 jaar ($P = 10^{-4}$) welke slechts enkele uren aanhouden is de invloed op de grondwaterstanden nog kleiner. Dit hangt uiteraard af van de grondsoort ter plaatse ofwel van de doorlatendheid k van deze, van belang zijnde, grondlaag.

- de dijk kruinhoogten van de kanteldijken is gesteld op NAP +6,00 m; de taludhelling is 1:2 á 1:3. Deze informatie is afkomstig uit de al eerder gemaakte tekeningen. Bij de kanteldijken hoeft men mindere mate rekening te houden met windopzet en golfoploop. Aldus kunnen deze kanteldijken lager zijn dan de primaire waterkeringen.

- Het gesloten gedeelte maakt deel uit van de primaire waterkering. De aansluiting tussen de betonconstructie van de afrit en de aanliggende dijktracés moet waterdicht zijn. Dit kan men bewerkstelligen door een damwand in te storten (of een betonwand aan te storten) loodrecht op de as van de tunnel welke over een aantal meters wordt doorgezet in het dijklichaam. Dit zijn eigenlijk de achterloopsheidschermen zoals die ook worden toegepast bij sluizen. Dit betekent dat er ook onderloopsheidschermen moeten worden aangebracht onder het gesloten gedeelte van de afrit. Het plaatsen van een damwand om de lekweglengte te doen toenemen is een voldoende maatregel. De einddamwand van de bouwkuip kan hiervoor gebruikt worden.

2.3. Ongewapend onderwaterbeton

2.3.1. Inleiding

In dit hoofdstuk wordt nader ingegaan op de ontwerpvariant waarbij gebruik wordt gemaakt van een laag ongewapende onderwaterbeton ter afsluiting van de bouwkuiwbodem. Deze methode is al vaak toegepast zodat men dit de traditionele of beproefde methode kan noemen.

Na de verharding van de onderwaterbeton kan men de kuip droogpompen. Vervolgens legt men op de laag onderwaterbeton een nieuwe gewapende vloer welke wordt verbonden met de trekpalen, die door de onderwaterbetonvloer heen steken.

Op de dimensionering van de palen en de onderwaterbetonvloer wordt als eerste ingegaan. In de daaropvolgende subparagraaf wordt de dimensionering van de stalen damwanden, stalen stempels en stalen gordingen besproken. Als laatste wordt vermeld op welke wijze de definitieve betonwanden, betonstempels en betongordingen en in het geval van het gesloten gedeelte ook het betondak zijn gedimensioneerd. De dimensionering van het bedieningsgebouw is verder achterwege gelaten. Het bedieningsgebouw heeft voor beide methoden (gewapend en ongewapend onderwaterbeton) dezelfde dimensies zodat dit niet ter zake doet voor de uiteindelijke kostenvergelijking.

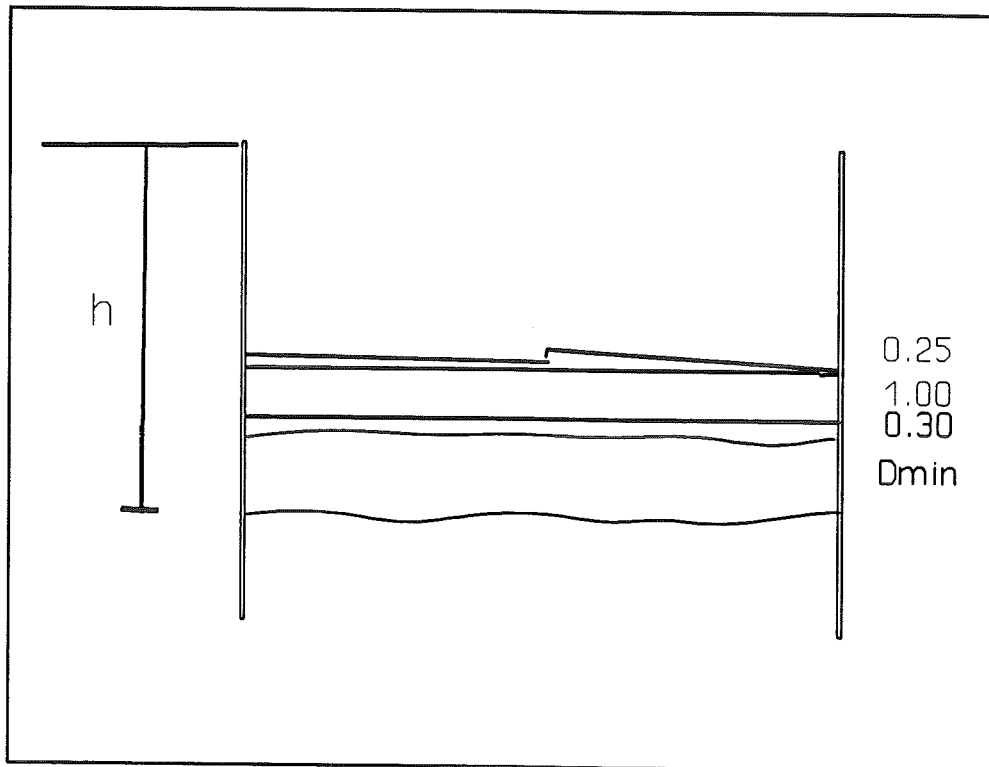
2.3.2 Paalfundering en vloerdikte

Het lengteprofiel van de tunnel ligt al vast en wordt als uitgangspunt gekozen voor de dimensionering van de tunnelafritten. Eerst moet er een dwarsprofiel worden geschetst met aannamen voor de verschillende constructieonderdelen, zoals de asfaltlaag, de constructievloer, de onderwaterbetonvloer en toleranties in de storten onderwaterbetonvloer. Daar de belastingen nog onbekend zijn kan men slechts met schattingen werken welke zijn gebaseerd op ervaringen. Het is nu mogelijk de diepteligging van de vloeren (onderwaterbetonvloer en de definitieve vloer) te berekenen door het terugrekenen vanaf het vastliggende wegdekniveau. Tevens is de plaatselijke grondwaterstand bekend (zie hoofdstuk 2) zodat de opwaartse waterdruk kan worden bepaald.

Nu kan men de belastingen berekenen en controleren of de gekozen constructiedikten voldoende zijn om deze belastingen op te nemen. Als dat niet mogelijk is dan moeten de constructieonderdelen dikker worden gemaakt waardoor automatisch ook de belastingen toenemen daar de vloeren dieper komen te liggen en dus de opwaartse druk groter wordt. Na een aantal malen deze berekening uitgevoerd te hebben kan men optimale dimensies afleiden voor de constructieonderdelen.

De volgende dimensies zijn aangenomen cq berekend:

- dwars-helling wegdek + asfalt in de afrit: 0.25 m
(aangenomen, hoeft niet gecontroleerd)
- dikte constructiebetonvloer: 1.00 m
(aangenomen en later gecontroleerd)
- tolerantie in het oppervlak onderwaterbeton: 0.30 m
(aan de boven en onderzijde)
(aangenomen)
- minimale dikte onderwaterbetonvloer: 0.8 - 2.00 m
(afhankelijk van de diepteligging van de stortmoot)
(berekend)



Afbeelding 1: aannamen voor dimensies

In de voorstudie is er gekozen voor een onderwaterbetonvloer in combinatie met een trekpaalfundering welke een deel van de opwaartse waterdruk opneemt.

De maatgevende bouwfase voor de onderwaterbetonvloer is de fase waarin de onderwaterbetonvloer de waterdrukken keert in combinatie met trekpalen waarbij de bouwkuip is drooggepompt.

De waterdruk onder de vloer mag worden vermindert met het eigen gewicht van de onderwaterbeton ($\gamma = 23 \text{ kN/m}^3$). De effectieve dikte d_{min} mag in dit geval worden verhoogd met enkele decimeters door de grote variaties in het boven- en onderoppervlak van de onderwaterbeton gezien het feit dat d_{min} wordt gebruikt (zie afbeelding 1). Dit is

gebleken uit de ervaringen die zijn opgedaan bij de werken die met deze methode zijn uitgevoerd.

De trekpalen moeten het resterende deel van de opwaartse belastingen voor hun rekening nemen.

Er geldt:

$$q_{opw} = 10 * H - 23 * d$$

$$A_{vloer} = \frac{P_{paal}}{q_{opw}}$$

d = vloerdikte onderwaterbeton

H = waterkolom

P_{paal} = toelaatbare paalbelasting (600 kN)

q_{opw} = opwaartse waterdruk

A_{vloer} = belast vloeroppervlak per paal

Hoe precies de verdeling is tussen de vloer en de palen voor het opnemen van de opwaartse kracht hangt af van een aantal factoren:

- * De vloerdikte van de onderwaterbeton kan men het best beperken tot dikte van 2.0 - 2.3 m, in verband met gevaar voor scheuren ten gevolge van hydratatiewarmte waardoor lekkage kan ontstaan. Dit is een bovengrens aan de dikte van de onderwaterbetonvloer. **Het resterende deel van de opwaartse waterdruk moet door de palen worden opgenomen.**
- * De palen die in deze variant zoveel mogelijk worden gebruikt zijn 60 tons palen. Dit zijn voorgespannen betonnen palen (0.45 x 0.45 m) welke een toelaatbare trekbelasting in het gebruiksstadium van 600 kN hebben. De paalafstanden mogen niet te klein zijn omdat er anders problemen ontstaan tijdens het heien door de grote verdichting van de ondergrond. Eén paal per 5 á 6 m² is een minimum maat voor A_{vloer} (**oppervlakte-criterium**).

Een aantal palen moeten vlak langs de damwanden worden geheid omdat de wanden daarop gefundeerd moeten worden. Met andere woorden: de randpalen hebben een vaste plaats waarbij het kan voorkomen dat deze palen minder opwaartse belasting voor hun rekening nemen omdat er minder vloeroppervlak per randpaal beschikbaar is.

De tussenliggende palen moeten aan het hiervoor genoemde oppervlaktecriterium voldoen opdat deze palen een niet te groot deel van de opwaartse belasting voor hun rekening nemen. Hierdoor wordt overbelasting van de palen voorkomen. Een andere mogelijkheid is de damwand als fundering voor de wanden te gebruiken, mits deze voldoende diep is ingeheid. Hierdoor kan men de palen die nodig zijn voor het opnemen van de opwaartse belasting beter over het mootoppervlak verdelen zodat alle palen gelijkmatig worden belast.

Gekozen is om de vloerdikte te beperken tot maximaal 2,0 m in verband met de hydratatiewarmte. Verder worden de betonwanden tegen de damwand gestort zodat deze wanden gedeeltelijk zijn gefundeerd op de damwanden.

De bouwkuipen op de Noord- en Zuidoever zijn verdeeld in een aantal compartimenten. Door het maken van deze compartimenten kan men het storten eenvoudig onderbreken. Per compartiment wordt de vloerdikte van de onderwaterbetonvloer constant gehouden omdat dit tot voordeel heeft dat het storten eenvoudiger kan gebeuren. Tussen de compartimenten kan men de vloerdikte variëren.

Voor elk compartiment is door variatie in vloerdikte en paalafstand naar een optimale combinatie gezocht volgens bovenstaande vergelijkingen .

Hierbij worden de palen zoveel mogelijk tot het toelaatbare trekdraagvermogen belast.

Hierbij werd op de volgende twee kostencriteria gelet:

- * aantal palen á f 2500,- per paal inclusief heien.
(voorgespannen betonnen heipalen, aangenomen lengte is 20 m)
- * en het aantal m³ onderwaterbeton á f 150,- per m³ (inclusief leveren en verwerken).

In het algemeen is het voordeliger om meer palen toe te passen in plaats van onderwaterbeton.

Naarmate de stortmotten hoger komen te liggen nemen de belastingen af waardoor steeds minder palen nodig zijn. Per stortmoot is het aantal palen bepaald die nodig zijn om de opwaartse belastingen op te nemen.

Als het niet mogelijk is met 60 tons palen de opwaartse belasting op te nemen, omdat dan de paalafstanden te klein worden, dan moeten MV-palen worden toegepast met een toelaatbare trekbelasting in het gebruiksstadium van 800 kN. Hierbij moet wel vermeld worden dat de kostenvergelijking anders uitvalt door de veel duurdere MV-palen á f 10.000,- per paal (inclusief leveren en verwerken, aangenomen lengte 20 m).

Bij enkele diepgelegen moten onder de gesloten gedeelten zijn deze palen toch toegepast omdat de paalafstanden te klein zouden worden en de vloerdikte te groot zou worden.

De vloer moet dan zodanig dik zijn dat de beton de **dwarskrachten en de buigend momenten** over kan dragen.

Er moet dus ook een controle op schuifspanningen en buigspanningen worden gedaan om na te gaan of de vloerdikte van het ongewapende onderwaterbeton voldoende is.

Voor de betonspanningen geldt een belasting-coëfficiënt van 1.7.

Er zijn 20 paal dat ook hier moet worden aangegeven. 2000 of 2000 met aanvullende

Schuifspanning:

$$t_d = \frac{T_d}{(4 \cdot 0.45 \cdot d)}$$

Waarin:

- t_d = schuifspanning < 0.450 N/mm² (B 25) (practische maat
Bouwdienst Rijkswaterstaat).
 T_d = dwarskracht in het bezwijkstadium
 d = dikte onderwaterbetonvloer

N.B.: Voor MV-palen geldt een andere omtrek!

Buigspanning:

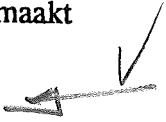
$$\sigma_b = \frac{M_u}{1/6 \cdot l \cdot d^2}$$

Waarin:

- σ_b = buigspanning < 0.91 N/mm² (B 25)
 M_u = $a \cdot q_{opw} \cdot l_x^2$ (moment in het bezwijkstadium)
Hierin is a een factor afhankelijk van de paalafstanden ofwel de
plaatafmetingen tussen 4 steunpunten (de palen) waarbij de vloer in alle
richtingen doorgaand is. Met behulp van de tabellen uit de GTB behorend
bij de Voorschriften Beton 1974/1984.
(paddestoelvloer)
De afstand l_x is hierbij de kortste randafmeting van de betreffende plaat.
 d = dikte onderwaterbetonvloer
 l = paalafstand
 q_{opw} = opwaartse waterdruk

Uit de berekeningen blijkt dat de dwarskracht in het algemeen maatgevend is. De overdracht van de schuifspanningen vindt plaats door het aanhechtingsoppervlak tussen paal en beton. Het kan voorkomen dat de dwarskracht zodanig groot wordt dat deze de toelaatbare dwarskracht overschrijdt. Men kan dit oplossen door de vloer dikker te maken zodat de spanningen afnemen; dit kost veel extra beton en is niet echt effectief. Men kan de oplossing ook zoeken in aanvullende maatregelen.

In het geval van MV-palen kan men denken aan het oplassen van stalen nokken; dit kan vooral voor de dieper gelegen moten een oplossing zijn waarbij gebruik wordt gemaakt van deze MV-palen.

Bij de voorgespannen betonpalen kan men denken aan het ^{rijpelen op} bouchardereren van het paalgedeelte dat in de vloer komt te zitten. 

Als de paalafstanden en de vloerdikten op bovenstaande wijze bepaald zijn dan moeten de verschillende inheidiepten van de palen voor de verschillende moten worden bepaald.

Dit gebeurt met behulp van de formule van Begemann:

$$T = O * (V_1 + a * V_2 + V_3) * f$$

Waarin:

T = grenstrekkkracht (bezwijkfase)

O = omtrek paaldoorsnede; bij de MV-paal is dit te beïnvloeden door de afmetingen van de paalpunt te veranderen.

V₁ = bijdrage wrijving bovenste 25% van de paallengte

V₂ = bijdrage wrijving middelste 50% van de paallengte

V₃ = bijdrage wrijving onderste 25% van de paallengte

a = reductiefactor voor de gevallen van alleen trek of wisselende trek-druk belastingen. Voor dit geval a=0.9.

f = paalfactor variërend van 0.3 voor gladde palen tot 1.0 voor in de grond gevormde palen.

Voorgespannen palen: f = 0.3 (stompe punt)

MV-palen: f = 0.8

Voor de palen geldt een belastingscoëfficiënt van 2.

In de formule van Begemann worden de bijdragen van klei en veen niet meegerekend omdat deze pas bij grotere verplaatsingen dan bij zand worden geactiveerd; ze houden echter wel een extra veiligheid in.

Slechts de **zandlagen** mogen in rekening worden gebracht.

Verder moet worden gecontroleerd of het volume aan grond dat door de palen kan worden gemobiliseerd voldoende is om de opwaartse waterdrukken te kunnen keren. **(kluiterium)**

Het gemiddelde volumiek gewicht ligt rond de 17.5 kN/m³.

Per strekkende meter paal kan dus 17.5 - 10 = 7.5 kN/m² neerwaartse belasting worden gemobiliseerd. Voor elke stortmoot is dit overigens verschillend daar steeds andere grondsoorten in andere verhoudingen voorkomen.

Het wrijvingscriterium (Begemann) is echter maatgevend.

De sonderingen:

De wrijvingsbijdragen in de formule van Begemann worden uit de sonderingsgegevens afgeleid.

Deze sonderingen moeten eerst worden aangepast omdat er een ontgraving en dus een ontlasting heeft plaatsgevonden waardoor de korrelspanningen en dus de sonderingswaarden lager worden.

De reductiefactor op de sonderingswaarden wordt samengesteld uit de korrelspanningen vóór de ontgraving en de korrelspanningen na de ontgraving.

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

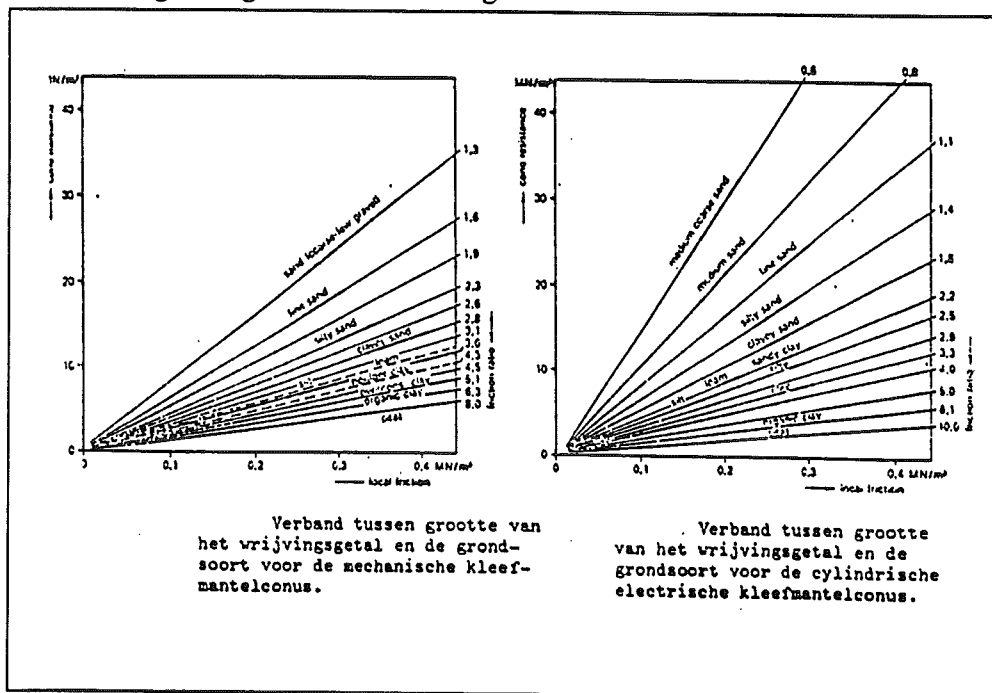
Tevens bestaat er een relatie tussen de gemeten conusweerstand en de wrijving in de betreffende grondlagen.

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

Waarin:

- W = wrijvingsweerstand in N/mm²
C_w = conusweerstand uit de sondeergrafiek (N/mm²)
a = coëfficiënt afhankelijk van de grondsoort
a = 1 voor zand
a = 3-5 voor klei
a = 9 voor veen (basisveen)

Ook kunnen de volgende grafieken worden gebruikt:



Afbeelding 2: Verhouding sondeerwaarde en kleefgetal

De sondeergegevens die ter beschikking stonden zijn niet voldoende nauwkeurig (vooral in de diepe, pleistocene lagen) om de paallengte met voldoende nauwkeurigheid te benaderen. Hier is nog een aanvullend onderzoek voor nodig.

Gewerkt is met een computerprogramma gebaseerd op de formules van Begemann; de hiermee verkregen lengte moet worden vergroot met een zekere overlengte daar de palen door de vloer heen moeten steken. In bijlage 4 ad B staan de resultaten vermeld.

Voor beide bouwmethoden (gewapend- en ongewapend onderwaterbeton) zijn echter dezelfde waarden aangehouden zodat dit de kostenvergelijking niet al te veel beïnvloed.

2.3.3 De bouwkuipen: Damwanden, Stempels, gordingen en groutankers

2.3.3.1 De damwanden

Met betrekking tot de damwanden zijn er twee bouwfases te noemen welke gecontroleerd moeten worden of zij maatgevend zijn:

1. de **ontgraven** bouwkuip **volstaand** met grondwater; vooral van belang in verband met de aanwezigheid van een laag Hollandveen van 2-3 m dikte welke in deze fase voor een extra ontgraving zorgt; dit geldt voor de bouwkuip op de Noord-oever. De damwand wordt in deze fase alleen belast door horizontale korrelspanningen.
2. de **leeggepompte** bouwkuip met op de bodem de **verharde onderwaterbetonlaag** welke tevens als tweede oplegpunt fungeert. –
De damwanden worden in deze fase belast door horizontale korrelspanningen en waterspanningen.

De grootheden welke tijdens de damwandberekening bepaald zijn:

- inheidiepte van de damwand
- maximum momenten in de damwand met de plaats waar deze optreden.
- stempelkrachten per strekkende meter

In het algemeen geldt er dat als de stempels lager worden geplaatst dat de momenten afnemen en de stempelkrachten snel toenemen. In de damwand treedt een **inklemmingsmoment** op en een **veldmoment**. De meest economische krachtsverdeling is de verdeling waarbij het veldmoment gelijk is aan het inklemmingsmoment, omdat dan het profiel optimaal wordt benut.

De methode welke in deze voorontwerpfase is gebruikt is de methode Blum. De beperking bij deze methode is het aantal ankers dat kan worden ingevoerd; bij de methode Blum is dat 1 anker cq. stempel.

Met de methode Blum worden de inheidiepte (inclusief 20% extra damwandlengte), momenten en stempelkracht bepaald.

Uiteraard moet nog worden bekeken of de damwanden voldoende stijfheid bezitten in verband met de toelaatbare vervormingen.

Een vervorming van 1/1000 van de kerende hoogte wordt als maximaal haalbaar geacht als alle maatregelen ter verstijving van de damwand worden toegepast. Hieronder verstaat men:

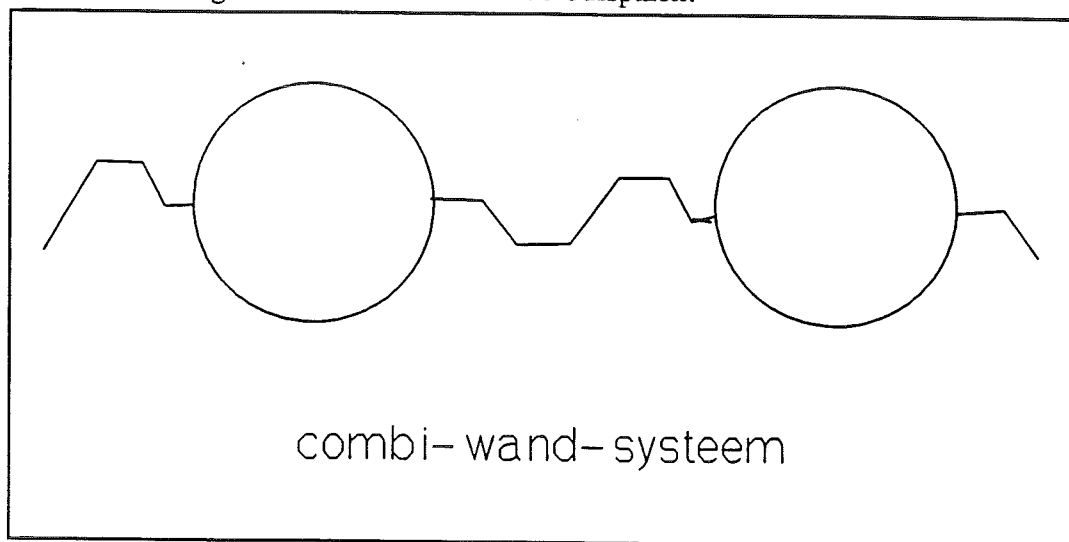
- * aanbrengen van (meerdere) stempellagen in plaats van ankers.
- * het in een zo vroeg mogelijk stadium van de ontgraving plaatsen van stempels.
- * overdimensionering van ankers en damwanden.
- * het dieper in heien van de damwanden.

Deze maatregelen zijn vooral van belang in geval van bebouwing in de directe omgeving van de bouwkuip. In het geval van de Blankenburgtunnel is er geen bebouwing in de directe omgeving van de bouwkuipen, zodat de eisen ten aanzien van de stijfheid kunnen worden versoepeld.

Hierbij wordt gesteld dat vervormingen tot 100 mm nog wel toelaatbaar zijn, **controle hierop moet nog geschieden.**

Er zal zo veel mogelijk van de gangbare damwandplanken (U-profielen) worden uitgegaan. Waar de kerende hoogte voor te grote momenten zorgt daar zal moeten worden overgegaan op een combiwand-systeem.

Dit combiwand-systeem bestaat uit stalen buispalen met daartussen damwandplanken; de buispalen zorgen voor het vereiste weerstandsmoment en de damwandplanken zorgen slechts voor afsluiting van de ruimte tussen de buispalen.

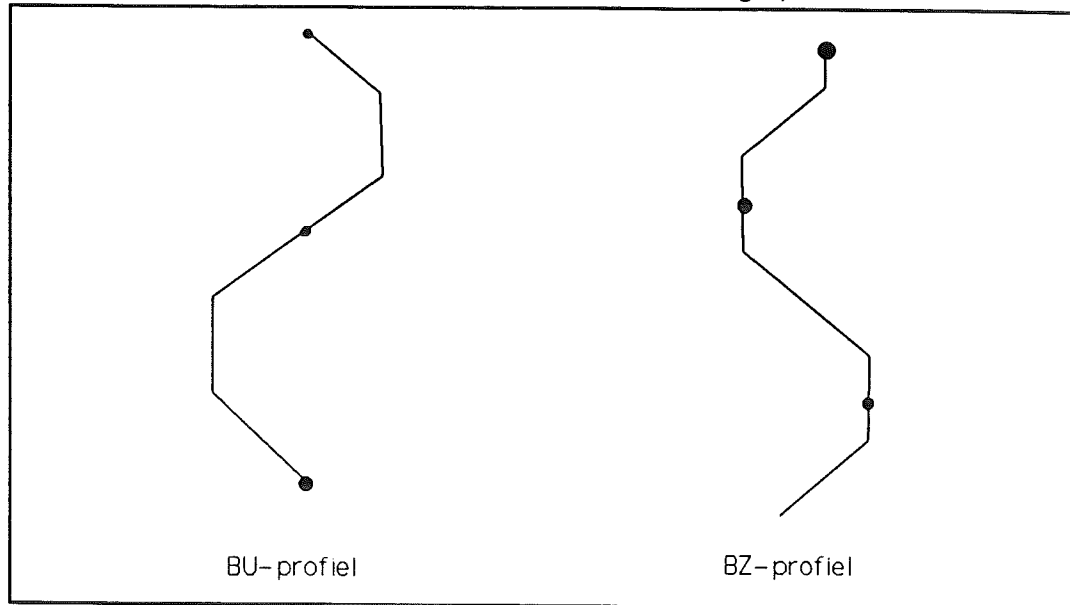


Afbeelding 3: Principe Combi-wand

De buispalen worden dieper weggeheid dan de damwandplanken.
De buitendiameters van de buispalen variëren van 1320 tot 2300 mm.
De damwandplanken tussen de buispalen zijn van het type BZ12. De resterende damwanden komen uit dezelfde BZ-serie.

Hierbij moet nog de volgende worden opgemerkt:

De damwanden van de BU-serie hebben tot nadeel dat in geval van slappe grond het weerstandsmoment moet worden gereduceerd. Deze damwanden hebben sloten welke in de neutrale lijn zijn gelegen. Dit is ongunstig in verband met de overdracht van schuifspanningen welke juist in de neutrale lijn hun maximale waarde bereiken. (zie onderstaande tekening). De damwanden van de BZ-serie hebben dit nadeel niet omdat de sloten zich daar in de uiterste vezel bevinden. (zie afbeelding 4)



Afbeelding 4: BZ- en BU-profielen

Verder zijn er nog damwanden toegepast ter compartimentering van de bouwkuip; dit heeft de volgende voordelen:

- * de overgangen in vloerdikte van het onderwaterbeton kan eenvoudiger worden gerealiseerd; nadelig zijn de hogere kosten met betrekking tot de plaatsing van deze extra damwanden.
- * de onderwaterbetonvloeren hoeven niet in één keer te worden gestort; dus minder problemen met aanhechting van oud op jong beton.
Een redelijke hoeveelheid beton wat in één keer kan worden gestort is ongeveer 4000 á 5000 m³ (10000 m³ is hierbij het maximum. Afhankelijk van de vloerdikte is dit 4 stortmoten per keer.

De staalkwaliteit van de damwanden is Fe360 met een vloeispanning van 240 N/mm². Er zijn ook hogere staalkwaliteiten beschikbaar (bv Fe520); deze kunnen hogere spanningen opnemen maar zijn duurder door de ingewikkelder vervaardiging en zijn moeilijker te lassen door de brose eigenschappen van deze staalsoort, daarom is toch gekozen voor Fe360.

De belastingcoëfficiënt is 1,5.

Weerstandmoment volgt uit de formule:

$$W = \frac{M}{240}$$

M = rekenwaarde moment per strekkende meter damwand inclusief belastingcoëfficiënt. (Nmm/m)

W = weerstandsmoment per strekkende meter (mm³/m)

Uit de tabellen met damwandprofielen met daarbij vermeldt de profieleigenschappen kan men een geschikt profiel kiezen.

N.B.: De damwanden mogen niet worden getrokken omdat er dan in de ondergrond een ontspanning optreedt. De horizontale korrelspanningen zullen hierdoor afnemen waardoor men niet meer kan rekenen op voldoende wrijvingsontwikkeling door de trekpalen, wat natuurlijk zeer gevaarlijk is. Vooral in geval van de buispalen komt een relatief groot volume vrij. De beslissende factor bij dit punt is de inheidiepte van de palen ten opzichte van de inheidiepte van de damwand.

2.3.3.2 De stempels, groutankers en gordingen

Uit de berekeningen met de methode Blum volgen ook de stempelkrachten. Deze stempelkrachten moeten weer met een belastingcoëfficiënt van 1,5 worden vermenigvuldigd daar het stalen stempels betreft.

In de diepere gedeelten van de bouwkuip is gekozen voor stempels. Dat hier niet is gekozen voor groutankers heeft te maken met de hoge waarden van de ankerkrachten wat bij de diepere gedeelten van de bouwkuip al gauw 2000 kN per anker (h.o.h. 5 m) wordt; dit is de gebruiksbelasting. Groutankers kunnen dit soort krachten niet verwerken.

Bij de keuze voor het gebruik van stempels moet men er zich terdege van bewust zijn dat deze stempels de bewegingsvrijheid in de bouwkuip beperken. Dit geldt zowel voor de stempelafstand ofwel de hart-op-hart afstanden als de stempelhoogte; voor beide geldt dat er voldoende werkruimte moet overblijven. Vooral in de ondiepere gedeelten van de bouwkuip geldt dat de stempelhoogte een bezwaar gaat vormen voor een goede en efficiënte uitvoering; men moet hierbij denken aan het storten met de Hop-dobber en in een later stadium het storten van de wanden op de vloer.

De stempels moeten zoveel mogelijk boven de grondwaterspiegel worden geplaatst.

Het bezwaar, van onvoldoende werkhoopte is op twee manieren weg te nemen:

- * door in de ondiepere gedeelten van de bouwkuip over te gaan op **groutankers**.
- * door het **verlengen van de damwanden** tot boven het maaiveldniveau en de stempel **boven** het maaiveld te plaatsen. Dit houdt uiteraard in dat er zwaardere damwand-profielen moeten worden toegepast omdat op deze wijze de afstand tussen de oplegpunten van de damwand, nl. de onderwaterbetonvloer en de stempels, toeneemt en dus ook de momenten in de damwand.

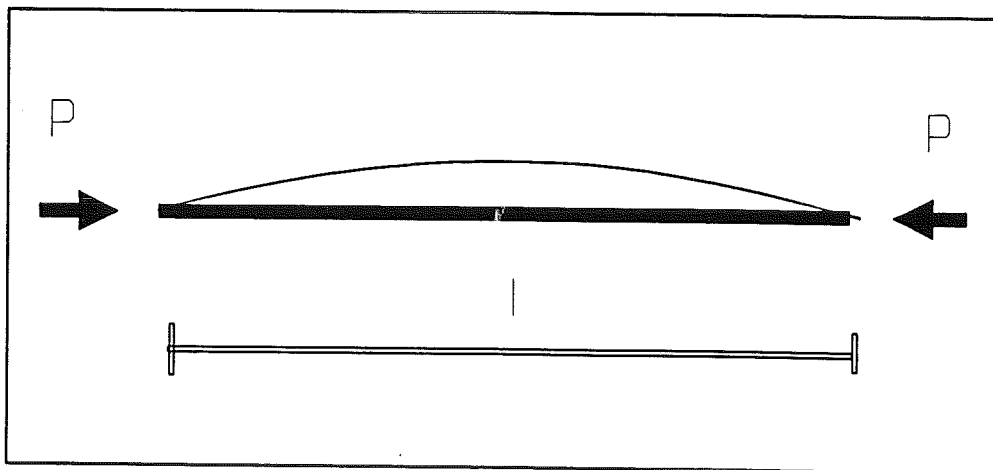
De stempels worden om de 5 á 10 meter geplaatst; hierbij moet rekening worden gehouden met de te **heien palen**. Alle plaatsen in de bouwkuip moeten goed te bereiken zijn voor de heistelling. Daar de damwanden in deze bouwphase nog niet volbelast worden (de bouwput staat nog vol met water) is er eventueel nog de mogelijkheid de stempels, welke dan ook niet volbelast zijn, te verplaatsen als de heiwerkzaamheden dit eisen. Uiteraard moet men hier niet van uit gaan bij het ontwerp.

De stempels zijn stalen buisprofielen met een diameter van 1000 - 1100 mm afhankelijk van de stempelkracht. De staalkwaliteit welke is gekozen, is Fe360 met een vloeispanning van 240 N/mm². Deze staalsoort is de goedkoopste staalsoort die er is te krijgen en heeft als andere voordelen: de taaiheid en de goede lasbaarheid.

Bij het dimensioneren van de stempels moet rekening worden gehouden met het knikverschijnsel.

Het knikcriterium is maatgevend in deze gevallen van hoge centrische drukbelasting. Uit de damwandberekening is de stempelkracht af te leiden; dit is een belasting q per strekkende meter damwand. Vermenigvuldiging met de hart-op-hart afstanden van de stempels geeft de stempelkracht P ; dit is een gebruiksbelasting.

De dimensionering op knik geschiedt als volgt:



Afbeelding 5: kniklengte stalen stempels.

$$A = \frac{P}{240}$$

Waarin:

P = de rekenwaarde voor de centrische drukkracht (N).

A = minimum benodigde staaloppervlak (mm²)

Er wordt voor een cirkelvormige doorsnede gekozen omdat dan de **traagheidsstraal i** voor elke richting hetzelfde en dat dus ook de kans op knik in elke richting hetzelfde is. Met de keuze voor een (dunwandig!) profiel is ook het **traagheidsmoment I** bekend.

$$I = \frac{\pi * d^3 * t}{8}$$

t = de wanddikte van het dunwandig profiel ($t \ll d$)

$$i = \sqrt{I/A}$$

De kniklengte l van de buis is 24000 mm (staaf tussen twee scharnieren).

$$\lambda = \frac{l}{i}$$

Volgens een tabel met knikcoëfficiënten w versus lambda is de knikcoëfficiënt te bepalen.

Verder moet nog rekening worden gehouden met het eigen gewicht q_g van de buis; door de lengte van 24 m kan een aanzienlijk buigend moment ontstaan.

Uitgaande van een ligger op twee scharnieren wordt dit moment:

$$M_g = 1,5 * 1/8 * q_g * l^2$$

Waarin:

M_g = rekenwaarde moment t.g.v eigen gewicht (Nmm)

q_g = eigen gewicht buis per strekkende millimeter (N/mm)

l = overspanning (mm)

Er moet nu gelden:

$$\frac{w * P}{A} + \frac{n}{n-1} \frac{M_g}{W} < 240 \quad \text{met: } F_c = \frac{\pi^2 EI}{l_k^2} \text{ en } n = \frac{F_c}{P}$$

Waarin:

- P = rekenwaarde voor de drukkracht (N)
w = coëfficiënt voor knikveiligheid (-)
A = staaldoorsnede (mm²)
M_g = moment t.g.v. eigen gewicht (Nmm)
W = weerstandmoment buis (mm³)

Na een aantal iteraties komt men tot een profiel dat voldoende knikveiligheid bezit.

Verder moet er nog een controle plaatsvinden op het ontstaan van **temperatuurspanningen**. Het uitzetten van de stempels wordt verhinderd door de damwanden waardoor extra spanningen kunnen ontstaan. Een grootte-orde berekening van de temperatuurspanningen is gegeven in bijlage 4 ad C. De bijdrage van deze temperatuurspanningen kan zeer groot zijn en kunnen zelfs in de loop der tijd groter worden: tijdens een koude nacht zullen de stempels krimpen; gevolg hiervan is dat de damwanden een stukje naar elkaar toe bewegen. De ruimte achter de damwand die hierdoor ontstaat wordt onmiddellijk opgevuld. De volgende dag is het warm; de stempels willen weer uitzetten maar de damwanden kunnen niet meer terugbewegen. Resultaat is dat de stempels nog minder bewegingsruimte hebben gekregen waardoor nog hogere spanningen kunnen ontstaan.

De temperatuurspanningen blijken in de berekende stempels nog toelaatbaar te zijn. De effecten van zettingen achter de damwand in combinatie met temperatuursbelastingen zijn NIET meegenomen.

De damwand aan het einde van de bouwkuip moet ook worden afgestempeld. Dit kan door middel van stempels onder een hoek van 45 graden (schoorstempels). De stempelkrachten van de einddamwand worden zo naar de damwanden in lengte-richting afgeleid en door wrijving in de grond afgevoerd.

Op de **groutankers** wordt in bijlage 4 ad C nader ingegaan. De groutankers worden toegepast daar waar de werkhoogte in de bouwkuip te klein wordt als stempels zouden worden toegepast. Uitgegaan is van ankers met een werkbelasting van 600 kN; de belastingcoëfficiënt is 1,6. De ankers zijn 30 m lang en hebben een groutlichaam van 7 m lengte. De ankers worden voorgespannen, de staalsoort is FeP 1770.

Omdat de damwand over de gehele lengte aan de bovenzijde moet worden gesteund zijn ook nog **gordingen** nodig, welke de krachten vanuit de damwand in de stempels leiden. Basis voor de dimensionering van de gordingen is de bovengenoemde belasting q per strekkende meter damwand. De gording wordt door deze belasting op buiging belast.

In het geval van een damwand in de vorm van een U-profiel is het maatgevende moment M in de gording, als wordt uitgegaan van een doorgaande ligger over meerdere steunpunten:

$$M = 1/12 q l^2$$

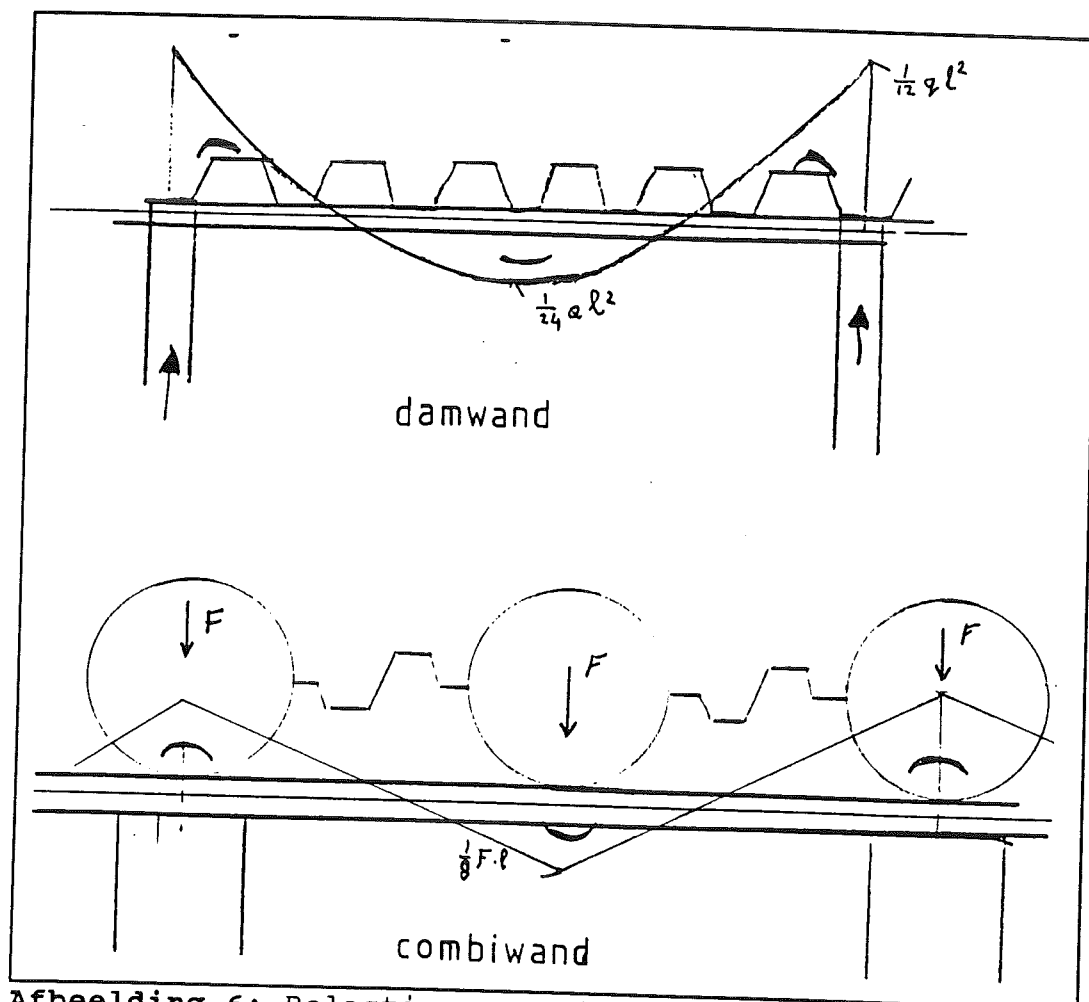
Men mag hierbij uitgaan van een gelijkmatig verdeelde belasting op de gording daar de gording op meerdere plaatsen contact maakt met de damwand (zie fig 6).

In het geval van de combi-wanden geldt een andere formule:

De combi-wand maakt slechts contact met de gording op de plaatsen waar zich buispalen bevinden; men mag de belasting op de gording niet meer benaderen met een gelijkmatig verdeelde belasting. De gording, ook weer over meerdere steunpunten, wordt belast door een puntlast (zie fig 6).

$$M = 1/8 F l$$

De belastingfactor, die is gehanteerd, is 1,5 met een staalkwaliteit Fe360. Er wordt gebruik gemaakt van H- profielen.



Afbeelding 6: Belastingen op de gordingen.

2.3.4 Definitieve constructie: betonnen vloer, wanden en stempels en gesloten gedeelte.

2.3.4.1 **Betonnen vloer**

In geval van ongewapend onderwaterbeton moet op de onderwater-betonvloer een definitieve vloer worden gelegd.

De palen steken in dit geval door de onderwaterbetonvloer en de paalwapening moet aan de wapening van de definitieve vloer worden bevestigd.

Bij de dimensionering van de definitieve vloer wordt er rekening mee gehouden dat er tussen de onderwaterbetonvloer en de definitieve vloer weer waterdruk kan opbouwen, met andere woorden de definitieve vloer moet ook op opwaartse waterdruk worden gedimensioneerd.

Dit gebeurt aan de hand van de TGB 1974 tabellen zoals dat ook is gedaan voor de onderwaterbetonvloer.

De vloerdikte is 1000 mm; het minimum wapeningspercentage is ook hier maatgevend.

Dat toch voor deze vloerdikte is gekozen heeft te maken met de momenten uit de betonnen wanden die eveneens door de vloer moeten worden opgenomen.

In het midden van de vloer kan men eventueel de vloer laten verjongen omdat daar minder constructiedikte vereist is. Op welke plaats dit precies kan worden gedaan is afhankelijk van de momenten-verdeling in de vloer welke weer afhankelijk is van de stijfheid van de vloer en de palen.

Naast de momentwapening moet ook verdeelwapening, wringwapening en splijtwapening worden toegepast.

Verder moeten stekken worden overgelaten voor de koppeling met de wapening in de wanden.

De betonkwaliteit voor dit, in den droge gemaakte beton, is B35 met een belastingcoëfficiënt van 1,7.

2.3.4.2 **De betonnen keerwanden van de afritten**

Bij de diepste punten van de afritten is de kerende hoogte van de wanden zodanig groot dat het niet meer mogelijk is de wanden vrijstaand uit te voeren door de grote optredende momenten (10.000 kNM/m¹) in het onderhoekpunt.

Daarom is besloten een stempelraam (stempels + gordingen) van gewapend beton te plaatsen welke de momenten bij de inklemming drastisch reduceert. Dit stempelraam kan bij de inritten van de tunnel eventueel worden gecombineerd met de daglichtroosters.

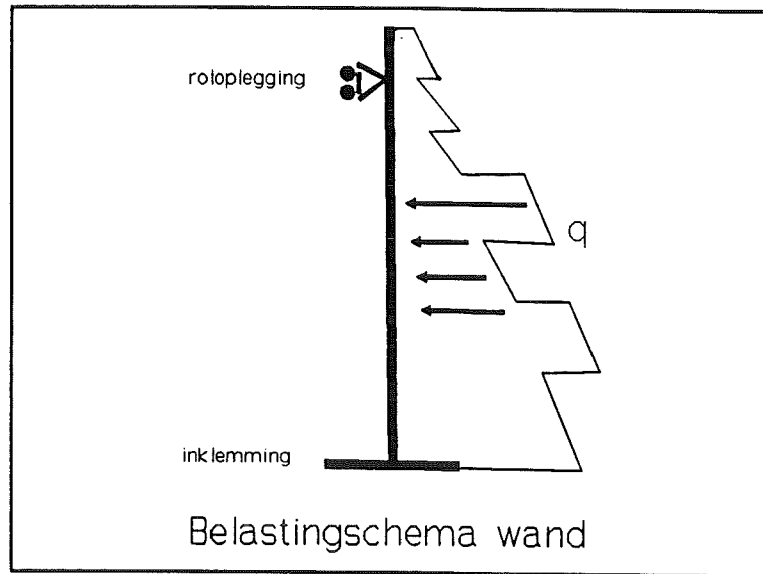
De enige beperking die hierbij geldt is:

- de doorrijhoogte voor het verkeer.

De hoogte van de stempels is aldus gekozen op 5.5 m boven het wegdek.

De wanden van de bakconstructie mogen aan de onderzijde als ingeklemd worden beschouwd en aan de bovenzijde (ingeval van stempels) als roloplegging.

Met de gedane aannamen voor de grondparameters, het maaiveld en de grondwaterstand (zie hoofdstuk 2) kunnen de inwendige krachten worden berekend en hiermee de benodigde wapening, ook weer rekening houdend met het minimum wapeningspercentage.



Afbeelding 7: Belastingschema wand

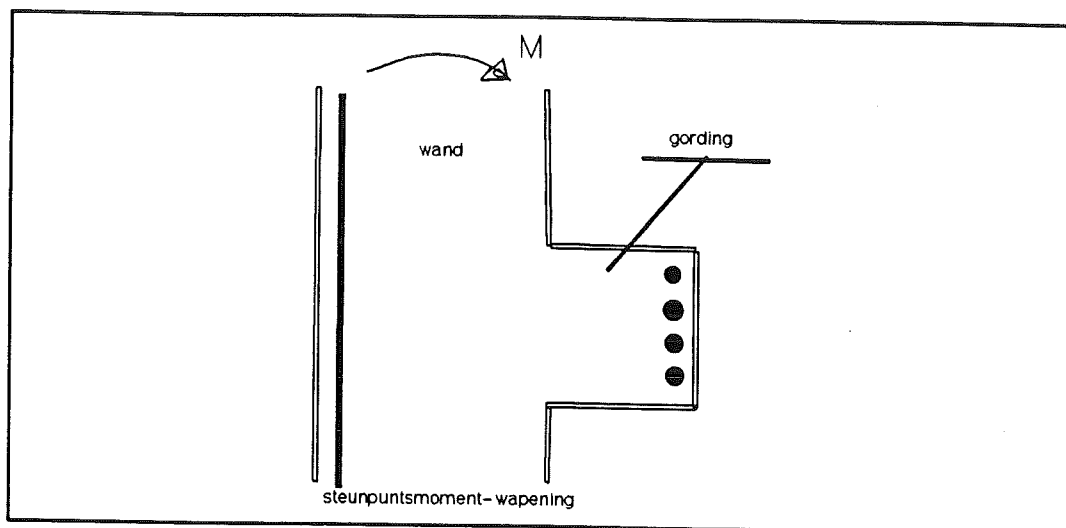
De wanden zijn aan de onderzijde 1000 mm dik.

De betonwanden worden tegen de damwanden gestort; zo is er geen achterbekisting nodig, én men de betonwanden op de stalen damwanden funderen.

Eventueel kan de damwand in de definitieve constructie worden opgenomen.

Naast deze momentwapening is er nog nodig:

- **verdeelwapening:** 20% van de hoofd(moment)wapening
- **scheurwapening:** dit wordt geplaatst aan de onderzijde van de wand bij de aansluiting van oud op jong beton.
De hoeveelheid wapening is gelijk aan het minimum wapeningspercentage voor de trekstaaf.
Er geldt hiervoor een percentage van 0.74%.
(B 35, FeB 500)
- **pons- en veldmomentwapening:** als stempels worden toegepast moet er momentwapening in het veld worden geplaatst en wel aan de binnenzijde van de wand.
Ter plaatse van de stempels en gordingen moet steunpuntsmoment-wapening en ponswapening worden toegepast. De wapening uit de stempels moet hiermee worden verbonden.
(zie figuur 8).



Afbeelding 8: Wapening in de wand t.p.v. de gordingen.

Tussen de stortmolen moeten dilatatie-voegen worden aangebracht om de constructie flexibel te maken en op deze wijze ongewenste spanningen voorkomen door temperatuur, ongelijke zettingen etc.

2.3.4.3 De permanente stempels

Zoals in de vorige paragraaf al werd aangegeven, wordt er gebruik gemaakt van permanente stempels ter beperking van de momenten in de wanden.

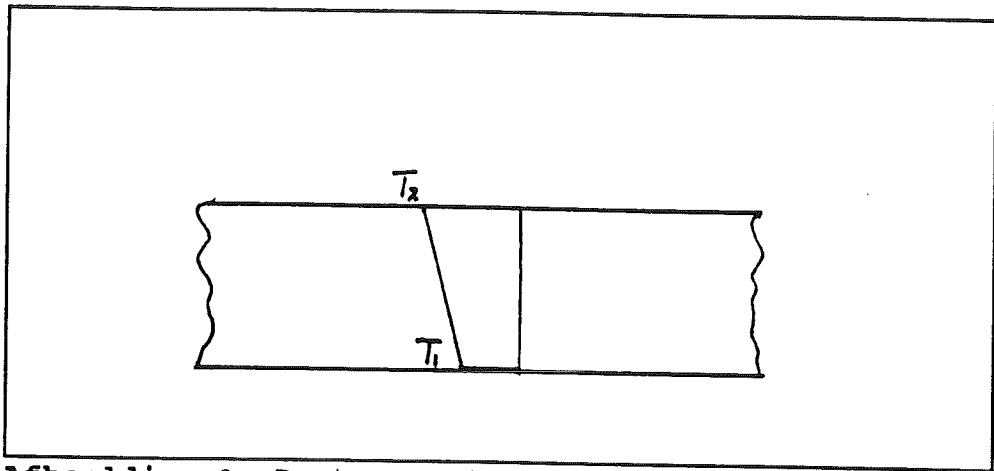
Deze stempels worden om de 5.8 - 7.8 m aangebracht en worden gemaakt van gewapend beton (betonkwaliteit B 35).

Om de kniklengte van de stempels te beperken wordt een tussenwand geplaatst tussen beide rijbanen waarop de stempels worden opgelegd.

De dimensies van de stempels worden bepaald door het knikverschijnsel.

Uiteraard moet ook hier weer rekening worden gehouden met het eigen gewicht van de stempels. Door de grote drukkracht ontstaat er voorspanning in de stempels; trekspanningen zullen er ten gevolge van het eigen gewicht van de stempels niet ontstaan. Echter wel extra drukspanningen aan de bovenzijde van de stempels, die moeten worden gesuperponeerd op de drukspanningen ten gevolge van de stempelwerking.

Een andere bron van buigende momenten is een ongelijke opwarming van de stempels door de zon; de bovenzijde wordt meer opgewarmd dan de onderzijde zodat er over de stempelhoogte een temperatuursgradiënt ontstaat. Het temperatuursverschil zorgt voor een rekverschil met als gevolg het ontstaan van buigende momenten. De bovenzijde van de stempels komt onder trekspanningen te staan en de onderzijde onder drukspanningen. (zie figuur 9)

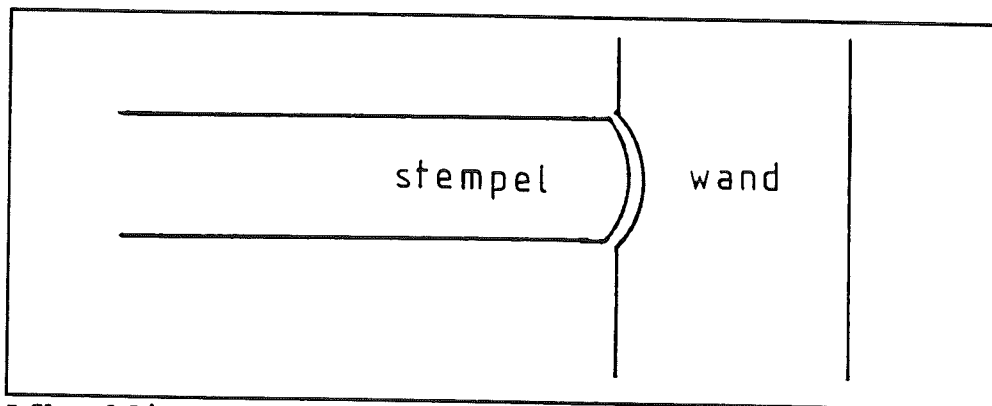


Afbeelding 9: De temperatuursgradient over de stempel.

Bij de dimensionering van de gordingen is GEEN rekening gehouden met de temperatuurspanningen.

Wanneer de stempels in de wanden worden verankerd, dan wordt ter plaatse de hoekverdraaiing verhinderd. Hierdoor kunnen toevallige inklemmingsmomenten of parasitaire momenten ontstaan (zie voorgaande tekening). Bij de wapening moet rekening mee worden gehouden.

Er zijn in het verleden proeven geweest met stempels die werkelijk scharnierend zijn opgelegd. Het idee hierbij was te zorgen dat de hoekverdraaiing ter plaatse van de wanden ongehinderd kan optreden zodat er geen inklemmingsmomenten ontstaan (zie figuur 10).



Afbeelding 10: Flexibele stempel-wand bevestiging.

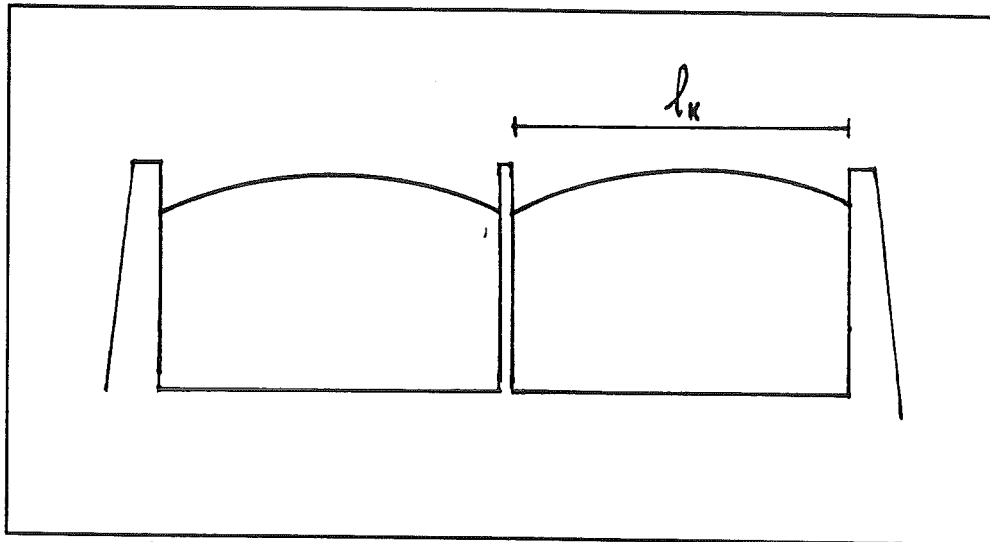
Bij constructie-onderdelen welke op druk zijn belast moet men nog rekening houden met het volgende: het is onmogelijk te zorgen dat de stempels **volledig centrisc** worden belast; er zal altijd een **initiële uitbuiging** optreden, hetzij ten gevolge van het eigen gewicht, hetzij ten gevolge van temperatuursgradiënten, hetzij ten gevolge van uitvoeringson nauwkeurigheden.

Door de grote drukkracht in de stempels kunnen deze initiële uitbuigingen verergeren. Hierdoor ontstaan extra hoekverdraaiingen en daarmee ook extra buigende momenten: de zogenaamde tweede orde momenten.

Als men echter het verhoudingsgetal $n = F_c/F$ voldoende groot houdt dan zullen deze tweede orde momenten klein blijven.

De wapening in de stempels wordt evenredig over de doorsnede verdeeld. Het staal neemt hierbij een deel van de drukkracht op. Dit geldt tevens voor de extra drukspanningen ten gevolge van de optredende momenten. Er moet worden gesteld dat:

- * de toelaatbare betondrukspanning niet mag worden overschreden.
- * de staalvloeispanning niet mag worden overschreden.



Afbeelding 11: Kniklengte betonstempels.

De kniklengte van de stempels is met een factor 0.5 gereduceerd door de **tussenwand**. De belastingcoëfficiënt voor een drukstaaf is 2,0.

De formules welke zijn gebruikt voor de dimensionering zijn:

De doorsnede van de stempels wordt zo klein mogelijk gehouden; er wordt gestreefd naar een hoog wapeningspercentage van ongeveer 4%. Dus:

$$A_c \times 24 + 0.04 \times A_c \times 500 = 2 \times F$$

$F =$ gebruiksbelasting stempel (N)

$A_c =$ betondoorsnede (mm²)

Voor de Eulerse knikkraft geldt:

$$F_e = \frac{\pi^2 EI}{l^2}$$

EI = buigstijfheid (fictief) afkomstig uit formules VB 1974 (Nmm²)

l = kniklengte = 10350 mm

F_e = Eulerse knikkraft (N)

De veiligheid tegen knik wordt bepaald door het verhoudingsgetal $n = F_e/F$.

Na een aantal iteraties moet $\frac{n}{n-1}$ naderen tot 1.

Het blijkt dat het knikcriterium maatgevend is en dat de spanningen in het staal en het beton beperkt blijven. (zie bijlage 4 ad F)

Resultaat berekening:

Stempel: 700 x 700 mm² (B35)

Wapening: 28 x ϕ 32 (FeB 500)

Beugels: ϕ 8 - 350 mm

Dekking op beugels: 30 mm

De beugels zijn toegepast om te voorkomen dat de individuele betonstaven niet uitknikken; de betondekking alleen is niet voldoende om dit te voorkomen.

Een knikberekening voor de afzonderlijke betonstaaf geeft de beugelafstanden. Een maximum afstand is 350 mm (VB 1974).

Eventueel is in de wanden ook ponswapening nodig om de stempelkracht goed in te leiden.

2.3.4.4 De permanente gordingen

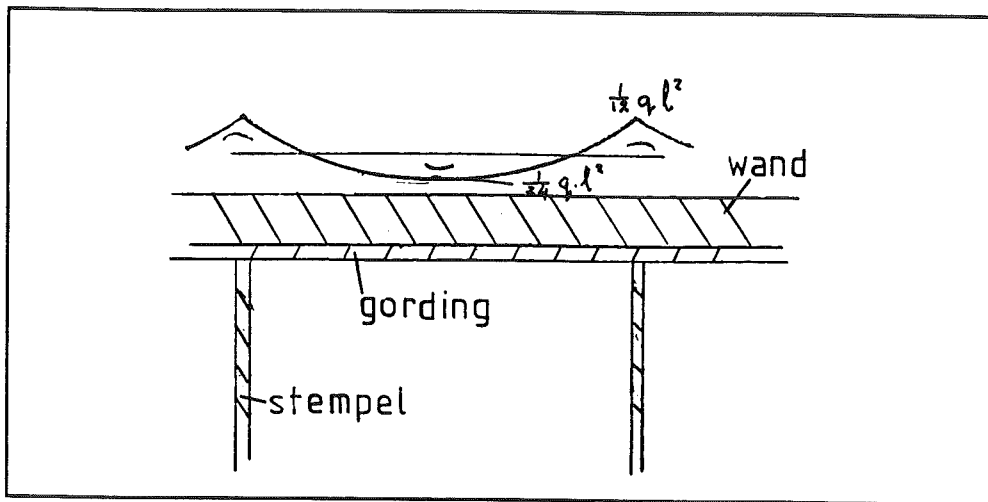
De gording wordt uitgevoerd als een extra verbreding van de wand ter hoogte van de stempels, een balk 700 x 700 mm².

De nuttige hoogte is dan ongeveer 1500 mm; deze hoogte is voldoende voor het overbrengen van de belasting op de wand naar de stempels. Deze belasting per strekkende meter volgt uit de wandberekening. De gording wordt door voorgenoemde belasting op buiging belast. Tevens geeft deze belasting, vermenigvuldigt met de hart-op-hart afstanden van de stempels, de stempelkracht welke is gebruikt in de voorgaande paragraaf.

De gording is een continue ondersteuning van de wand aan de bovenzijde; hiertoe moet in de wand extra steunpuntmomentwapening (met verdeelwapening) worden aangebracht.

In de gording zelf is veld- en steunpuntwapening noodzakelijk, evenals beugels, weer rekening houdend met het minimum wapenings-percentages.

Hiertoe mag de gording als doorgaande ligger op meerdere steunpunten worden beschouwd. (zie afbeelding 12)



Afbeelding 12: Momentenlijn van de betongordingen.

Ter plaatse van de stempels is het moment in de gording:

$$M = 1,7 * 1/12 * q * l^2$$

en midden tussen de stempels is het moment in de gording:

$$M = 1,7 * 1/24 * q * l^2$$

Waarin:

- M = rekenwaarde bezwijkmoment in de gording (kNm)
q = wandbelasting op de gording (kN/m¹)
l = h.o.h. afstand van de stempels.

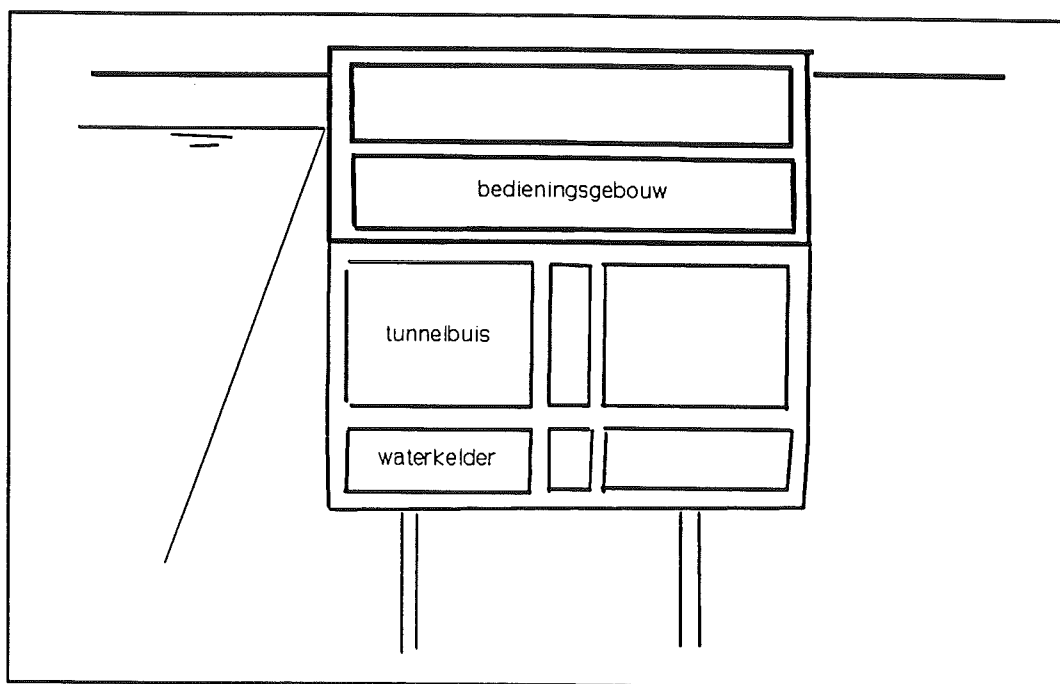
23.4.5 Het gesloten gedeelte van de afrit

Boven het gesloten gedeelte van de afrit zijn bedieningsgebouwen gepland welke worden opgetrokken tot NAP + 7.50 m. Deze bedieningsgebouwen zijn noodzakelijk voor het goed functioneren van de tunnel en met de plaatsing boven het gesloten gedeelte voorkomt men grote water- en gronddrukken op het dak van het gesloten gedeelte.

De wanden, daken, en vloeren worden belast door één of meerdere van de volgende belastingen:

- * hydrostatische druk (wand, vloer)
- * gronddruk (wand)
- * eigen gewicht (wand, vloer)
- * verkeersbelasting (vloer)

De maatgevende waterstand is het stormvloedpeil NAP + 3,75 m.



Afbeelding 13: de plaatsing van het bedieningsgebouw.

De verschillende soorten wapening die in de wanden, en vloeren voorkomen:

- * buigwapening
- * verdeelwapening (20% van de buigwapening)
- * wapening ter beperking van scheurvorming door hechting van jong op oud beton: minimum wapeningspercentage van de trekstaaf.

Uiteraard met inachtneming van de minimum wapenings-percentages in de verschillende vloeren en wanden.

Als eerste benadering van de momenten in de vloeren en wanden worden alle hoekpunten als volledige inklemmingen gezien en wordt verder gebruik gemaakt van de strokenmethode.

Uiteraard moet er een controle van de gevonden momenten plaatsvinden met behulp van een raamwerk-programma.

Onder de vloer van de waterkelder kunnen waterdrukken ontstaan, zodat hierop moet worden gedimensioneerd. De grootte van deze waterdrukken is afhankelijk van de plaats van de achter- en onderloopsheidschermen. Deze schermen beperken de **invloedsafstand** van de buitenwaterstanden. De grondwaterstand waar ten minste op moet worden gedimensioneerd zijn de verschillende polderpeilen op de noord- en zuidoever.

De wapening uit de voorgespannen betonpalen (of MV-palen) moet worden verbonden met de wapening in deze definitieve vloer.

2.4. Gewapend onderwaterbeton

2.4.1 Inleiding

In het algemeen is bij toepassing van gewapend onderwaterbeton de ontgravingsdiepte minder groot dan bij ongewapend onderwaterbeton hetgeen resulteert ondermeer in lichtere damwandprofielen voor de gewapende variant.

Het gebruik van gewapend onderwaterbeton heeft enkele voordelen:

- de functies van de grondwaterafsluitende laag en belasting overdragende fundering kunnen worden gecombineerd, hetgeen betekent een besparing in de hoeveelheden beton en een minder diepe ontgraving.
- omdat de gewapende vloer dunner kan zijn dan de ongewapende vloer én deel uitmaakt van de fundering van de afrit, kan de aanlegdiepte van de gewapende vloer hoger liggen dan die van de ongewapende vloer. De bouwkuip is hierdoor minder diep, wat leidt tot de volgende voordelen:
 - * er hoeft minder te worden ontgraven
 - * de opwaartse waterdruk tegen de onderkant van de vloer is geringer.
- de grond- en grondwaterkerende hoogten van de damwanden zijn geringer hetgeen kan leiden tot kortere- en lichtere profielen.
- omdat de gewapende vloer lichter kan zijn dan een ongewapende vloer, kan dit bij een fundering op drukpalen tot een lichtere paalfundering leiden.
- de paalafstanden kunnen groter worden gekozen doordat de gewapende vloer beter in staat is de belastingen (de buigende momenten) over te dragen.

De nadelen van het gewapende onderwaterbeton:

- er dient uiteraard rekening te worden gehouden met het feit dat gewapend onderwaterbeton per volume meer kost dan ongewapend onderwaterbeton.
- omdat de uitvoering van het gewapende onderwaterbeton gecompliceerder is en nauwkeuriger dient te geschieden dan bij ongewapend onderwaterbeton, zijn de uitvoering en het toezicht daarop arbeidsintensiever en dus kostenverhogend.
- daar in het algemeen een gewapende vloer lichter is dan een ongewapende vloer, kan dit bij toepassing van trekpalen leiden tot een groter aantal palen of tot palen die meer trek moeten opnemen, door het lagere beschikbare eigen gewicht van de vloer.

2.4.2 Gewapende onderwaterbetonvloer en paalfundering

De winst met betrekking tot de gewapende onderwaterbetonvloer wordt vooral behaald op:

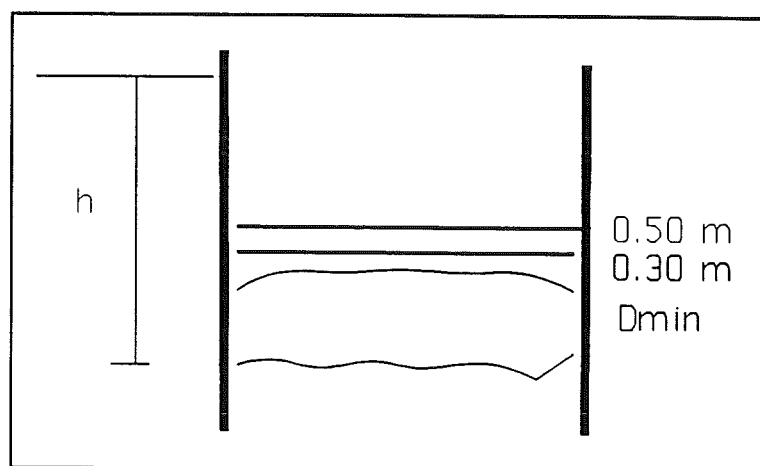
1. de hoeveelheid beton; in grote lijnen wordt de gehele ongewapende onderwaterbetonlaag uitgespaard.
2. de hoeveelheid staal voor de damwanden; met name bepaald door de ontgravingsdiepte.
3. de grotere paalafstanden zullen waarschijnlijk geen winst te zien geven omdat moet worden overgegaan op de duurdere MV-palen. Uitgegaan is van MV-palen met een toelaatbare belasting van 960 kN in het gebruiksstadium. Wellicht is er nog voordeel te behalen door over te gaan naar nog hogere toelaatbare belastingen van de MV-palen van bijvoorbeeld 1200 kN in het gebruiksstadium.
4. de grootte van de opwaartse waterdruk is eveneens recht evenredig met de ontgravingsdiepte.

Dit betekent dat bij het ontwerp de onderzijde van de gewapende vloer minder diep moet komen te liggen dan de onderzijde van de ongewapende vloer, anders reduceert het aantal winstpunten van 4 tot 2. Op dat moment wordt de ontgravingsdiepte voor beide methoden gelijk aan elkaar, of valt zelfs negatief uit. In dit geval wordt slechts de hoeveelheid ongewapend onderwaterbeton uitgespaard.

Op de palen (punt 3) valt waarschijnlijk geen winst te behalen door de (veel) duurdere MV-palen.

De volgende dikten zijn aangenomen cq berekend in geval van het gewapende onderwaterbeton:

- dwarshelling wegdek + asfaltlaag 0.50 m
(aangenomen, hoeft niet gecontroleerd)
- drainagelaag (zandlaag) 0.30 m
(aangenomen)
- tolerantie oppervlakte onderwaterbeton: 0.20 m
(boven- en onderzijde)
(aangenomen)
- minimale dikte gewapend onderwaterbetonlaag: 0.9 -1.10 m
(berekend)



Afbeelding 14: aannamen constructiedikten.

Verklaring aannamen:

- * De **dwarshelling** is een vaststaand gegeven volgend uit de benodigde verkanting en bedraagt ongeveer 250 mm. Hierbij komt nog de dikte van de **asfaltlaag**. Door de fundering van deze laag op drainagezand moet deze laag veel dikker zijn dan in het geval van fundering op de gewapende betonvloer ($d = 60$ mm). **De dikte bij deze variant bedraagt 250 mm.**
- * De **zandlaag** heeft een dikte van 300 mm en is bedoeld als drainagelaag met betrekking tot de afvoer van regenwater. Hiertoe moeten in deze laag drainagebuizen worden aangelegd.
- * De **tolerantie** in het boven en onderoppervlak van de onderwaterbeton welke is aangenomen berust op de ervaringen opgedaan tijdens het werken met de Hop-dobber. De tolerantie bij deze variant is kleiner dan in het geval van ongewapend onderwaterbeton omdat in dit geval een hogere nauwkeurigheid moet worden behaald. De reden voor deze eis is de **vereiste dekking** op het bovenwapeningsnet. De ervaringen met de Hop-dobber hebben uitgewezen dat een tolerantie van 200 mm in het boven- en onderoppervlak van de onderwaterbetonvloer wel haalbaar is.

Bij de vergelijking tussen de twee varianten blijkt dat de onderkant van de gewapende onderwaterbetonvloer gemiddeld 1.00 m **hoger ligt** dan in het geval van de ongewapende onderwaterbetonvloer. Dit betekent dat op **alle vier voorgenoemde punten** winst kan worden behaald.

De vloerdikte die is berekend, varieert van 900 tot 1100 mm. Deze noodzakelijke dikte houdt verband met de momenten welke vanuit de wand op de vloer moet worden overgebracht en omdat om uitvoeringstechnische redenen de vloer niet veel dunner kan worden uitgevoerd. Hierbij moet weer worden gedacht aan de vereiste dekking op het bovenwapeningsnet. De minimum dikte van de gewapende onderwaterbetonvloer komt in dit geval op 900 mm.

In de vloer moeten dilatatie-voegen worden aangebracht; hierop zal later worden teruggekomen.

Voor de vloer geldt een belastingcoëfficiënt van 1.7.

De palen:

De palen die bij deze variant zijn gekozen zijn stalen MV-palen, omdat:

- MV-palen grotere belastingen kunnen opnemen en men dus beter gebruik kan maken van de wapening in de vloer door de grotere paalafstanden.
- de supportconstructie die bij deze variant noodzakelijk is kan eenvoudiger aan de palen worden bevestigd. Ook is het eenvoudiger eventuele voorzieningen, ter voorkoming van het uitponsen van de paal uit de vloer, aan deze stalen paal te bevestigen. Men kan hierbij denken aan een trekkring of aangelaste stalen balkjes.

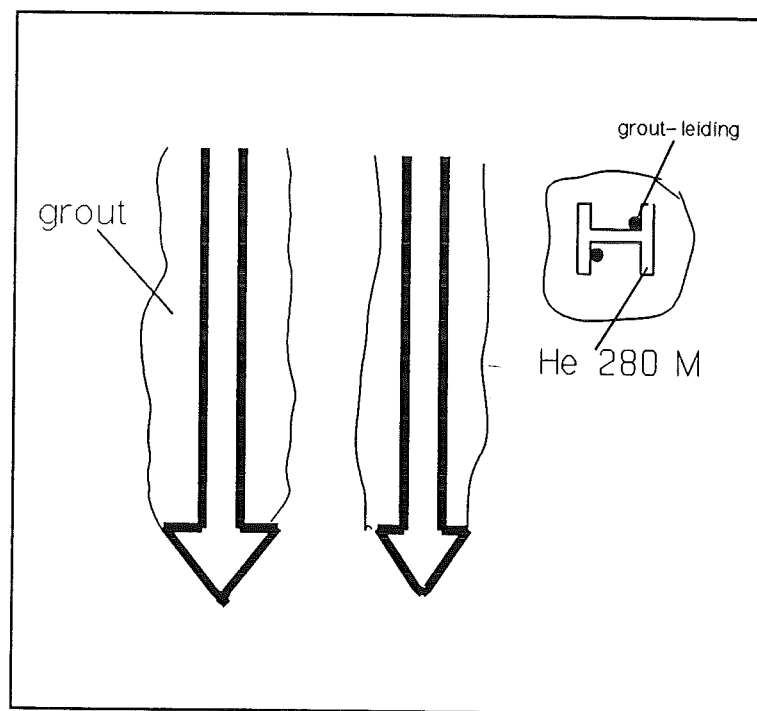
Nu is er nog de keuze om een MV-paal te gebruiken met een toelaatbare belasting van 800 kN in het gebruiksstadium of om een paal te gebruiken met een hogere toelaatbare belasting (bv 960 kN), ook weer in het gebruiksstadium.

Als men toch op MV-palen moet overstappen dan is het voordeliger om een paal te gebruiken met een hogere toelaatbare belasting in het gebruiksstadium dan 800 kN omdat hierdoor de handelingen, welke noodzakelijk zijn om de wapeningskorf passend op de palen op te leggen, te beperken en dus ook de arbeidskosten te beperken.

Andere voordelen zijn dat de paalafstanden nog groter kunnen worden gekozen (d.w.z. de vloerwapening wordt beter uitgenut), en er behoeven in totaal minder palen te worden gelegd.

De MV-paal bestaat uit een HE-M profiel voorzien van een punt.

De paal wordt weggeheid onder het gelijktijdig injecteren van grout. De hydrostatische druk van de grout zorgt voor voldoende wrijvingsontwikkeling langs de paalschacht na de verharding van het grout.



Afbeelding 15: De MV-paal.

De normaalspanning in het H-profiel moet beperkt blijven tot een waarde van 40 N/mm^2 in het gebruiksstadium. Dit is noodzakelijk in verband met de vervormingen in de lengterichting van de paal welke beperkt moeten blijven (vervormingscriterium). De reden hiervoor is dat de beweging van de vloer in verticale richting beperkt moeten blijven.

de his is 1 cm
verlenging. (30 cm paal
bij "Lubrus") his 26 cm
dus his $\frac{30}{26} \approx 40$.

De verlenging δl is te berekenen met de formule:

$$\delta l = \frac{F \cdot l}{E \cdot A}$$

Waarin:

- δl = verlenging paalschacht (mm) ≈ 4.5 mm.
- l = lengte paalschacht (mm)
- F = paalbelasting in het gebruiksstadium (N)
- E = elasticiteits-modulus (N/mm²)
- A = oppervlakte paaldoorsnede (mm²)

De groutomhulling mag niet worden meegerekend in de oppervlakte van de paaldoorsnede omdat het verharde grout onder trekbelasting zal scheuren en dus geen belasting meer overdraagt.

Gekozen is voor een HE 280M met een toelaatbare belasting in het gebruiksstadium van 960 kN. De staalkwaliteit is Fe360, de goedkoopste en vooral een lasbare staalsoort met het oog op de bevestiging van de support constructie aan de palen. Het feit dat er geen hogere spanningen in de palen wordt toegelaten dan 40 N/mm² is een belangrijke overweging om Fe360 toe te passen.

(De MV-paal met een toelaatbare belasting van 800 kN in het gebruiksstadium is een HE 240M profiel).

De **paalomtrek** kan met de vorm en grootte van de punt worden beïnvloed.

Voor de paalfundering geldt een veiligheidscoëfficiënt van 2.

Er geldt weer in analogie met paragraaf 2.3.2:

$$q_{opw} = 10 \cdot H - 23 \cdot d$$

$$A_{vloer} = \frac{P_{paal}}{q_{opw}}$$

- d = vloerdikte onderwaterbeton
- H = waterkolom
- P_{paal} = toelaatbare paalbelasting (960 kN)
- q_{opw} = opwaartse waterdruk
- A_{vloer} = belast vloeroppervlak per paal

De vloerdikte moet zodanig gekozen worden dat de momenten uit de wand kunnen worden opgenomen door de vloer. Een schatting voor de grootte van deze momenten is verkregen uit het eerstgemaakte ontwerp voor de ongewapende betonvloer (zie paragraaf 2.3.4). De vloerdikte in geval van de gewapende onderwaterbetonvloer moet iets dikker zijn (1.1 m i.p.v. 1.0 m) omdat de bovenzijde van de gewapende onderwaterbeton-vloer iets dieper ligt dan de gewapende definitieve vloer in de andere variant. **Mocht nu blijken dat de wapening te dicht opeen ligt dan moet de vloer dikker worden gemaakt. Controle wijst uit dat de vloer dikker moet zijn dan 1.1 m. Dit is niet verwerkt in de kostenraming.**

Tevens is ervan uitgegaan dat er ook bij de gewapend onderwaterbeton variant stempels worden toegepast tussen de betonwanden.

Ook hier geldt weer als opmerking:

De sondeergegevens die ter beschikking stonden zijn niet voldoende nauwkeurig (vooral in de diepe lagen) om een de paallengte met voldoende nauwkeurigheid te benaderen. Hier is nog een aanvullend onderzoek voor nodig. Toch is een schatting gemaakt met behulp van de formule van Begemann.

Wapening in de onderwaterbetonvloer:

Als de paalafstanden en de vloerdikte van de onderwaterbeton-laag bekend zijn dan kan men met deze gegevens en de belastingen de wapening dimensioneren. De onderwaterbetonvloer op palen gedraagt zich als een paddestoelvloer d.w.z. oplegpunten per vloersectie. De belastingafdracht geschiedt in twee richtingen. Met behulp van de tabellen uit de TGB 1974 kan men de optredende momenten bepalen in x- en y-richting (m_{xx} en m_{yy}). Uiteraard geldt ook hiervoor een belastingcoëfficiënt van 1,7.

Elke constructieonderdeel van beton dat op buiging wordt belast moet worden voorzien van een minimum hoeveelheid wapening gebaseerd op het **minimum wapeningspercentage**. Deze minimum hoeveelheid wapening zorgt ervoor dat de trekzone in het bezwijkstadium niet plotseling breekt doch eerst vloeit. Zo wordt het bezwijken van het constructieonderdeel duidelijk aangekondigd. Voor het minimum wapeningpercentage geldt de volgende formule:

$$A_{s,min} = 0.2 (0.8 + 0.4 h^{-0.6}) * \frac{f_{ctm}}{f_s} * b * h$$

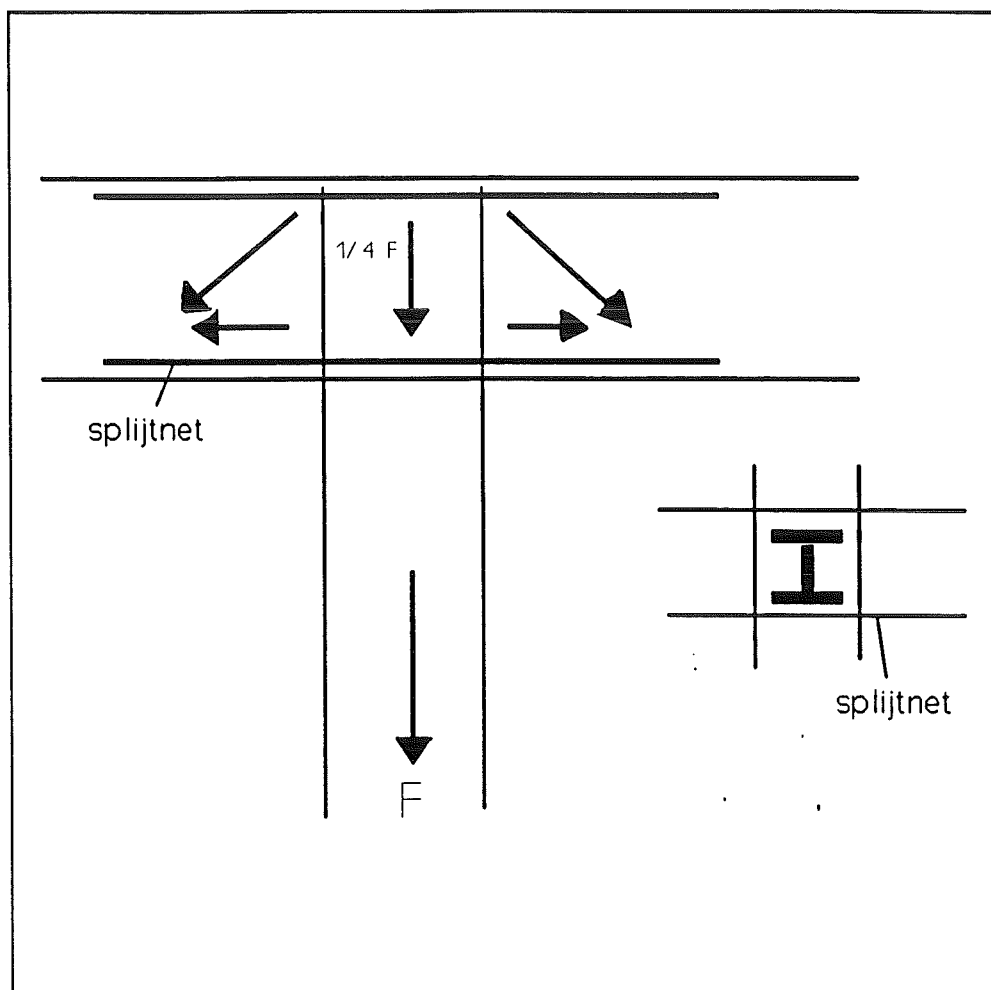
- f_{ctm} = betontreksterkte = 2.9 N/mm² (B25)
- f_s = treksterkte staal = 500 N/mm² (FeB 500)
- b = breedte = 1000 mm
- h = nuttig hoogte vloer = 0.9 - 1.1 m (m!)

De belastingen zijn relatief hoog, echter de paalafstanden en dus de overspanningen zijn relatief klein wat betekent dat de momenten ook relatief klein zijn. Het blijkt dat in alle gevallen het minimum wapenings-percentage maatgevend is. **Toch kan de vloer niet dunner worden gemaakt in verband met de buigende momenten uit de wand en gegeven uitvoeringsnauwkeurigheden.** De momenten uit de wand leiden niet tot het minimum wapeningspercentage.

De momentwapening moet in het veld aan de bovenzijde worden gelegd; en bij het steunpunt aan de onderzijde van de vloer.

Behalve de momentwapening moet er nog andersoortige wapening worden geplaatst:

- **verdeelwapening:** gelijk aan 20% van de hoofd(moment)wapening
- **wringwapening:** gelijk aan de wapening voor het grootste veldmoment gelegd in haarspelden nabij de steunpunten over een afstand van $0.3 \times$ de kortste overspanning.
- **splijtwapening:** de paalkracht wordt ontleed in een drukdiagonaal en een horizontale trekband (zie volgende tekening). Dit splijtnet moet rondom de palen worden gelegd.



Afbeelding 16: Krachswerking splijtnet.

Voorgenoemde wapeningssoorten moeten worden gecombineerd en tot één wapeningsnet worden gemaakt. Het net moet een geprefabriceerd net worden wat in één geheel wordt afgezonken op de bouwkuipbodem en het net moet dus zelf voldoende stijfheid en sterkte bezitten.

De volgende vragen moeten beantwoord worden:

- a. hoe krijgt men de wapeningskorven over de paalkoppen zodanig dat de korven niet vastlopen.
- b. hoe geschiedt de krachtoverdracht van de onderwaterbeton-vloer naar de trekpalen.
- c. hoe moet de wapeningskorven worden opgelegd zodanig dat er een betondekking op het ondernet kan worden gegarandeerd.
- d. hoe en wanneer moet het ondersplijtnet worden geplaatst en hoe ziet dit er precies uit.
- e. welke consequenties hebben de stempelafstanden voor de wapeningskorven
- f. welke consequenties hebben de afstanden tussen de gordingen voor de afmetingen van de wapeningskorven
- g. hoe moeten de wapeningskorven onderling worden verbonden
- h. hoe moet de wapening worden geplaatst in de nabijheid van de damwanden.
- i. hoe kan de waterdichtheid van de vloer (palen en damwand) worden verzekerd.
- j. hoe worden de dilatatie-voegen gerealiseerd.
- k. welke eisen worden er aan de betonsamenstelling gesteld voor de toepassing van gewapend onderwaterbeton.

Op deze vragen wordt in het volgende hoofdstuk-3 in detail ingegaan.

2.4.3 De bouwkuip: Damwanden, Stempels, groutankers en gordingen

2.4.3.1 De damwanden

In het algemeen is bij toepassing van gewapend onderwaterbeton de ontgravingsdiepte minder groot dan bij ongewapend onderwaterbeton hetgeen resulteert in lichtere damwandprofielen voor de gewapende variant.

Ook in geval van gewapend onderwaterbeton zijn twee bouwfases gecontroleerd welke maatgevend kunnen zijn:

1. de ontgraven bouwkuip volstaand met grondwater; vooral van belang in verband met de aanwezigheid van een laag Hollandveen van 2-3 m dikte welke in deze fase voor een extra ontgraving zorgt.
De damwand wordt alleen belast door horizontale korrelspanningen.
2. de leeggepompte bouwkuip met op de bodem de verharde onderwaterbetonlaag welke tevens als tweede oplegpunt fungeert.
De damwanden worden belast door horizontale korrelspanningen en waterspanningen.

Grootheden welke bepaald zijn:

- inheidiepte (inclusief 20% extra inheidiepte)
- maximum momenten (veld- en inklemmingsmoment + de plaats waar deze optreden)
- stempelkrachten per strekkende meter.

Gebruikt: de methode Blum.

Uiteraard moet nog worden bekeken of de damwanden voldoende stijfheid bezitten in verband met de toelaatbare vervormingen.

Een vervorming van 1/1000 van de kerende hoogte wordt als maximaal haalbaar geacht. Vervormingen tot 100 mm zijn nog wel toelaatbaar.

Er zal zo veel mogelijk van de gangbare damwandplanken worden uitgegaan. Waar de kerende hoogte voor te grote momenten zorgt is weer overgegaan op een combiwand-systeem.

Dit systeem bestaat uit stalen buispalen met daartussen damwandplanken; de buispalen zorgen voor het vereiste weerstandsmoment en de damwandplanken slechts voor afsluiting van de ruimte tussen de buispalen.

De buispalen worden dieper weggeheid dan de damwandplanken.

De diameters van de buispalen variëren van 1220 tot 1920 mm.

De wanddikte t varieert 14-20 mm.

De vulplanken bij de combiwand zijn van het type BZ12. De resterende damwanden komen uit dezelfde BZ-serie.

In paragraaf 2.3.3 is gemeld dat, in geval van BU-damwanden, er een reductie op het weerstandsmoment W moet worden gepleegd als de damwanden in slappe grond zijn geheid, in verband met de sloten die zich in de neutrale lijn van het damwandprofiel bevinden. **Daarom is gekozen voor damwanden van de BZ-serie.**

Verder zijn ook bij dit alternatief damwanden toegepast ter compartimentering van de bouwkuip; dit heeft de volgende voordelen:

- * de overgangen in vloerdikte van het onderwaterbeton kan eenvoudiger worden gerealiseerd; nadelig zijn de hogere kosten.
- * de onderwaterbetonvloeren hoeven niet in één keer te worden gestort.

De staalkwaliteit van de damwanden is Fe360 met een toelaatbare spanning in het gebruiksstadium van 240 N/mm^2 .

De belastingcoëfficiënt is 1,5.

Het benodigde weerstandsmoment volgt weer uit de formule:

$$W = \frac{M}{240}$$

M = moment per strekkende meter damwand inclusief veiligheidsfactor. (Nmm/m)

W = weerstandsmoment per strekkende meter (mm^3/m)

Voor verdere informatie wordt verwezen naar paragraaf 2.3.3.

2.4.3.2 De stempels, groutankers en gordingen

Uit de berekeningen van Blum volgen ook de stempelkrachten.

Deze stempelkrachten moeten weer met een factor 1,5 worden vermenigvuldigd daar het **stalen** stempels betreft.

Ook bij dit alternatief is er de noodzakelijkheid om voldoende werkhogte te creëren in verband met de toepassing van de Hop-dobber. Hiertoe moeten de damwanden worden verlengd tot boven het maaiveldniveau. Dit betekent dat er zwaardere profielen moeten worden toegepast daar de afstand tussen de beide oplegpunten van de damwand groter wordt.

De stempels worden om de 5 á 10 meter geplaatst; hierbij moet rekening worden gehouden met de te heien palen opdat alle plaatsen goede te bereiken zijn.

De stempels zijn stalen buizen met een diameter van 1000 - 1100 mm afhankelijk van de stempelkracht. De staalkwaliteit is Fe360.

Bij het dimensioneren van de stempels moet rekening worden gehouden met het knikverschijnsel.

Het knikcriterium is maatgevend in deze gevallen van hoge centrische belasting. De kniklengte l van de buis is 24000 mm (staaf tussen twee scharnieren).

Verder moet er rekening worden gehouden met:

- momenten ten gevolge van het eigen gewicht van de stempels.
- momenten ten gevolge van temperatuurswisselingen.
- tweede orde momenten ten gevolge van initiële uitbuigingen.

Er moet nu weer gelden:

$$\frac{w * P}{A} + \frac{n}{n-1} \frac{M_g}{W} < 240 \quad F_c = \frac{\pi^2 EI}{l_k^2} \quad n = \frac{F_c}{P}$$

Waarin:

- P = rekenwaarde voor de drukkracht (N)
w = coëfficiënt voor knikveiligheid (-)
A = staaldoorsnede (mm²)
M_g = moment t.g.v. eigen gewicht (Nmm)
W = weerstandsmoment buis (mm³)

Na een aantal iteraties komt men tot een profiel dat voldoende knikveiligheid bezit. Uit de **damwandberekening** is de stempelkracht af te leiden; dit is een belasting q per strekkende meter damwand. Vermenigvuldiging met de hart-op-hart afstanden van de stempels geeft de stempelkracht P, exclusief veiligheidsfactor.

De stempels worden zo hoog mogelijk geplaatst om zo weinig mogelijk hinder te veroorzaken tijdens de bouwactiviteiten.

Een andere overweging hierbij is dat de stempels zoveel mogelijk boven de grondwaterspiegel moeten worden geplaatst.

De damwand aan het einde van de bouwkuip moet ook worden afgestempeld. Dit kan door middel van stempels onder een hoek van 45 graden. De stempelkrachten van de einddamwand worden zo naar de damwanden in lengterichting afgeleid en door wrijving in de grond afgevoerd.

Groutankers worden weer toegepast bij de kuipen waar de werkhoopte maatgevend is.

Omdat de damwand over de gehele lengte moet worden gesteund zijn ook nog gordingen nodig, welke de krachten vanuit de damwand in de stempels leiden.

Basis voor de dimensionering is van de gordingen is de bovengenoemde belasting q per strekkende meter damwand. De gording wordt hierdoor op buiging belast.

Het optredende maatgevende moment M in de gording, als wordt uitgegaan van een doorgaande ligger over meerdere steunpunten, is:

$$M = 1/12 q l^2$$

De belastingcoëfficiënt is 1,5 met een staalkwaliteit Fe360.
Er wordt gebruik gemaakt van H- en I-profielen.

Voor verdere informatie wordt weer verwezen naar paragraaf 2.3.3.

2.4.4. Definitieve constructie: betonnen vloer, wanden en stempels en gesloten gedeelte.

2.4.4.1 **Betonnen vloer**

In geval van ongewapend onderwaterbeton moet op de onderwater-betonvloer een definitieve vloerconstructie worden gelegd.

De palen steken in dit geval door de onderwaterbetonvloer en de paalwapening moet aan de wapening van de definitieve vloer worden bevestigd.

Het grote voordeel van de gewapende onderwaterbetonvloer is dat de grondwaterafsluitende functie wordt gecombineerd met de definitieve gewapende vloer; met andere woorden: bij dit alternatief is er geen tweede vloer van gewapend beton meer nodig.

Op de gewapende onderwaterbetonvloer is in paragraaf 2.4.3 al ingegaan, zodat daar naar wordt verwezen.

2.4.4.2 **De keerwanden van de afritten**

Bij de diepste punten van de afritten is de kerende hoogte van de wanden zodanig groot dat het niet meer mogelijk is de wanden vrijstaand uit te voeren door de grote optredende momenten (10.000 kNM/m). Natuurlijk is het mogelijk de dikte van de wand zodanig te maken dat de hefboomsarm voldoende groot wordt om de wapening wel kwijt te kunnen.

Economischer, wat betongebruik betreft, is het om een stempelraam van gewapend beton te plaatsen welke de momenten bij de inklemming drastisch reduceert. Dit stempelraam kan bij de inritten eventueel worden gecombineerd met de daglichtroosters.

De enige beperking die hierbij geldt is:

- de doorrijhoogte voor het verkeer.

De hoogte van de permanente stempels is gesteld op 5.5 meter boven de rijvloer.

De wanden van de bakconstructie mogen aan de onderzijde als ingeklemd worden beschouwd en aan de bovenzijde (ingeval van stempels) als roloplegging.

Met de gedane aannamen voor de grondparameters (zie hoofdstuk 2), het maaiveld en de grondwaterstand kunnen de inwendige krachten worden berekend en hiermee de benodigde wapening, ook weer rekening houdend met het minimum wapeningspercentage. De wanden zijn aan de onderzijde 1100 mm dik, voor andere moten is dit 900 mm, afhankelijk van de vloerdikte.

Verder is het mogelijk de wanden over de hoogte gezien te verjongen als het momentenbeeld dit toelaat.

De betonkwaliteit van de wanden is B35 en de belastingcoëfficiënt is 1,7.

Naast deze momentwapening is er nog nodig:

- **verdeelwapening**: 20% van de hoofdwapening
- **scheurwapening**: dit wordt geplaatst aan de onderzijde van de wand bij de aansluiting van oud op jong beton.
De hoeveelheid wapening is gelijk aan het minimum wapeningspercentage voor de trekstaaf.
Er geldt hiervoor een percentage van 0.74%.
(B 35, FeB 500)
- **pons- en veldmomentwapening**: als stempels worden toegepast moet er buigwapening in het veld worden geplaatst.
Ter plaatse van de stempels en gordingen moet steunpuntsmomentwapening (ter plaatse van de gording!) en ponswapening worden toegepast. De wapening uit de stempels moet hiermee worden verbonden.

Tijdens het storten van de wanden zijn er twee mogelijkheden:

- het maken van een bekisting vóór de damwand; dus een voor en achter bekisting.
- het storten van het beton tegen de damwand en dus geen bekisting noodzakelijk aan de achterzijde; hierbij is de damwand lastig te trekken.
De damwand kan worden opgenomen in de definitieve constructie.

Ook bij deze variant is gekozen voor het storten van de betonwanden tegen de stalen damwanden.

Tussen de stortmolen moeten dilatatie-voegen worden aangebracht om de constructie flexibel te maken en op deze wijze ongewenste spanningen voorkomen door temperatuur, ongelijke zettingen etc. In geval van het gewapende onderwaterbeton zorgt dit voor speciale problemen aangezien de dilatatie-voegen onder water moeten worden aangebracht.

Hierop wordt in het volgende hoofdstuk 3 teruggekomen.

2.4.4.3 De permanente stempels en gordingen

Zoals in de vorige paragraaf al werd aangegeven, wordt er gebruik gemaakt van permanente stempels ter beperking van de momenten in de wanden.

Deze stempels worden om de 5.8 - 7.8 m aangebracht en worden gemaakt van gewapend beton (betonkwaliteit B 35).

Om de kniklengte van de stempels te beperken wordt weer een tussenwand geplaatst tussen beide rijbanen waarop de stempels worden opgelegd.

De dimensies van de stempels worden bepaald door het knikverschijnsel.

De kniklengte van de stempels is met een factor 0.5 gereduceerd door de tussenwand. De belastingcoëfficiënt voor een drukstaaf is 2,0.

Naast deze drukkracht komen er ook nog buigende momenten voor ten gevolge van het eigen gewicht van de stempels. De spanningen ten gevolge van dit eigen gewicht moeten worden meegenomen in de beschouwing.

Een andere bron van buigende momenten is een ongelijke opwarming van de stempels door de zon; de bovenzijde wordt meer opgewarmd dan de onderzijde zodat er over de stempelhoogte een temperatuursgradiënt ontstaat. Het temperatuursverschil zorgt voor een rekverschil met als gevolg het ontstaan van buigende momenten. De bovenzijde van de stempels komt onder trekspanningen te staan en de onderzijde onder drukspanningen. **De effecten van de temperatuurs-verschillen zijn niet in de berekening meegenomen.**

Wanneer de stempels in de wanden worden verankerd, dan wordt ter plaatse de hoekverdraaiing verhinderd. Hierdoor kunnen toevallige inklemningsmomenten of parasitaire momenten ontstaan (zie voorgaande tekening). Bij de wapening moet rekening mee worden gehouden.

Er zijn in het verleden proeven geweest met stempels die werkelijk scharnierend zijn opgelegd. Het idee hierbij was te zorgen dat de hoekverdraaiing ter plaatse van de wanden ongehinderd kan optreden zodat er geen inklemningsmomenten ontstaan.

Bij constructie-onderdelen welke op druk zijn belast moet men nog rekening houden met het volgende: het is onmogelijk te zorgen dat de stempels **volledig** centrisch worden belast; er zal altijd een initiële uitbuiging optreden, hetzij ten gevolge van het eigen gewicht, hetzij ten gevolge van temperatuursgradiënten, hetzij ten gevolge van uitvoeringson nauwkeurigheden.

Door de grote drukkracht in de stempels kunnen deze initiële uitbuigingen verergeren. Hierdoor ontstaan extra hoekverdraaiingen en daarmee ook extra buigende momenten: de zogenaamde tweede orde momenten.

Als men echter het verhoudingsgetal $n = F_e/F$ voldoende groot houdt dan zullen deze tweede orde momenten klein blijven.
(zie volgende formule)

De wapening in de stempels wordt evenredig over de doorsnede verdeeld. Het staal neemt hierbij een deel van de drukkracht op. Dit geldt tevens voor de extra drukspanningen ten gevolge van de optredende momenten. Er moet worden gesteld dat:

- * de toelaatbare betondrukspanning niet mag worden overschreden.
- * de staalvloeispanning niet mag worden overschreden.

De formules welke zijn gebruikt voor de dimensionering zijn:

De doorsnede van de stempels wordt zo klein mogelijk gehouden; er wordt gestreefd naar een hoog wapeningspercentage van ongeveer 4%. Dus:

$$A_c \times 24 + 0.04 \times A_c \times 500 = 2 \times F$$

$F =$ gebruiksbelasting stempel (N)

$A_c =$ betondoorsnede (mm^2)

Voor de Eulerse knikkracht geldt:

$$F_e = \frac{\pi^2 EI}{l^2}$$

$EI =$ buigstijfheid (fictief) afkomstig uit formules (Nmm^2)

$l =$ kniklengte = 10350 mm

$F_e =$ Eulerse knikkracht (N)

De veiligheid tegen knik wordt bepaald door het verhoudingsgetal $n = F_e/F$.

Na een aantal iteraties moet $\frac{n}{n-1}$ naderen tot 1.

Resultaat:

Stempel: 700 x 700 mm^2 (B35)

Wapening: 28 x $\phi 32$ (FeB500)

Beugels: $\phi 8$ - 350 mm

Gordingen

De gording is een extra verbreding van de wand ter hoogte van de stempels, een balk 700 x 700 mm².

De nuttige hoogte is dan ongeveer 1500 mm; deze hoogte is voldoende voor het overbrengen van de belasting naar de stempels.

Eventueel is ook ponswapening nodig om de stempelkracht goed in te leiden.

In de balk is veld- en steunpuntswapening noodzakelijk, evenals beugels, rekening houdend met het minimum wapenings-percentages.

Voor nadere informatie wordt verwezen naar paragraaf 2.3.4.

2.4.4.4 De gesloten gedeelten van de afrit

Boven het gesloten gedeelte van de afrit zijn bedieningsgebouwen gepland welke worden doorgezet tot NAP +7.50 m.

De wanden, daken, en vloeren worden belast door één of meerdere van de volgende belastingen:

- * hydrostatische druk (wand, vloer)
- * gronddruk (wand)
- * eigen gewicht (wand, vloer)
- * verkeersbelasting (vloer)

De maatgevende waterstand is het stormvloedpeil NAP +3.75 m.

De verschillende soorten wapening die in de wanden, en vloeren voorkomen:

- * momentwapening
- * verdeelwapening (20% van de buigwapening)
- * wapening ter beperking van scheurvorming door hechting van jong op oud beton: minimum wapeningspercentage van de trekstaaf.

Uiteraard met inachtneming van de minimum wapenings-percentages in de verschillende vloeren en wanden.

Als eerste benadering van de momenten in de vloeren en wanden worden alle hoekpunten als volledige inklemmingen gezien en wordt verder gebruik gemaakt van de strokenmethode.

Uiteraard moet er een controle van de gevonden momenten plaatsvinden met behulp van een raamwerk-programma.

Onder de vloer van de waterkelder kunnen waterdrukken ontstaan, zodat hierop moet worden gedimensioneerd.

Voor verdere informatie wordt verwezen naar paragraaf 2.3.4.

Hoofdstuk 3:

Bouwmethode gewapende onderwaterbetonvloer

3.1 Inleiding

Het gehele constructieproces van de vloer geschiedt onder water, dit schept problemen voor het vlechten van de wapening van de vloer. Aldus moeten de wapeningskorven worden geprefabriceerd en vervolgens worden afgezonken.

Hierbij doen zich een aantal problemen voor:

- a. hoe krijgt men de wapeningskorven over de paalkoppen, zodanig dat de netten niet vastlopen tijdens de afzinkprocedure (paragraaf 3.2)
- b. hoe komt de verbinding met de palen tot stand, zodanig dat de trekkracht goed wordt ingeleid (paragraaf 3.3)
- c. hoe wordt de wapeningskorf opgelegd, zodanig dat er een betondekking kan worden gegarandeerd op het ondernet (paragraaf 3.4)
- d. hoe en wanneer moet het ondersplijtnet worden geplaatst ter opname van de trekkracht uit de paal (paragraaf 3.5)
- e. welke consequenties hebben de stempelafstanden op de afmetingen van de wapeningskorven (paragraaf 3.6)
- f. welke consequenties hebben de gordingen op de afmetingen van de wapeningskorven (paragraaf 3.7)
- g. hoe moeten de wapeningskorven onderling worden verbonden (paragraaf 3.8)
- h. hoe moet de wapening worden geplaatst in de nabijheid van de damwand; een extra moeilijkheid hierbij zijn de toegepaste combiwanden met een voor de wapeningskorven ingewikkeld dwarsprofiel
Ook de stekken voor de wanden moeten in deze zone worden geplaatst. (paragraaf 3.9)
- i. hoe kan de waterdichtheid van de vloer bij de damwand en van de vloer bij de palen worden verzekerd. Ook mag de supportconstructie niet voor een lekweg zorgen (paragraaf 3.10)
- j. hoe worden de dilatatie-voegen gerealiseerd, en hoe zien zij er precies uit opdat men ervan verzekerd is dat de moten onafhankelijk van elkaar zullen zijn, hoe moet de dilatatie-voeg waterdicht worden uitgevoerd. (paragraaf 3.11)
- k. welke eisen worden er gesteld aan de wijze van betonstorten in relatie met de afgezonken wapeningskorven. Tevens wordt ingegaan op de materiaaleisen (paragraaf 3.12)

Voor elk van de bovenstaande vragen worden enkele eisen geformuleerd en worden suggesties gedaan ter oplossing van de problemen.

Een belangrijk uitgangspunt bij het ontwerp is dat de duikeruren zoveel mogelijk moeten worden beperkt én dat de werkzaamheden onder water zoveel mogelijk moeten worden beperkt tot controle-taken; het lassen onder water moet worden voorkomen.

In de diep gelegen gedeelten van de bouwkuip is de waterdiepte enkele meters dieper dan 10 m. Dit ligt dus boven de zogenaamde **decompressie-duikdiepte**; met andere woorden de duikers moeten gebruik maken van decompressiekamers. Dit betekent tijdverlies en extra kosten. Het is onmogelijk de waterstand tijdelijk te verlagen; dit betekent namelijk dat er toch bemalen moet worden en dat is in strijd met de uitgangspunten. Het bemalen vereist tevens grote pomp-capaciteiten.

3.2. Sparingen in het ondernet van de wapeningskorf ten behoeve van de paalkoppen

De geprefabriceerde wapeningskorven kunnen op verschillende wijzen vastlopen tijdens de afzinkprocedure:

- * op de paalkoppen als er onvoldoende rekening is gehouden met de toleranties welke gelden voor de sparingen in het ondernet.
- * tussen de damwanden en/of gordingen. De afstand tussen de damwanden is minimaal ter hoogte van de gordingen. Hierop wordt later teruggekomen.
- * tussen de stempels. De stempelafstand is maatgevend voor de afmetingen van de korven. Ook hierop wordt in de volgende paragrafen teruggekomen.

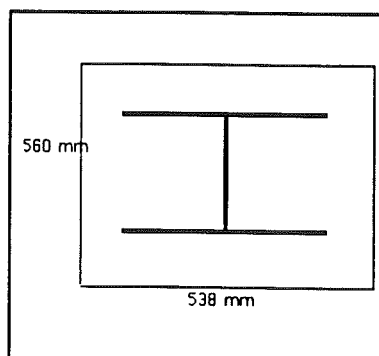
Om te voorkomen dat de wapeningskorven op de paalkoppen vastlopen tijdens het afzinken moet een voldoende grote opening (sparing) in het onderwapeningsnet worden gemaakt.

De afmetingen van de opening in het ondernet is afhankelijk van:

- de hei-nauwkeurigheid bij het heien van de MV-palen in X, Y en Z -richting. De invloed van de afwijkingen in X en Y richting is uit te schakelen door na het heien de paalkoppen nauwkeurig in te meten en dan pas de korven te maken. De toleranties in X en Y-richting kunnen wel 100 -150 mm bedragen.
- de afmetingen van de MV-paal: 310 x 288 mm (HE-280M)
- meet- en maaknauwkeurigheden zoals het inmeten van de palen, het maken van sparingen in de wapeningskorven en het inmeten van de korven tijdens het afzinken: ongeveer 75 mm is hiervoor als maat gehanteerd.
- spelingen en bewegingen in de wapeningskorf: ongeveer 75 mm is hiervoor gehanteerd.

(gegevens afkomstig uit het rapport 'Constructieve onderwaterbeton, moot15,16,17 Zeeburger-tunnel')

Indien de wapeningskorf geleid wordt en de bewegingen worden beperkt kan de sparing tot de afmetingen van de paal plus 250 mm in X- en Y-richting, dus een sparing 560 x 538 mm.



afbeelding 17:
sparing voor de
paalkop.

3.3. Verbinding paal-onderwaterbetonvloer

De verbinding van de palen met de vloer moet van zodanige kwaliteit zijn dat de trekkracht uit de palen goed wordt ingeleid in de vloer.

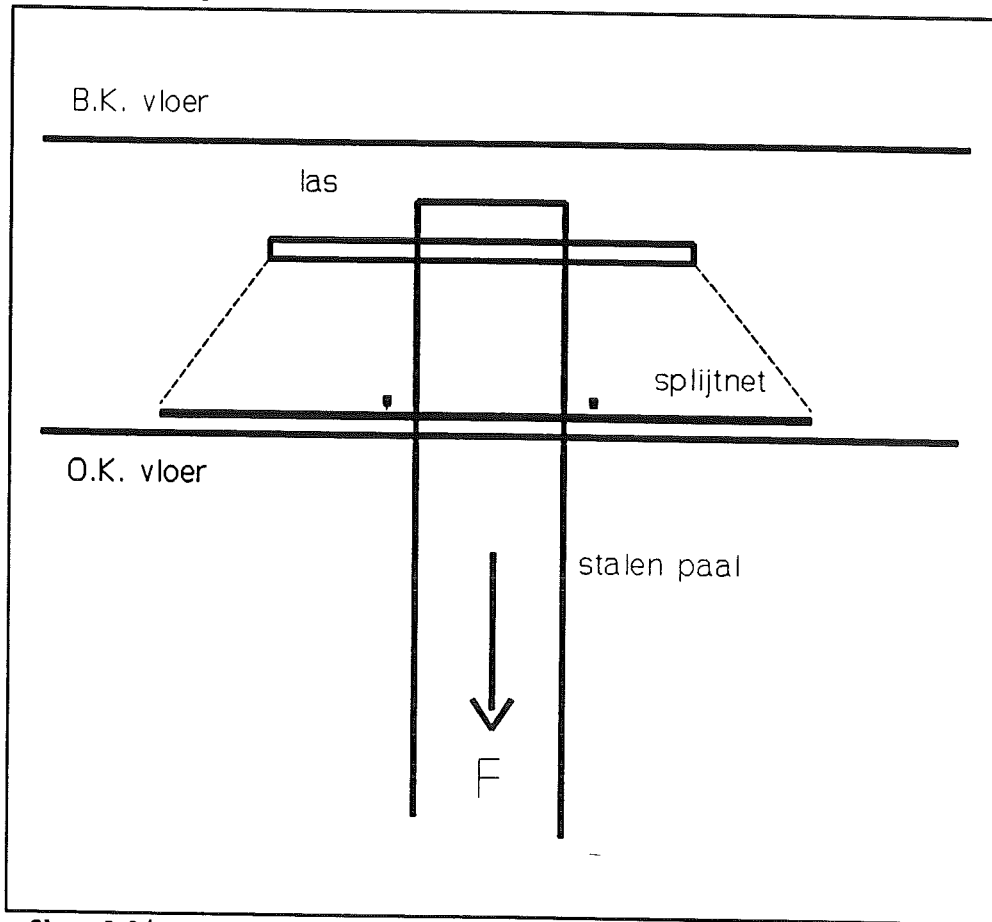
De trekkracht bedraagt over het algemeen 960 kN (gebruiksbelasting)

Deze kracht is zodanig groot én de vloer is zodanig dun (900 -1100) dat het beton-staaloppervlak niet in staat is deze kracht over te dragen zonder aanvullende middelen.

Deze aanvullende middelen kunnen bestaan uit:

- het oplassen van stalen nokken of een trekkring aan de paalkoppen. Dit moet geschieden in combinatie met een ondersplijtnet om de aldaar optredende trekspanningen op te vangen.
- het oplassen op de paalkoppen van stalen horizontale balkjes welke als krachtinleider kunnen dienen en welke tevens kunnen dienen als oplegpunt voor de wapeningskorf. Deze balkjes dienen te worden opgelast voor de paal wordt geheid, mits de heistelling dit toelaat. Met behulp van een makelaar is dit goed mogelijk.
Om te kunnen dienen als krachtinleider moeten de balkjes zo hoog mogelijk in de vloer worden aangebracht; dit heeft consequenties voor de stijfheidsverbanden en draagconstructie van de wapeningskorf. Hierover meer bij paragraaf 3.4 en bijlage 6.

Gekozen is voor een aangelaste balk op de paalkop waarop de korf wordt opgelegd. De vereniging met de andere functie (het tevens kunnen dienen als krachtinleider) is bijzonder aantrekkelijk.



afbeelding 18: paal-vloer verbinding.

*Wellicht een betere oplossing: kopplant. ✓
 Anders: nu gaat in diameter klein te worden.*

3.4 De supportconstructie van de wapeningskorf en de oplegconstructie, bevestigd aan de palen of de damwand

De wapeningskorf kan niet zomaar op de bodem van de bouwkuip worden gelegd omdat men dan geen dekking kan garanderen (of in ieder geval onvoldoende) op het onderwapeningsnet waardoor gevaar voor corrosie ontstaat.

De wapeningskorf moet dus vrij van de bouwkuipbodem worden opgehangen of opgelegd.

Het ophangen, bijvoorbeeld aan de stempels, van de wapeningskorf is een mogelijkheid welke relatief eenvoudig is te realiseren; echter de wapeningskorf heeft op deze wijze nog te veel bewegingsvrijheid wat voor problemen kan zorgen tijdens het storten van de onderwater-betonvloer.

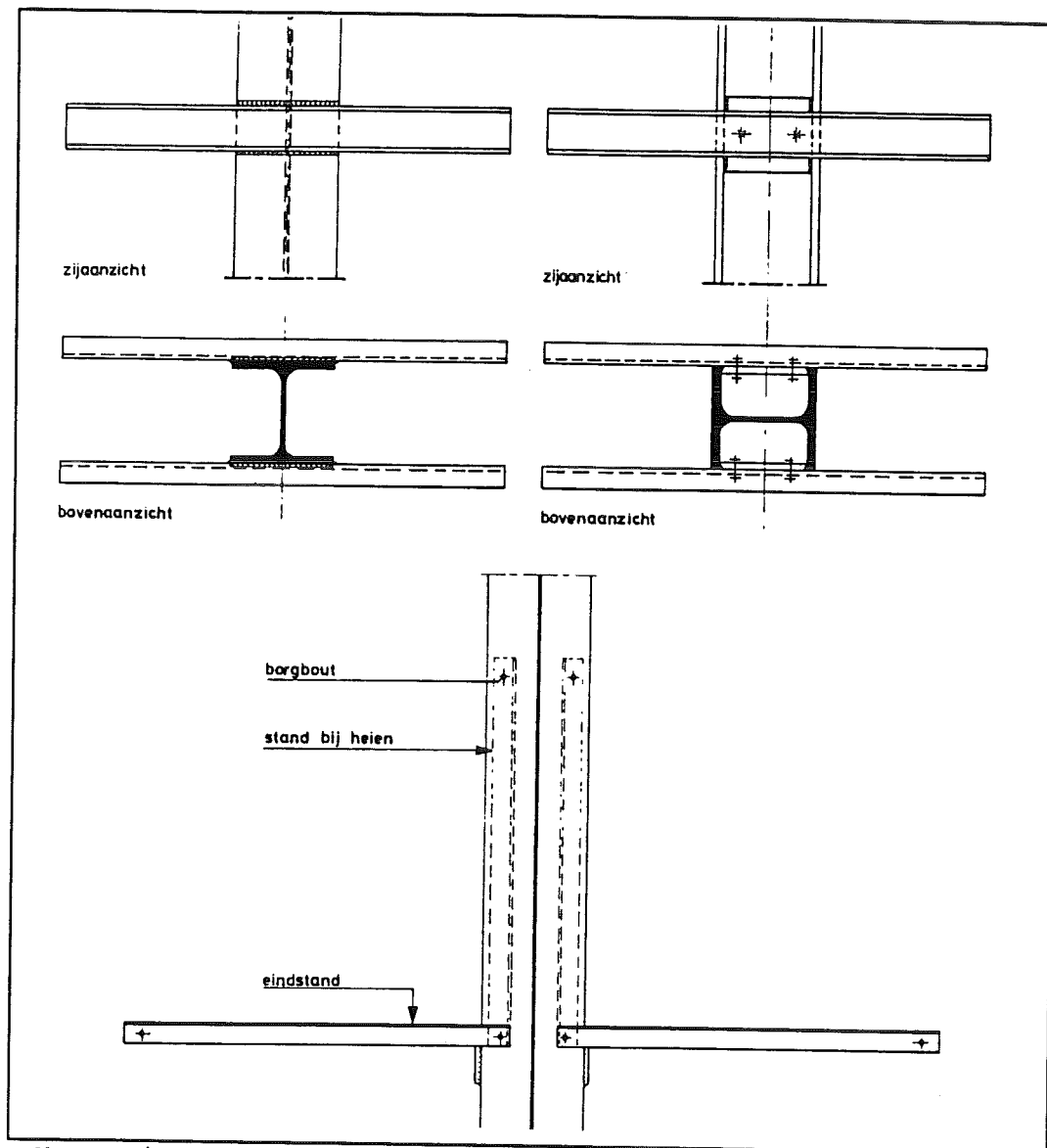
Bij de Zeeburgertunnel heeft men ook om deze reden afgezien van het ophangen van de wapeningskorf.

Beter is het om de wapeningskorf op te leggen op de palen of de damwand. Het opleggen op palen heeft de voorkeur boven het opleggen op de damwand omdat in geval van oplegging op palen de steunpunten voor de wapeningskorf dichter bijeen liggen en dus een veel minder zware supportconstructie in de geprefabriceerde wapeningskorf nodig is.

Zoals in paragraaf 3.3 al is gemeld, is het mogelijk de wapeningskorf op de paal gelaste stalen balkjes op te leggen. Deze balkjes hebben als tweede functie hebben het inleiden van de trekkracht uit de paal in de vloer.

Dit vereist een relatief hoge ligging van de balkjes in de betonvloer. Mocht het onmogelijk zijn de palen te heien met de balkjes vooraf opgelast in verband met de heistelling dan is er de mogelijkheid de balkjes uitklapbaar te maken. (zie afbeelding 3). De balkjes kunnen dan tijdens het heien tussen de flenzen aan een scharnier worden opgehangen. Het uitklappen van de balkjes moet door duikers geschieden waarbij deze met een pen worden gefixeerd. Op de balkjes kunnen vervolgens de supportconstructie van de wapeningskorf worden opgelegd.

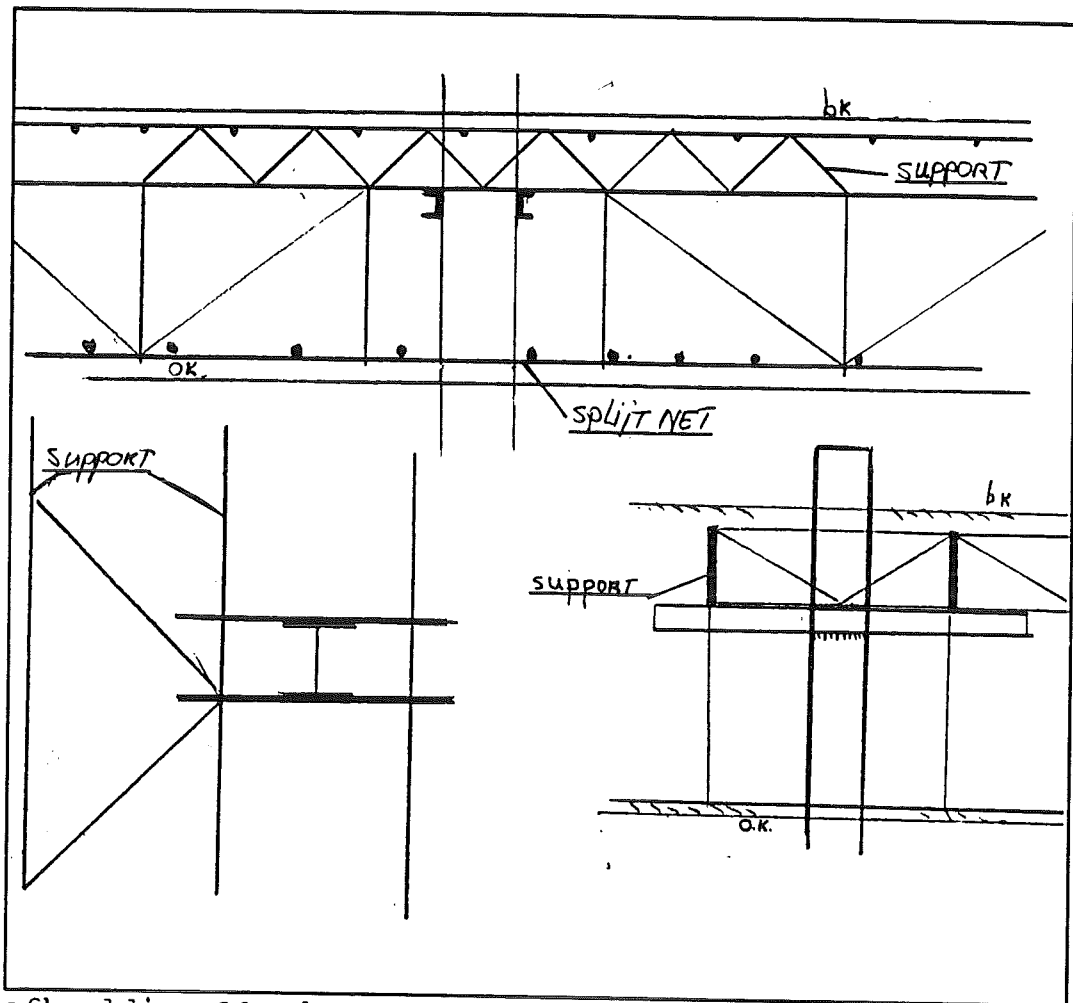
De draagconstructie bevestigd aan de palen kan er als volgt uitzien:



afbeelding 19: verschillende oplegconstructies

Gekozen is de balkjes voor het heien aan de paal te lassen; de supportconstructie wordt hierop opgelegd; de balkjes fungeren tegelijkertijd als krachtinleider.

De vakwerkliggers in de wapeningskorf welke dienen om de korf stijfheid en sterkte te geven (de supportconstructie), zien er als volgt uit:



afbeelding 20: de supportconstructie.

Voor de vakwerkliggers kunnen wellicht steigerbalkjes worden gebruikt, met daaronder hangend het ondernet.

Het staal aan de bovenzijde van de liggers kan eventueel meedoen als wapening. (vooral in de velden van de vloer van belang)

Voorwaarden voor de toepassing van deze steigerliggers zijn:

- de liggers moeten voldoende sterkte en stijfheid bezitten; een wapeningskorf van 6 x 24 m weegt ongeveer 10 ton.
- het beton moet voldoende aanhechting hebben op de liggers

- de liggers mogen geen lekweg veroorzaken; de kans hierop is klein daar de liggers niet over de gehele hoogte van de betonvloer worden doorgezet en slechts aan de bovenzijde van de vloer worden geplaatst.

In de breedterichting van de wapeningskorf kunnen dezelfde liggers worden gebruikt. Als het niet mogelijk is deze steigerligger te gebruiken moet men zelf een vakwerk samenstellen.

Verder moet worden gekozen hoeveel steunpunten er gebruikt gaan worden om de wapeningskorf op te leggen.

Een minimum is 3 steunpunten: een driepuntsoplegging. Tweedimensionaal gezien is de wapeningskorf dan een statisch bepaalde constructie welke ongevoelig is voor ongelijke steunpuntshoogten, afgezien van het feit dat de korf enigszins scheef komt te liggen.

Het gebruiken van meer steunpunten dan 3, heeft tot voordeel dat de vakwerkliggers in de wapeningskorf minder zwaar behoeven te worden gedimensioneerd, door de kleinere overspanningen van de vakwerkliggers. De oplegging van de korf wordt dan statisch onbepaald.

Er is gekozen voor oplegging op alle palen in verband met kleine liggerhoogte van de supportconstructie. (Dit)

Op de wijze waarop het ondernet in de nabijheid van de paal en balkjes wordt aangebracht, wordt in BIJLAGE 6 nader beschreven.

Voor een goede oplegging van de wapeningskorf op meerdere steunpunten zijn de volgende punten van belang:

- * de nauwkeurigheid van de hoogte van de paalkop waarop de MV-paal kan worden geheid; de nauwkeurigheid welke kan worden behaald ligt onder de 50 mm.
- * de stijfheid van de wapeningskorf vooral van belang in verband met het volgen van eventuele steunpunts-ongelijkheden door de wapeningskorf. De stijfheid en sterkte van de wapeningskorf en dus de verstijvingsliggers mag niet te groot zijn zodat de korf zich enigszins schikt naar de aanwezige steunpunts-ongelijkheden.

Bij het gebruik van de aan de palen gelaste balkjes welke tevens gebruikt worden ter inleiding van de trekkrachten, dan moet elke paal voorzien worden van deze balkjes. De wapeningskorf behoeft echter niet op elke paal te worden opgelegd. Dit zou wel gunstig zijn in verband met de dimensies van de benodigde vakwerkliggers in de korf. Deze liggers kunnen dan veel lichter worden uitgevoerd.

Mochten een aantal steunpunten 'gemist' worden dan zullen deze óf worden overbrugd óf de vakwerkliggers zullen plaatselijk vloeien zodat de steunpunten alsnog gebruikt worden.

Zoals hiervoor al genoemd is een heinaauwkeurigheid van 50 mm haalbaar, zodat hetzelfde geldt voor de te verwachten steunpunts-ongelijkheid.

(Misschien is het beter te kiezen voor
geschikte supports, die voor de oplegging
het type 58 zijn en die voor de oplegging
slap)

Het kan voorkomen, door voorgenoemde steunpuntsongelijkheid, dat de wapening in de vloer plaatselijk lager komt te liggen dan was bedoeld, zodat ook de inwendige hefboomsarm kleiner wordt dan waar op was gerekend.

De toegepaste wapening is zodanig overgedimensioneerd dat de kleinere hefboomsarm geen probleem vormt.

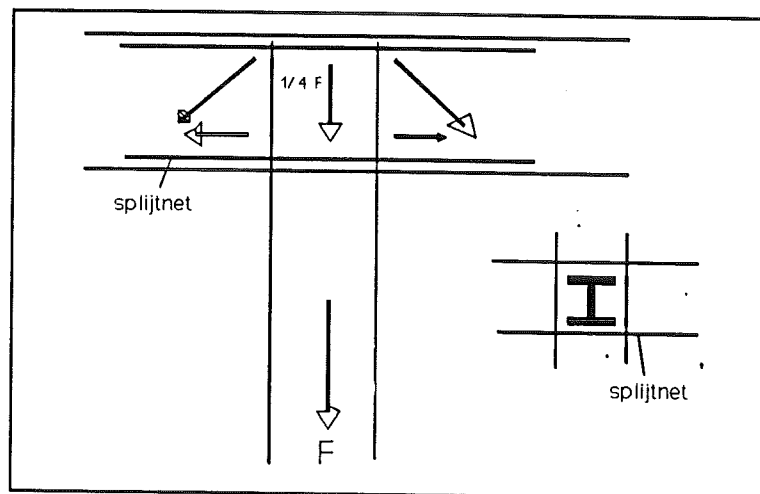
Ook is er bij de dimensioneringsaanname voor de onderwaterbetonvloer rekening gehouden met een kleine afwijking in de vloerdikte volgend uit een niet geheel horizontaal liggende wapeningskorf. Met andere woorden: als de korf niet geheel horizontaal ligt dan moet de vloer iets dikker worden dan is voorzien, daar de wapening van het bovennet overal voldoende betondekking moet hebben. Hiervoor is nog enige speling beschikbaar.

3.5. Het ondersplijtnet

Voor het opnemen van de trekkrachten uit de palen in de vloer is er, behalve een trekking of een balk in het bovenste gedeelte van de vloer, nog een andere voorziening nodig.

Deze voorziening bestaat uit het plaatsen van een ondersplijtnet in de vloer. Dit ondersplijtnet moet zo dicht mogelijk bij de palen worden geplaatst, om de onderin optredende trekspanningen als gevolg van de paalkracht goed op te kunnen nemen.

Het krachtenspel bij de paalkoppen ziet er als volgt uit:



afbeelding 21: krachtenspel bij de paalkop.

Inwendig ontstaat er een kegel onder een hoek van 45° welke wordt uitgeponst als er geen ondersplijtnet zou worden toegepast.

Hieruit volgt dat het ondersplijtnet ten minste over de diameter van deze kegel aan de onderzijde van de vloer, moet

worden doorgezet plus nog een aanvullende lengte in verband met verankering van de staven. Hierbij komt nog de wapening benodigd voor het opnemen van de steunpuntsmomenten welke aan de onderzijde ontstaan door de opwaartse waterdruk.

Voor vrijwel elke paal is de gebruiksbelasting 960 kN of lager. De splijtnetten zijn hierdoor voor alle palen hetzelfde; echter in de nabijheid van de damwanden en de dilatatie-voegen zijn aangepaste vormen van de splijtnetten noodzakelijk in verband met de beschikbare ruimte.

De splijtnetten bestaan uit 4 staven $\phi 32$ d.w.z 2 staven in de X-richting en 2 staven in de Y-richting.

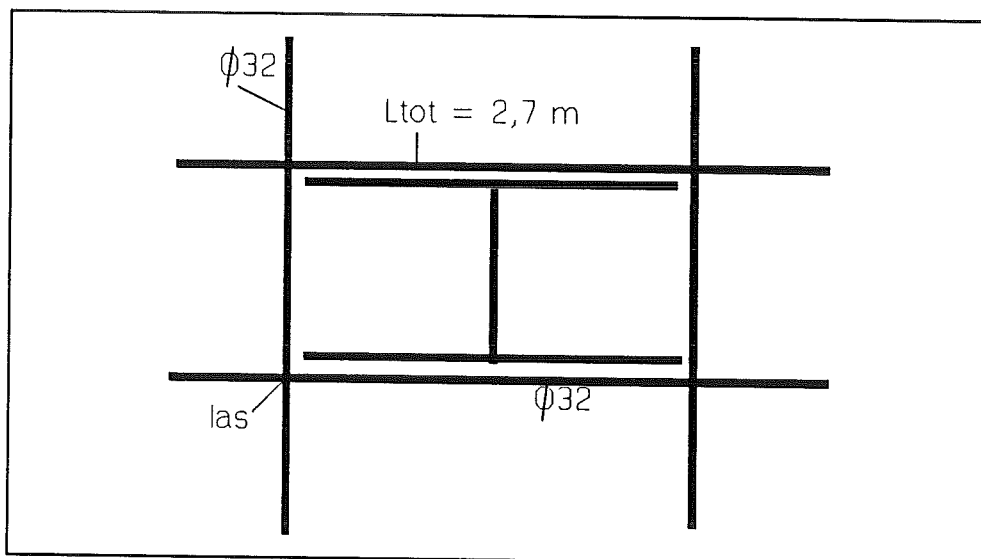
Plaatsing van de splijtwapeningsnetten:

Voorgaand is de eis gesteld dat het spijtnet zo dicht mogelijk bij de palen moet worden geplaatst.

Als gebruik wordt gemaakt van balkjes, welke vooraf zijn vastgelast aan de MV-palen, dan is het onmogelijk om de splijtnetten geheel samen te stellen en deze over de paalkoppen heen te leggen.

Ook op de splijtwapening moet voldoende betondekking aanwezig zijn: in dit geval geldt dus ook dat de netten niet zonder meer op de bouwkuipbodem kunnen worden gelegd. Het ondersplijtnet moet dus eveneens aan de palen worden bevestigd; dit kan door middel van het vooraf aan de palen lassen van oplegplaatjes waarop de staven komen te rusten. Vooraf kunnen 3 van de 4 staven worden samengesteld, waarna de vierde staaf onder water moet worden vastgemaakt (zie afbeelding 22). Deze vierde staaf hoeft niet te worden gelast.

De verbinding van het splijtnet met de MV-paal ziet er als volgt uit:



afbeelding 22: splijtnet op een aparte oplegconstructie.

Het ondersplijtnet zou in principe voorafgaand aan het heien op de paal kunnen worden gelast; dit is onmogelijk in verband met de heistelling.

Het splijtwapeningsnet moet dus onder water worden geplaatst nadat de palen geheid zijn en voordat de wapeningskorf wordt afgezonken.

N.B.: Gekozen is echter om de splijtnetten op te nemen in de hoofwapeningskorf, en wel zodanig dat de staven kunnen worden uitgeschoven om de palen heen met behulp van duikers.

(misschien zou het beter zijn op te nemen te plaatsen in de splijtwapeningskorf te plaatsen voor het onderzet)

Daar de opwaartse waterdruk ook na de bouw maatgevend is, is het voldoende alleen een ondersplijtnet aan te brengen en is een bovensplijtnet niet noodzakelijk.

De neerwaartse belasting bestaat uit het gewicht van de drainagelaag met het wegdek en de verkeersbelasting.

Onder de wanden kan, door het eigen gewicht, in principe een drukkracht in de palen komen. Als de wanden worden belast door horizontale gronddrukken en waterdrukken moet ook nog een buigend moment naar de paalfundering worden afgevoerd.

Voor de palen onder de wand betekent dit dat er nog een extra trekkracht wordt uitgeoefend.

Hoeveel palen precies aan een extra trekkracht worden onderworpen hangt af van:

- * de stijfheid van de vloer ten opzichte van,
- * de veerstijfheid van de MV-palen

Hoe stijver de vloer is, hoe meer palen (onder weliswaar kleinere) extra trekbelastingen komen te staan. De verschillen in trekbelastingen tussen de randpalen en meer van de wand afgelegen palen worden dan kleiner; het moment uit de wand wordt gespreid over meer palen dan dat bij een slappe vloer het geval is.

Als gebruik wordt gemaakt van een stijve vloer dan is het wellicht niet noodzakelijk extra palen onder de wand bij te plaatsen. Voorgenoemde extra paalkrachten zijn NIET bepaald.

Maatgevend voor de vloerdikte is het moment afkomstig uit de wand. Als de vloer de momenten uit de wand kan opnemen dan kunnen alle resterende momenten ook worden opgenomen.

Tevens is het nog mogelijk de wanden op de damwanden te funderen mits deze diep genoeg zijn ingeheid.

3.6. Consequenties van de stempelafstanden voor de wapeningskorven

Eén van de beperkende factoren voor de afmetingen van de wapeningskorf is de stempelafstand welke in het ontwerp varieert van 5.0 tot 7.2 m. (zie tekeningen in de bijlage 5)

In geval van **groutankers** spelen deze problemen natuurlijk niet.

Het spreekt voor zich dat de wapeningskorf tussen de stempels door moet kunnen. Per stortmoot moeten dus een aantal wapeningskorven onafhankelijk van elkaar worden afgezonken.

In eerste instantie moet zoveel mogelijk van verplaatsing van de stempels worden afgezien daar dit tijdrovend en kostbaar is.

Er is in deze bouwfase in principe wel de mogelijkheid om de stempels te verplaatsen daar de stempels, damwanden en gordingen zijn gedimensioneerd op het belastinggeval: leeggepompte bouwkuis met op de bodem een laag onderwater-beton; dit is het maatgevende belastinggeval.

In eerste instantie wordt er van uitgegaan dat de stempels niet worden verplaatst. De **stempelafstand** is nu maatgevend voor de breedte van de wapeningskorf. (onder de breedte van de korf wordt verstaan de kortste zijde van deze korf; de lengte van de korf is de afstand tussen de damwanden)

Verder moet rekening worden gehouden met meet- en plaatsings-nauwkeurigheden van de korven én van de stempels. Voorgenoemde stempelafstanden zijn hart-op-hart afstanden. De afmetingen van de stempels zelf moeten ook nog in mindering worden gebracht bij de bepaling van de maximum breedte van de wapeningskorf.

Praktisch gezien houdt dit in dat de wapeningskorf smaller moet worden uitgevoerd dan de afstanden tussen de stempels om te voorkomen dat de korven vastlopen tijdens het afzinken.

Een redelijke maat voor deze tolerantie is 200 tot 300 mm.

Hierbij is de voorwaarde dat de korf goed wordt geleid.

De wapeningskorf-breedte wordt dan 3.8 - 6.0 m. (alleen in geval van stempels)

Het is hierbij de vraag of er moet worden gewerkt met standaard-breedten voor de wapeningskorf gebaseerd op de minimum-stempelafstand. Dit kan voordelen bieden door bijvoorbeeld de toepassing van standaard lengten van het wapeningsstaal en met de leereffecten van de vlechtploegen.

Per moot zijn een aantal wapeningskorven nodig welke dus apart moeten worden geplaatst. Een korfbreedte van 3.8 m is klein te noemen: voordeel hiervan is de handelbaarheid; nadeel is dat er 6 korven per stortmoot nodig zijn. Het is natuurlijk mogelijk 2 korven tot 1 korf samen te stellen; hierbij zijn wel ingewikkelde kantelmanoeuvres nodig, iets waarvan men beter af kan zien maar wellicht het overwegen waard.

Er moet aandacht worden geschonken aan de verbinding tussen de wapeningskorven onderling.

Dit kan geschieden door middel van overlappingslassen.

Hierover meer in paragraaf 3.8.

Verder moet rekening worden gehouden met het feit dat er nog voorzieningen moeten worden getroffen voor het maken van dilatatie-voegen.

Nu zijn er twee mogelijkheden:

- * de stempels worden verplaatst naar de posities waar de dilatatie-voegen moeten komen; dit houdt in dat er ter plaatse van de twee verschillende wapeningskorven samenkomen, met daartussen een voegconstructie, die is vastgemaakt aan één van de korven
- * de stempels blijven zoals in het ontwerp is gegeven.
Bij deze variant wordt in het midden van één wapeningskorf een voeg-constructie aangebracht.

N.B.: Er is voor gekozen de korven en de voegbalken apart aan te brengen; zo is het stelproces van de korven en de voegbalken beter beheersbaar.

Op de voegconstructie wordt in paragraaf 3.11 teruggekomen.

3.7. Consequenties van de aanwezige gordingen op de afmetingen van de wapeningskorf.

In de lengterichting van de wapeningskorf (ofwel de afstand tussen de damwanden) moet ook rekening gehouden worden met het feit dat de korf de gordingen moet passeren tijdens de plaatsing. De **gordingen** steken enigszins uit in de bouwput en zijn dus maatgevend voor de aan te nemen lengte van de wapeningskorf.

De toegepaste gordingen zijn per kuip verschillend en dus zijn ook de lengten van de wapeningskorven verschillend.

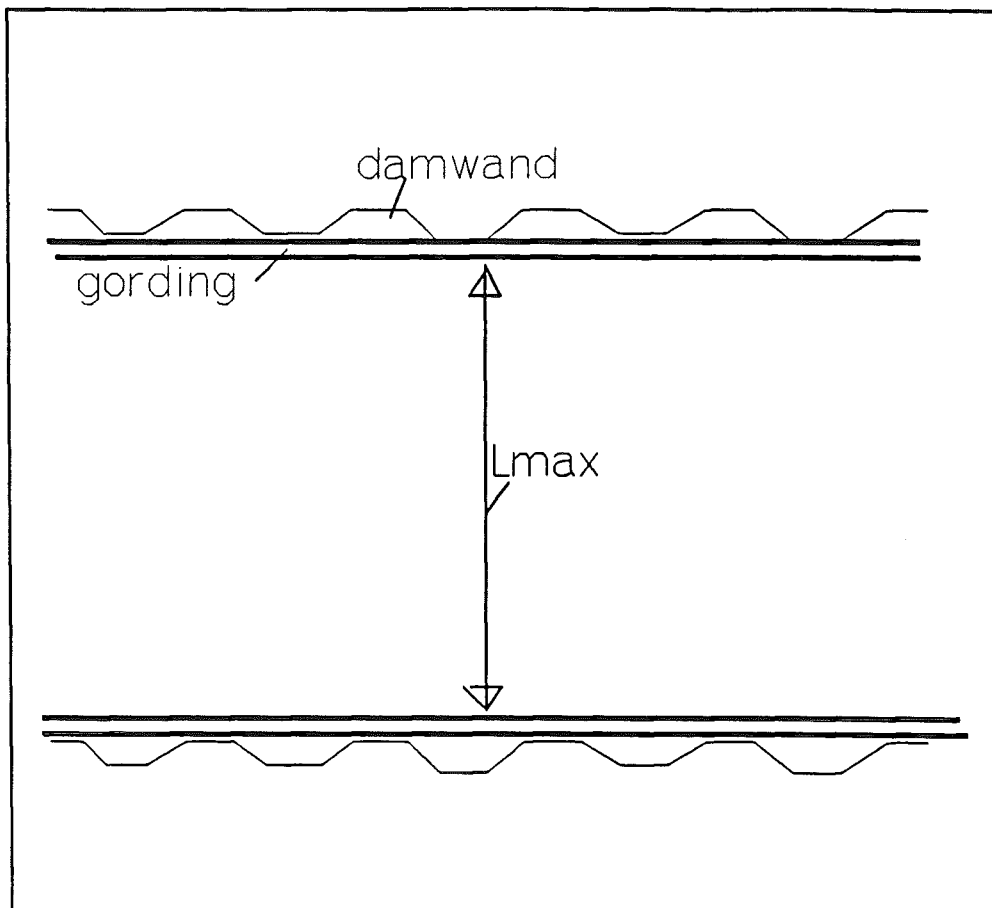
De gordinghoogten variëren van 270 tot 500 mm. Op dit punt valt nog winst te boeken door toepassing van HE-M profielen.

De gordingen worden aan beide zijden van de bouwkuip toegepast zodat de maximale lengte L_{\max} van de wapeningskorf wordt:

$$L_{\max} = 24.00 \text{ m} - 2 \times \text{gordinghoogte} - \text{tolerantie}$$

Met tolerantie wordt bedoeld: de maat- en plaatsingstolerantie welke weer kan worden gesteld op 200 á 300 mm om het vastlopen van de korf te voorkomen. Deze tolerantie is voldoende groot mits de wapeningskorf geleiding krijgt tijdens het afzinken.

Tevens kan men door het uitvoeren van kantelmanouvres ontkomen aan de hier gestelde maximale lengte van de wapeningskorven; dit compliceert de uitvoering wel. Er is voor gekozen **AF TE ZIEN** van het kantelen van de korven tijdens de plaatsing; dit om de toch al lastige uitvoering van deze variant zo eenvoudig mogelijk te houden.



afbeelding 23: De maximale lengte van de wapeningskorf.

3.8. Verbinding van de wapeningskorven onderling

De verbindingen tussen de wapeningskorven onderling is een apart probleem volgend uit de noodzakelijkheid de wapeningskorven per moot in een aantal 'deel'-korven op te splitsen.

De oorzaak hiervan is de toepassing van de stempeling in de bouwkuip.

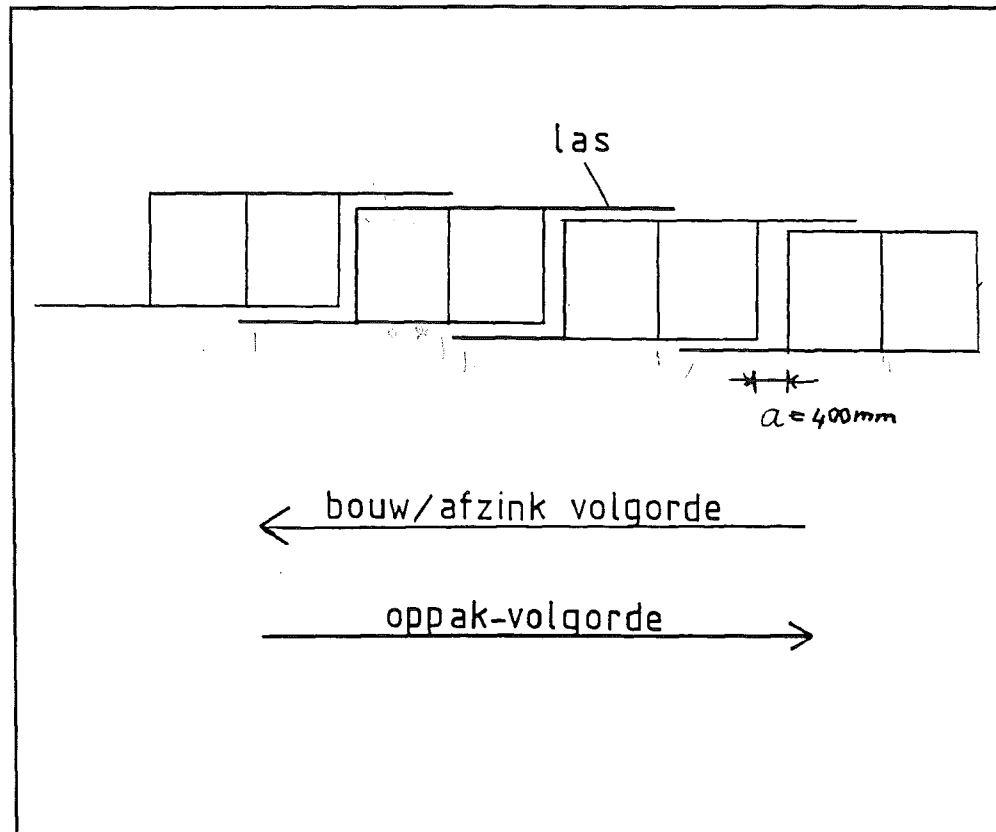
Ook is de toepassing van een aantal korven per moot aan te raden omdat zij lichter zijn per stuk dan één grote korf waardoor men met een lichtere kraan kan volstaan én dat de manoeuvrbaarheid toeneemt bij kleinere korven.

Bij het verbinden van de wapeningskorven moeten de werkzaamheden onder water zoveel mogelijk worden beperkt, omdat de verrichtingen door duikers een relatief dure aangelegenheid is.

Uit andere gewapend beton-toepassingen is bekend dat een verbinding tussen wapeningsstaven en wapeningsnetten kan worden gerealiseerd met zogenaamde overlappingslassen.

Hierbij worden de staven zo dicht mogelijk langs elkaar heengelegd. De lengte van deze overlappingslas wordt bepaald door de krachten in de staaf (de schuifspanningen op het

staal-beton grensvlak) welke op hun beurt weer de overdrachtslengte bepalen. Op onderstaande tekening wordt duidelijk gemaakt hoe de korven eruit zien met de bijbehorende stekken.



afbeelding 24: Principe verbinding wapeningskorven.

Het principe: het boven- en ondernet worden beurtelings voorzien van stekken. De korven moeten dan wel in een bepaalde volgorde in de bouwkuip worden geplaatst.

De lengte van de stekken worden door de volgende factoren bepaald:

- * de lengte van de voorgenoemde benodigde overlappingslengte.
- * enige extra lengte in verband met de maat- en afzinktoleranties. Deze afzinktolerantie moet tweevoudig zijn omdat in de **meest ongunstige** situatie de afstand tussen twee aanliggende korven 2 x de afzinktolerantie kan bedragen.

Verder moeten tussen de wapeningskorven van de aanliggende stortmoten flexibele verbindingen worden aangebracht: de zogenaamde dilatatie-voegen. Hierop wordt nader ingegaan in paragraaf 3.11.

3.9. De wapening in de nabijheid van de damwanden

Zoals in paragraaf 3.7 al is gemeld, kunnen de wapeningskorven niet over de gehele breedte van de bouwkuip worden afgezonken.

De reden hiervoor was de aanwezigheid van de gordingen zodat de korf niet zo lang kan worden gemaakt als deze zou moeten zijn. Ook is hierbij nog rekening gehouden met een zekere afzinktolerantie.

Gevolg van het voorgaande is dat de wapeningskorf niet kan worden doorgezet tot aan de damwanden.

Tussen de randpalen en de damwand moet echter ook wapening worden geplaatst om de waterdrukken te kunnen weerstaan en om scheurvorming te voorkomen of ten minste te beperken.

De meest belangrijke wapening is de wapening van het ondernet daar de vloer vanaf de randpalen gezien een overstek heeft tot aan de damwand; aan de onderzijde zullen dus trekspanningen ontstaan.

Is echter de aanhechting van de onderwaterbeton op de damwanden van goede kwaliteit dan moet ook aan de bovenzijde wapening worden geplaatst. Omdat dit altijd kan voorkomen en omdat er altijd sprake is van enige aanhechting, moet zowel een ondernet als een bovennet worden geplaatst.

Het boven- en onderwapeningsnet moet op de damwanden gecontramald worden op het damwandprofiel, wat in geval van de combiwanden extra moeilijkheden kan opleveren.

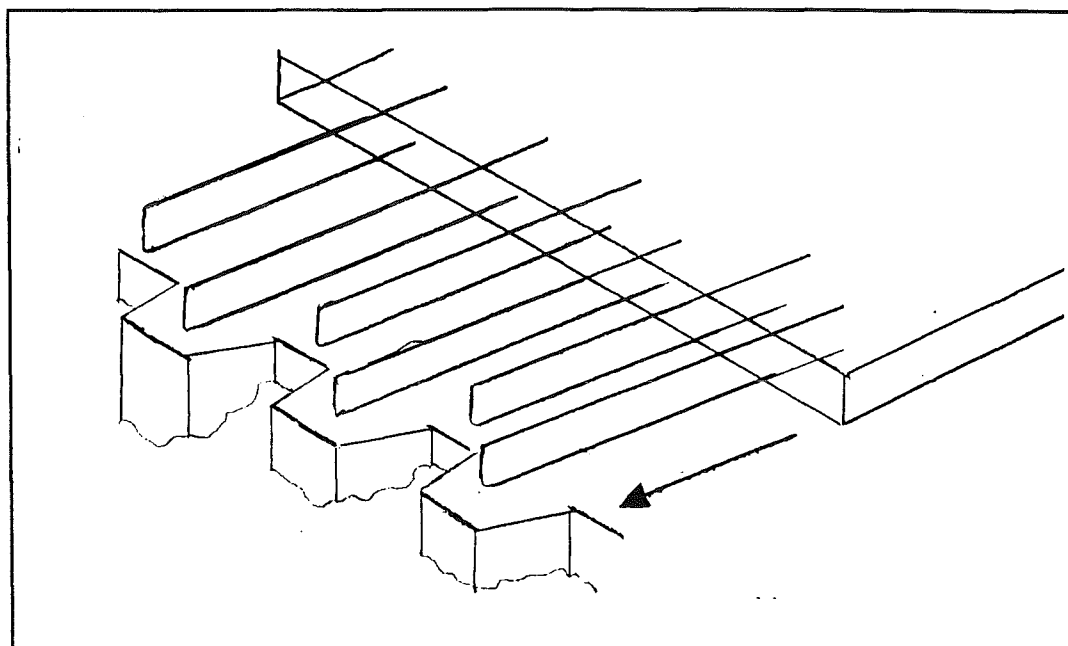
De betonwanden komen in een latere fase een zekere afstand voor de damwand te staan. De gewapende onderwaterbetonvloer tussen deze betonwand en de damwand heeft dus slechts een tijdelijke waterafsluitende functie.

Er zijn 5 manieren om de ruimte tussen de randpalen en de damwand van wapening te voorzien:

- * het apart storten van **randbalken** onder water tegen de damwandkassen waartegen later de grote korf wordt geplaatst. Deze variant is bij de Zeeburgertunnel toegepast en had lekkages tot gevolg welke achteraf ten koste van veel moeite konden worden gedicht.
Het ingewikkelde combiwandprofiel kan bij deze variant voor extra moeilijkheden zorgen.
De ervaringen bij de Zeeburgertunnel maken dit alternatief minder aantrekkelijk.

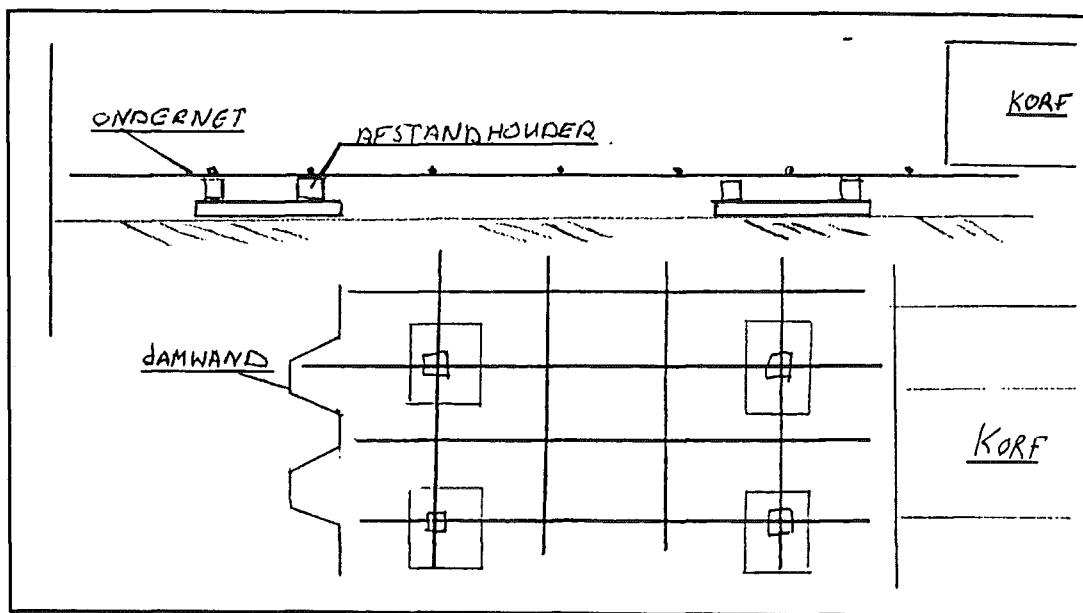
- * het in de grote korf maken van een **uitschuifbaar wapeningsnet** wat later door duikers moet worden uitgeschoven. De moeilijkheid hierbij is de precieze ligging van de damwandkassen waar de wapening in moet passen. Vooral bij de combiwanden is dit een lastig te realiseren.
Voordeel is wel dat de netten boven water kunnen worden gemaakt en dat de netten meer een geheel vormen met de grote korf.

Het is mogelijk om aan de randen van de wapeningskorf, om een bepaalde afstand haarspelden vast te maken welke later naar behoefte kunnen worden uitgeschoven; dit moet worden gedaan door duikers. Hierbij bestaat de kans dat deze haarspelden vast blijven zitten nadat de korf is afgezonken. De verdeelwapening moet later worden bijgelegd.



afbeelding 25: uitschuifwapening in de omgeving van de damwand.

- * Het plaatsen van de onderwapening op een aparte supportconstructie opgelegd op, aan de ene zijde, de palen en, aan de andere zijde, de damwanden; dit om de dekking op de onderwapeningsnetten te garanderen.
De aparte supportconstructie moet onder water aan de palen en de damwanden worden vastgelast, wat door duikers moet geschieden. Uitgangspunt voor het ontwerp van de wapeningskorf was dat de laswerkzaamheden onder water zoveel mogelijk moest worden voorkomen zodat dit alternatief niet direct de voorkeur heeft.
Het bovennet van de wapening in de nabijheid van de damwanden kan pas worden geplaatst als de grote korf is afgezonken.
- * het **opleggen** van het onderwapeningsnet op de bodem van de bouwkuip op bijvoorbeeld enkele tegels in combinatie met afstandhouders; een redelijk eenvoudige methode.
Hierbij is er nog de mogelijkheid de wapeningsstaven vast te maken aan de grote wapeningskorf.
Het bovenwapeningsnet kan na het afzinken van de grote wapeningskorf aan deze korf worden vastgemaakt.
(zie afbeelding 26)



afbeelding 26: oplegging op tegels.

- * het maken van een combinatie met de splijtnetten voor de randpalen. Bij dit alternatief wordt het ondernet voor de wapening tussen de damwand en de randpalen tegelijk geplaatst met de splijtnetten en vormen hierbij één geheel. Het bovennet moet na het afzinken van de grote korf worden bijgelegd. De moeilijkheid bij dit alternatief is de precieze ligging van de damwandkassen waar het onder- en bovennet in moet passen.

Er is voor gekozen gebruik te maken van de variant met de uitschuifwapening daar deze wapening in den droge aan de hoofdwapeningskorf kan worden bevestigd en dan relatief eenvoudig kan worden uitgeschoven naar behoefte om het damwandprofiel te kunnen volgen.

De stekken ten behoeve van de wanden:

De wanden moeten in de eindfase één geheel vormen met de vloer. Hiervoor moeten voorzieningen worden getroffen in de wapeningskorf van de vloer. Deze voorzieningen bestaan uit wapeningsstekken die vanuit het ondernet van de vloer omhoog worden gebogen en over een zekere afstand uitsteken boven de onderwaterbeton vloer. Voor de verankering van de wanden aan de vloer wordt gebruik gemaakt van overlappingslassen.

Het zelfde geldt voor de middenwand die plaatselijk in de afrit aanwezig is. De afstand waarover deze stekken moeten uitsteken wordt bepaald door de overdrachtslengte van de wapeningsstaven en is dus afhankelijk van de kracht in de staven ofwel de schuifspanningen op het staal-beton grensvlak.

In geval van onderwaterbeton gelden de volgende formules voor de aanhechtingssterkte en de verankeringslengte:

Bij deze formules moet er sprake zijn van geribt betonstaal.
(afkomstig uit het CUR-VB rapport 102 "gewapend onderwaterbeton")

$$f_d = (1.86 + 0.316 \frac{c}{\phi_k}) f_b - 0.15$$

Waarin:

- f_d = de rekenwaarde voor de aanhechtsterkte (N/mm²)
 f_b = de rekenwaarde voor de betontreksterkte (N/mm²)
 (te bepalen uit de splijttreksterkte-proeven op kuben en is ook een functie van de druksterkte van het beton)
 c = betondekking (mm)
 ϕ_k = kenmiddellijn staaf (mm)

Met de bovenstaande rekenwaarde voor f_d kan de verankeringslengte worden bepaald:

$$l_d = \frac{F_{\max}}{\pi \phi_k f_d}$$

Waarin:

- F_{\max} = maximale kracht in de staaf (N)
 ϕ_k = kenmiddellijn staaf (mm)
 f_d = rekenwaarde voor de aanhechtsterkte (N/mm²)

Dezelfde wapeningsdoorsnede welke is toegepast in de vloer, moet worden doorgezet in de wand afhankelijk van het momentenverloop in de wand.

De stekken moeten boven water worden verbonden met de wapeningskorf. Het naderhand plaatsen van de stekken is namelijk onmogelijk omdat deze moeten worden verbonden met het onderwapenings-net van de vloer.

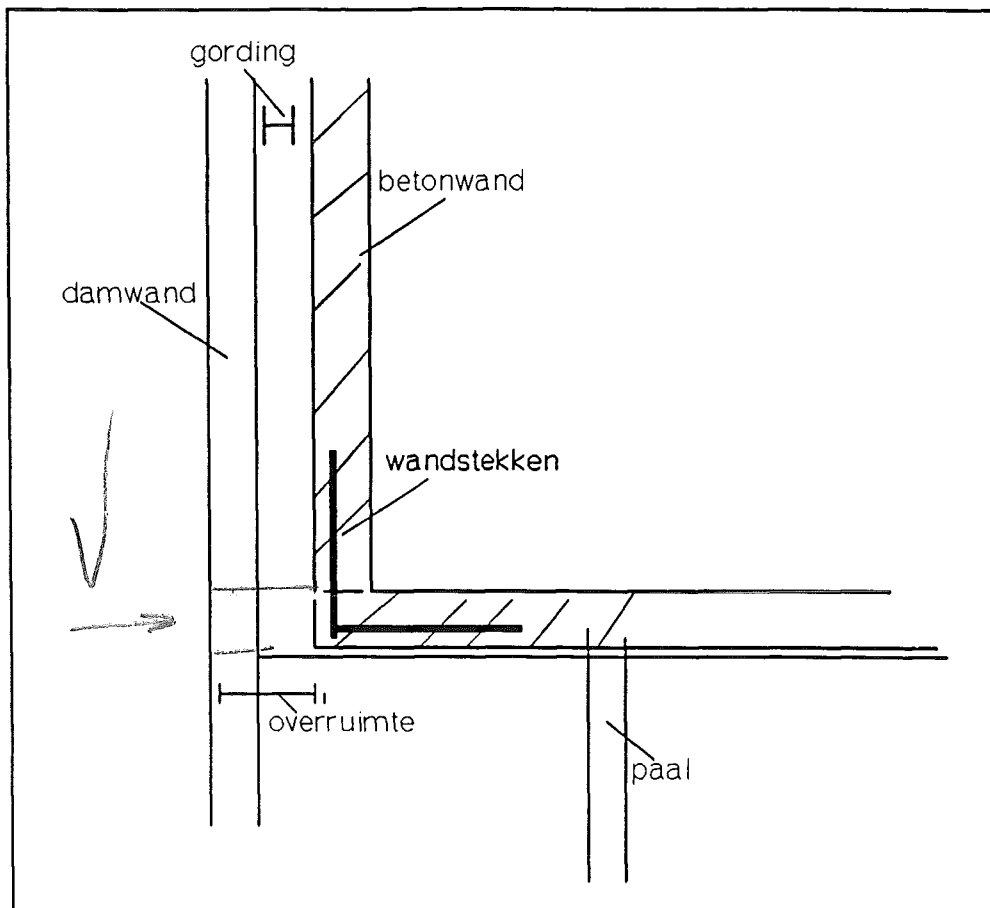
De lengte waarover de stekken in de vloer moeten worden doorgezet is afhankelijk van het momenten-verloop in de vloer.

Dit momentenverloop is afhankelijk van het moment afkomstig uit de wand en de stijfheid van de vloer en de veerstijfheid van de palen. Dit moet in detail worden onderzocht met een raamwerk-computerprogramma.

Waar de wapening theoretisch benodigd is, moeten de stekken nog worden verlengd met de verankeringslengte benodigd voor het overbrengen van de staafkrachten naar het beton. De stekken voor de binnenkant van de buitenwanden en voor de middenwand moeten worden geboord in verband met de stortmethode welke wordt gebruikt (Hop-dobber).

Zoals in de voorgaande alinea is gemeld, moeten de wapeningsstekken aan de geprefabriceerde korf worden bevestigd. Dit betekent dat de betonwand op een zekere afstand van de stalen damwand komt te staan.

Deze afstand wordt gegeven door de passagebreedte ter plaatse van de gordingen. (zie afbeelding 27)



Afbeelding 27: Overruimte tussen damwand en betonwand.

De ruimte tussen de **afgezonken korf** en de **damwand** wordt dan een soort 'overruimte' of 'niet nuttige ruimte'.

De wapeningsnetten tussen de damwand en de geprefabriceerde wapeningskorf, waarop in het begin van deze paragraaf is ingegaan, dienen nu alleen ter kering van de waterdrukken of met andere woorden: ter afsluiting van de bouwkuip.

De ruimte tussen de damwand en de definitieve betonwand kan:

- * worden opgevuld met zand wat een goedkoop aanvulmateriaal is maar waar nog wel gebruik moet worden gemaakt van een bekisting voor de achterzijde van de betonwand.
- * worden opgevuld met beton, waarbij de stalen damwand dient als bekisting voor de achterzijde van de betonwand.

Het betongebruik neemt hierbij natuurlijk wel toe.

De afweging tussen beide alternatieven is een **kostenafweging** waarbij de extra kosten van het maken van een bekisting moet worden afgewogen tegen de extra kosten van het beton. **Er is gekozen voor het storten tegen de damwand, met als extra voordeel dat de betonwand op de damwand kan worden gefundeerd.**

3.10. De waterdichtheid van de vloer bij de damwand en de palen.

Het doel van de onder water gestorte vloer is de **onderafsluiting** van de bouwkuip mogelijk te maken en dus de mogelijkheid te creëren de bouwput droog te pompen.

Door de hoge waterdrukken onder de vloer kan zelfs een relatief klein lek nog een groot **waterbezwaar** veroorzaken.

Overigens is **enig** waterbezwaar nog wel toegestaan en kan met behulp van pompen kan worden verwijderd.

Ook moet nog rekening worden gehouden met water afkomstig van de sloten van de damwanden.

De meest waarschijnlijke plaatsen waar lekken kunnen optreden zijn:

- I. langs de paalschachten van de MV-palen
- II. langs de damwandschermen

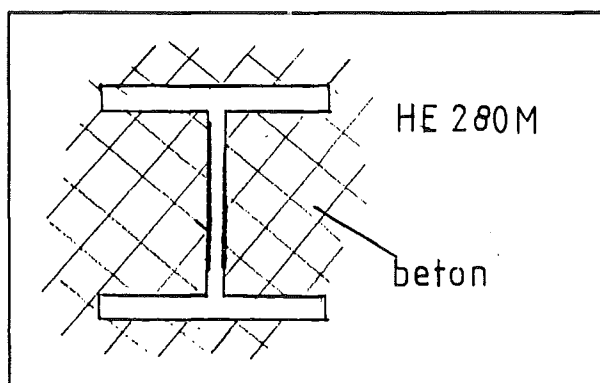
Vooraf moet worden vastgesteld dat de afdichting rond de palen de hoogste prioriteit heeft én de hoogste betrouwbaarheid moet hebben omdat het grootste gedeelte van de vloer deel uitmaakt van de definitieve constructie en dus permanent waterdicht moet zijn.

Uiteraard moet de verbinding tussen de vloer en de damwanden **ook** waterdicht worden uitgevoerd, maar deze heeft slechts een **tijdelijke functie**, omdat de definitieve betonwand een zekere afstand vóór de damwand wordt geplaatst (zie paragraaf 3.9). Zo gauw deze definitieve wand is opgetrokken tot boven de grondwaterstand verliest de afdichting tussen de vloer en de damwand zijn functie en wordt overgenomen door de betonwand. Een belangrijk punt hierbij is wel dat de stornaden waterdicht moeten zijn.

ad I: Beperking van het waterbezwaar langs de paalschachten:

Er worden nu mogelijke oplossingsalternatieven aangedragen, op welke wijze het waterbezwaar langs de paalschachten kan worden verhinderd.

Het bovenaanzicht van de MV-paal ziet er als volgt uit:



Afbeelding 28: Bovenaanzicht MV-paal.

Het grensvlak tussen staal en beton is de zwakste schakel in de verbinding paal-vloer met betrekking tot de lekkage van grondwater in de bouwkuip. Dit effect wordt nog verergerd door de eventuele aanhechting van slib en klei aan de palen. Dit verhindert de aanhechting van het beton op de stalen palen.

Een methode om dit te voorkomen is het schoonmaken van de paalkoppen vlak voordat de beton gestort wordt.

Men kan dit bijvoorbeeld doen door middel van een spuitlans wat echter weer tot gevolg kan hebben dat ander vuil wordt opgewoeld.

De mogelijkheid blijft dat er op de paalkoppen enig vuil en slib achterblijft en dat dus de aanhechting gedeeltelijk of zelfs geheel wordt verhindert en dat dus de kans op lekkage langs de palen zeer waarschijnlijk is.

Er zijn verschillende manieren om lekkage langs de paalkoppen te voorkomen:

* Het vooraf oplassen van stalen strippen rondom de MV-paal.

Het idee hierbij is dat de stalen strippen, mits deze voldoende uitkragen de eventuele lekweg langs de palen zullen afsluiten.

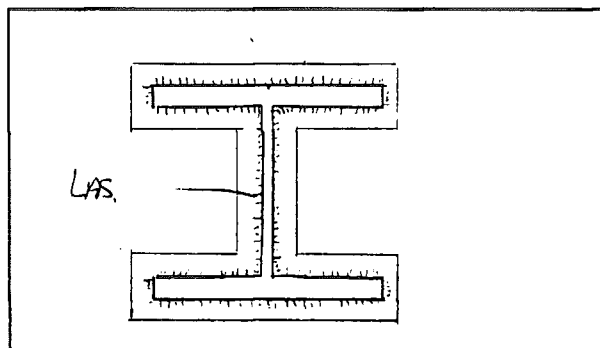
Probleem hierbij is dat men er niet zeker van kan zijn dat de onderzijde van deze strippen tijdens het storten volledig worden opgevuld met beton; er kan op deze plaats een waterinsluiting voorkomen wat ook weer verminderde aanhechting tot gevolg heeft.

Het gebruik van colloïdaal beton met plastificeerder kan deze bezwaren gedeeltelijk ondervangen door de relatief hoge plasticiteit zodat het beton zich beter verdeelt en dus alle hoeken en gaten beter opvult.

Verder heeft het gebruik van de Hop-dobber het voordeel dat veel beton zijdelings toestroomt wat ook weer de waterinsluitingen onder de strippen helpt voorkomen.

Men kan ook door de strippen aan de onderzijde een andere vorm te geven waterinsluitingen voorkomen, bijvoorbeeld een driehoekig profiel. Ook is het mogelijk de strippen onder een bepaalde hoek te lassen zodat de kans op insluitingen afneemt.

Uiteraard zorgen de laswerkzaamheden aan de palen voor extra kosten.



Afbeelding 29: principe van het stoppen van de lekweg.

- * Het vooraf bevestigen van holle rubber-profielen rondom de MV-palen welke later worden geïnjecteerd met grout onder hoge druk.

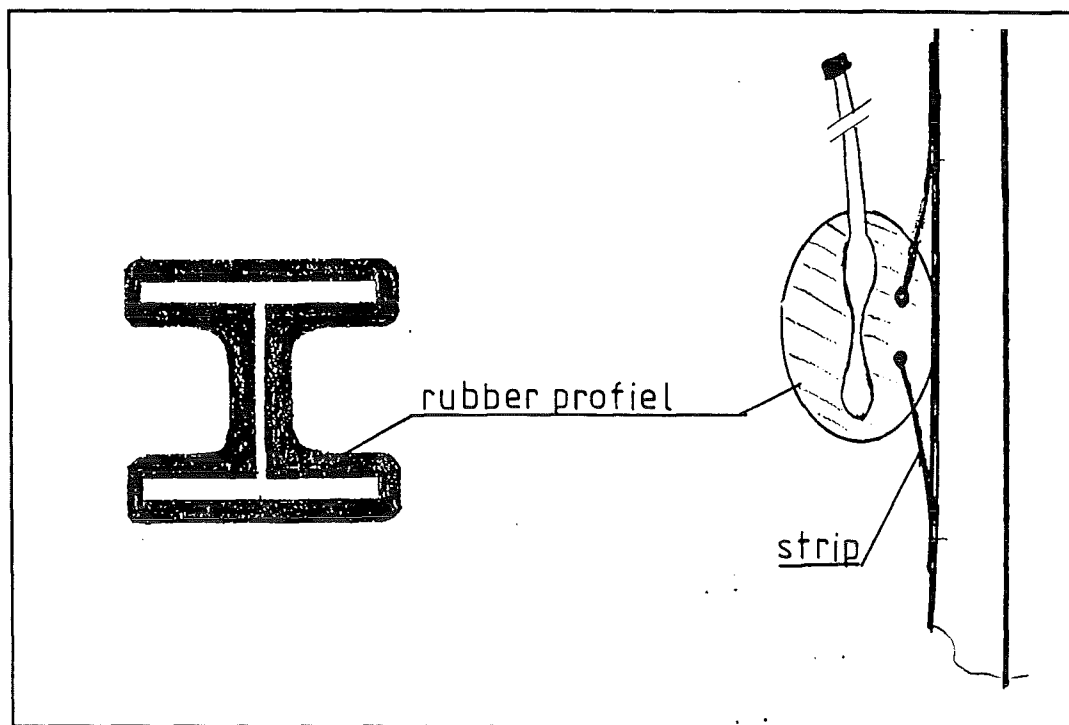
De rubber-profielen worden aan de paal bevestigd en voorzien van een injectiebuisje. Dit injectiebuisje moet uiteraard boven de vloer uitsteken. Nadat het onderwaterbeton verhard is sluit men een groutleiding aan op het buisje en injecteert men onder hoge druk grout in het rubberprofiel. Het verdikkend profiel sluit de eventuele lekwegen af.

De bevestiging van het rubberprofiel aan de paal kan door middel van ingevulcaniseerde strip die vast worden gelast aan de MV-paal.

Het injectiebuisje moet voorzien zijn van een afsluitbare opening omdat het profiel totdat geïnjecteerd wordt vrij moet blijven van water.

Na injectie zal het grout verharden en wordt een blijvende afsluiting gecreëerd.

Deze methode is een arbeidsintensieve methode door de las- en groutwerkzaamheden.



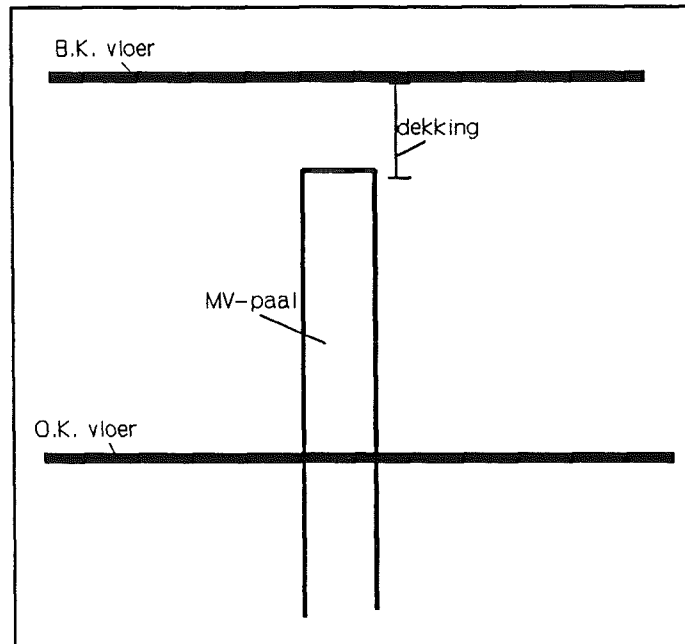
Afbeelding 30: Afsluiting lekweg met rubberprofiel.

- * Het zorgen voor voldoende betondekking boven de paalkop.

Dit is het **meest eenvoudige** principe. De inleiding van de krachten geschiedt door middel van de balkjes in combinatie met het splijtwapeningsnet. De tweede functie van de balkjes is de oplegging van de wapeningskorf.

De balkjes worden op een zekere afstand onder de paalkoppen bevestigd zodanig dat de bovenkant van de paal nog enkele decimeters (150 á 200 mm) onder de bovenkant van de vloer komt te liggen.

Op deze wijze wordt voor een zekere betondekking op de paalkoppen gezorgd zodat de eventuele lekweg langs de paalschacht bij de paalkoppen gestopt wordt. Het principe wordt in de volgende tekening duidelijk gemaakt:



Afbeelding 31: Verhinderen lekweg door betondekking.

Van de vorige drie alternatieven zijn er ook combinaties denkbaar om een bedrijfszekere waterafdichting te krijgen.

Hierbij moet in gedachten worden gehouden dat de waterafdichting door deze permanente vloer van het grootste belang is.

Er is gekozen voor de combinatie: schoonmaken van de palen en het geven van voldoende dekking op de paalkop. Dit is de meest eenvoudig te realiseren en dus goedkoopste.

ad II Beperking van het waterbezwaar langs de damwanden:

De waterafdichting langs de damwanden kan een tijdelijke afdichting zijn daar de permanente betonwand in combinatie met de onderwaterbetonvloer deze functie gaat overnemen.

Hieraan moet de eis worden gesteld dat het waterbezwaar langs de damwanden niet groter mag zijn dan de pompen redelijkerwijs kunnen verwerken.

Het profiel van de damwanden is een zeer grillig profiel: damwandplanken met inkassingen en buispalen wisselen elkaar af.

Ook hier mag men er niet van uit gaan dat de aanhechting van het beton op de stalen damwand voldoende zal zijn om de lekwegen af te sluiten.

Als eerste maatregel kan worden genomen: het schoonmaken van de damwandkassen en het buispaaloppervlak met behulp van schraap-werktuigen en spuitlansen.

Ondanks deze maatregelen is het niet mogelijk de damwand voor de volle honderd procent te ontdoen van slib- en kleiafzettingen. De kans is groot dat er een lekweg kan ontstaan en zoals gezegd kan dit door de hoge waterdrukken nog een aanzienlijk waterbezwaar opleveren.

Het is natuurlijk mogelijk het risico te nemen en te hopen dat er geen lekwegen zullen ontstaan en dat is ook zeker goedkoper.

(Maar mochten die wel zijn ontstaan, dan ontstaan grote problemen en moeten er andere voorzieningen worden getroffen tegen een hoge prijs).

De andere mogelijkheden tot het dichten van lekwegen langs de damwand:

* Het vastlassen van een metalen strip aan de damwand over de gehele lengte van de bouwkuip:

De afsluiting van de lekweg berust op hetzelfde principe als bij de palen.

Ook nu kan de strip onder een bepaalde hoek worden vastgelast.

Het is echter **niet mogelijk** dit al vóór het heien van de damwanden te doen omdat:

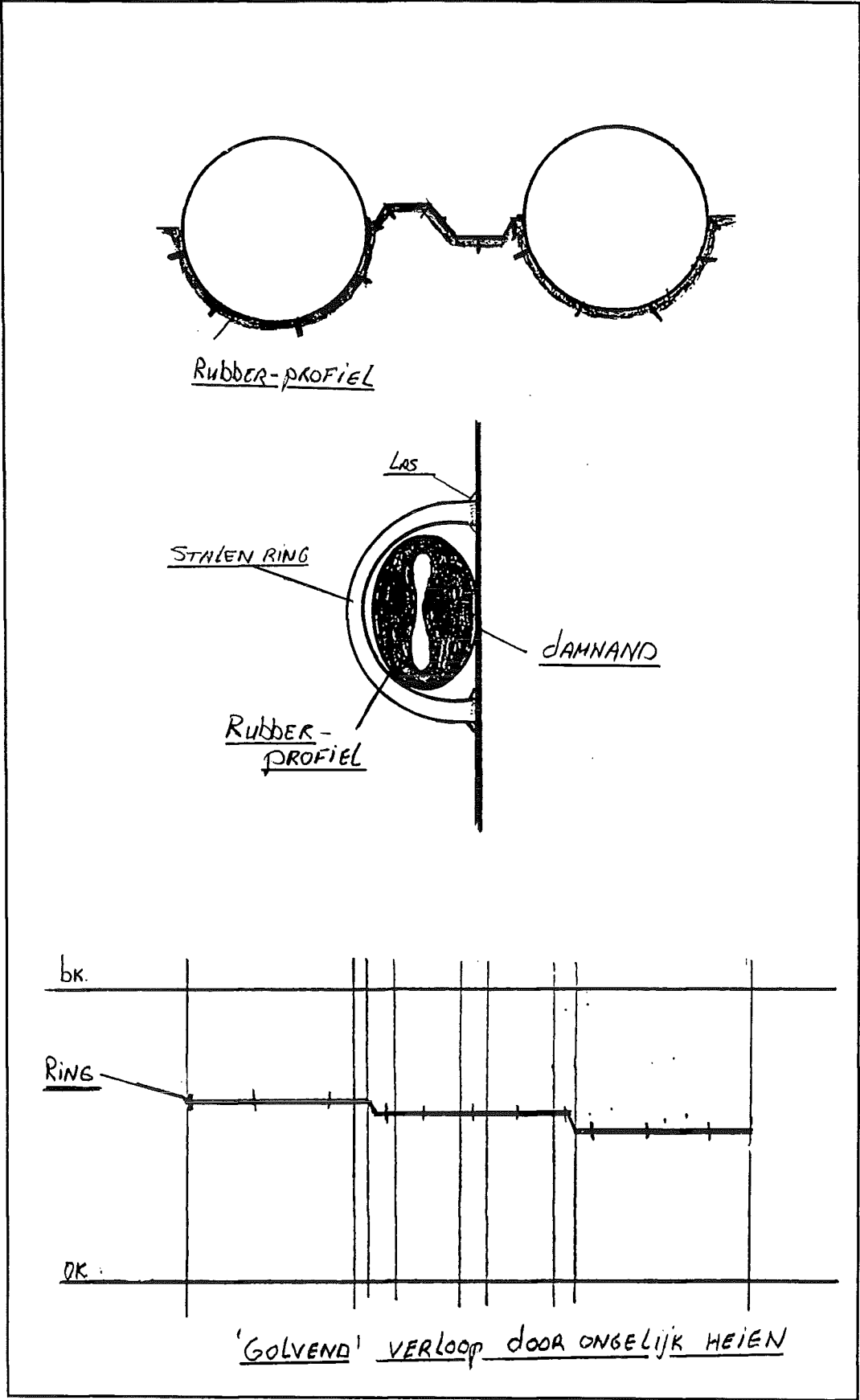
- de kans bestaat dat de strippen niet op **gelijke hoogte** komen te zitten waardoor alsnog een lekweg kan ontstaan.
- de strippen dan op heiveerstand gedimensioneerd moeten worden, omdat zij aan de buitenkant zijn vastgelast.

Dit betekent dat de strippen onder water moeten worden vastgelast waarbij het ingewikkelde damwandprofiel gevolgd moet worden; een dure aangelegenheid door de arbeids-intensiviteit en de moeilijke werkomstandigheden.

* Bevestiging van een hol rubber profiel op de damwand:

Dit rubber-profiel moet na de ontgraving van de bouwkuip aan de damwand worden bevestigd op de hoogte waar de vloer zal komen te liggen.

Dit rubber-profiel moet om de zoveel meter worden voorzien van buisjes welke boven het toekomstige vloer-oppervlak uitsteken. Na het storten van de onderwater-betonvloer wordt de rubber-profielen onder hoge druk met grout gevuld. Na verharding is de lekweg langs de damwand voldoende afgesloten.



Afbeelding 32: Het stoppen van de lekweg langs de damwand met een rubberprofiel.

Aan de damwandprofielen kunnen vóór het heien ogen worden gelast waardoor later het rubberprofiel kan worden gevoerd. Wellicht zijn er nog andere bevestigings-systemen mogelijk.

Het is geen bezwaar als de ogen niet allemaal op dezelfde hoogte zitten; het rubberprofiel krijgt dan alleen een 'golvend' verloop wat een groot voordeel is van deze flexibele afdichting.

Het is mogelijk om na het storten en verharden van de onderwaterbetonvloer een pompproef te doen. Als blijkt dat de beton voldoende is aangehecht aan de damwand dan kan het grouten van het rubberprofiel achterwege blijven. Mochten er naderhand nog problemen optreden in verband met de waterdichtheid van de bouwkuip dan heeft men het rubberprofiel altijd nog als back-up maatregel.

Andere plaatsen waardoor waterbezwaar op kan treden zijn:

- * **scheuren in de onderwaterbetonvloer:** men kan er vanuit gaan dat eventuele optredende buigscheuren en scheuren ten gevolge van hydratatiewarmte niet doorgaand zullen zijn. Mocht uit een scheurwijdte berekening blijken dat de scheuren te groot zijn dan kan men dit oplossen door toepassing van **extra wapening**. Hierbij moet in gedachten worden gehouden dat de staven niet geheel omsloten zijn door het beton daar het trillen van het beton onder water welhaast onmogelijk is. Door toepassing van beton met hoge plasticiteit wordt een betere verdeling verkregen en dus ook een betere en vollediger aanhechting aan de wapeningsstaven. Bij het maken van scheurwijdte-berekeningen moet echter worden uitgegaan van bovenstaven. Gezien de grote betondekkingen die bij de gewapende onderwaterbetonvloer wordt toegepast, wordt in het CUR-VB rapport 102 "Gewapend onderwaterbeton" aanbevolen om voor de berekening van de scheurwijdte de VB 1974 niet te gebruiken daar de daar genoemde formules in het algemeen te hoge waarden geven. Een betere benadering is de volgende, door het TNO-IBBC ontwikkelde, formule voor zuiver op trek belast doorsneden. Deze formule is proefondervindelijk gecontroleerd en luidt:

$$w_{\max} = \frac{\{100 + 0.08 (2c + \phi)b\}}{\phi} \sigma_s \cdot 10^{-5} \text{ mm}$$

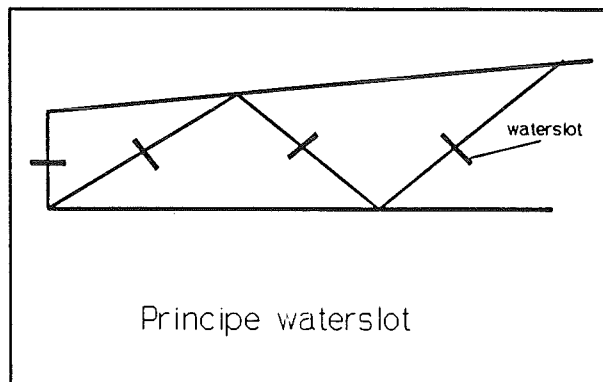
Met $(2c + \phi) \leq 0.5 h_t$.

Waarin:

w_{max}	=	de maximale scheurwijdte (mm)
c	=	de betondekking op de wapening (mm)
ϕ	=	de diameter van de wapening (mm)
b	=	de hart-op-hart afstand van de staven (mm)
σ_s	=	de staalspanning (N/mm ²)
h_t	=	de totale vloerdikte (mm)

Voor op buiging belaste doorsneden bestaat een dergelijke formule nog niet. Maar een vergelijking van de in de VB 1974 vermelde formules voor de scheurwijdte van op trek en op buiging belaste doorsneden leert dat de te verwachten waarden voor de scheurwijdte bij op buiging belaste doorsneden kleiner zullen zijn dan de waarden, die bij zuiver op trek belaste doorsneden behoren. Met andere woorden: **de voorgenoemde formule geeft wat conservatieve waarden voor de scheurwijdte en benadert dus van de veilige kant.**

- * **langs de supportconstructie:** zoals in de voorgaande paragrafen al is duidelijk gemaakt loopt de support-constructie niet over de totale hoogte (dikte) van de vloer zodat er geen doorgaande lekweg kan ontstaan. Verder moet er rekening mee worden gehouden dat de beton niet om alle wapeningsstaven en de supportconstructie heen sluit. Dit heeft ten eerste consequenties voor de krachtsoverdracht, waarop later wordt teruggekomen, en ten tweede voor het ontstaan van eventuele lekwegen langs de wapeningstaven in combinatie met de support-constructie. Men moet hierbij in gedachte houden dat er onder de vloer zeer grote waterdrukken heersen. (tot 200 kN/m²) **Hier zijn eventueel voorzieningen voor nodig.** Dit kan gebeuren op soortgelijke wijze als wordt gedaan bij de palen: door het oplassen van plaatjes loodrecht op de wapeningsstaven of loodrecht op de staven van de supportconstructie.



Afbeelding 33: Principe waterslot.

- * **door de sloten van de damwanden.** Door de sloten van de damwanden lekt gewoonlijk ook water. De meest eenvoudige oplossing hiervoor is het wegpompen van het lekwater. Tevens kan men denken aan het breekwijken van de sloten of het dichtlassen van de sloten.

Er is voor gekozen om de damwanden alleen schoon te maken; dit zou volgens bepaalde bronnen (Ir. Leeuw) voldoende zijn om deze lekweg tijdelijk af te sluiten. Langs de supportconstructie kan geen lekweg ontstaan daar deze hoog in de vloer is gelegen.

Het lekwater door de sloten van de damwanden wordt eenvoudig weggepompt.

3.11. De dilatatievoegen

De gewapende onderwaterbetonvloer zal dienst doen als definitieve constructie en heeft dus niet alleen een tijdelijke functie zoals dat bij de ongewapende onderwaterbetonvloer het geval is.

Er moet dus rekening worden gehouden met **langeduur effecten** zoals:

- temperatuursinvloeden (uitzetting en krimp van de constructie)
- ongelijke zettingen van de constructie

De toepassing van de dilatatie-voeg heeft tot voordeel dat het storten per moot kan worden onderbroken en dat de scheuren ten gevolge van de hydratatiewarmte tijdens het verhardingsproces van het beton beperkt blijven.

Hiertoe moeten dus dilatatie-voegen worden aangebracht.

Om de kosten te drukken in geval van de dilatatie-voegen kan men deze voegen om de twee stortmooten aanbrengen, hierbij moet er extra wapening worden aangebracht om scheurvorming ten gevolge van het verhardingsproces te beheersen.

Aan deze dilatatie-voegen worden de volgende belangrijke eisen gesteld:

- de voegen moeten zodanig worden gemaakt dat de stortmooten onafhankelijk van elkaar kunnen bewegen in horizontale zin.
- de voegen moeten waterdicht worden uitgevoerd, omdat het anders onmogelijk is de bouwkuip droog te pompen. Door de hoge waterdrukken zou het waterbezwaar veel te groot zijn.

Uit het voorgaande blijkt dat de dilatatie-voegen niet achteraf, na het droogpompen van de bouwkuip, kunnen worden aangebracht. Conclusie is dat de dilatatie-voegen vooraf in den natte moeten worden geplaatst, tegelijk met de wapeningskorven.

Hiervoor is een speciale geprefabriceerde constructie nodig. Een mogelijkheid is deze constructie te combineren met de geprefabriceerde wapeningskorven.

Er is gekozen de voegbalken en de wapeningskorven apart uit te voeren en te plaatsen.

De geprefabriceerde dilatatie-voegen kunnen op de volgende wijzen worden uitgevoerd:

a. **De geprefabriceerde gewapend betonnen voegbalk:**

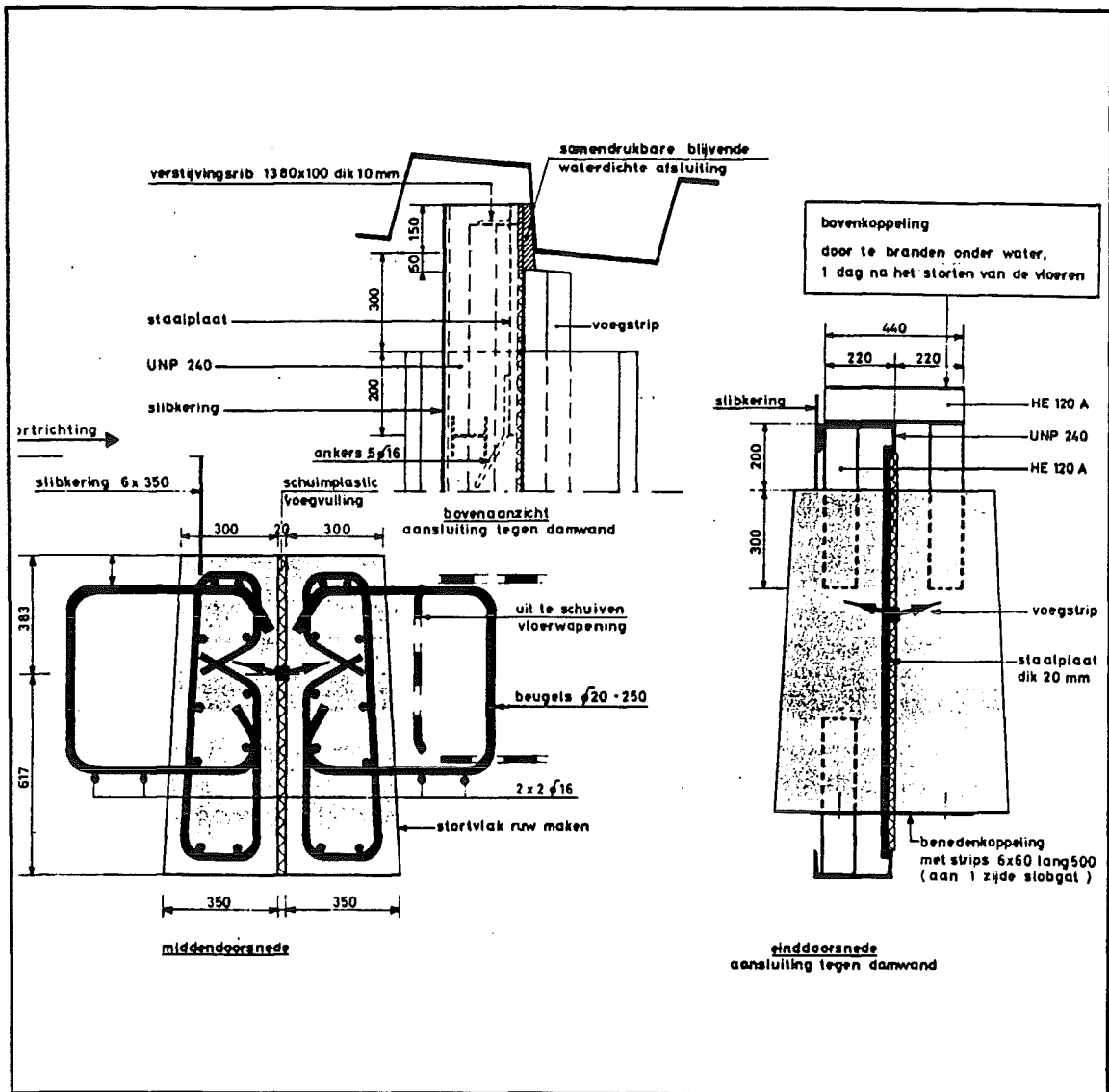
Bij dit alternatief wordt de voegstrip in twee onafhankelijke balkhelften ingestort. Hierbij moet in gedachten worden gehouden dat de voegstrip in de wanden moet worden doorgezet om een waterdichte aansluiting met de wanden te verkrijgen. De voegstrip moet dus in de buurt van de wanden door de balk omhoog worden gevoerd en moet dan boven de onderwaterbetonvloer uitsteken om een goede aansluiting met de wanden mogelijk te maken.

Zie afbeelding 34.

Het instorten van de voegstrip in een balk biedt de volgende voordelen:

- * de voegstrip wordt goed beschermd tijdens het transport.
- * de balk is goed af te zinken en kan nauwkeurig plaatsvast worden gesteld.
- * de balk zelf is goed bestand tegen de krachten tijdens het transport en het storten.
- * de voegstrip kan in den droge worden ingestort waardoor een goede controle mogelijk is op de aanhechting van de beton op de voegstrip.

Zie afbeelding 34 op de volgende pagina.



Afbeelding 34: Geprefabriceerde dilatatievoegbalk.

De **beugels** aan beide zijden van de balkhelften moeten een goede aansluiting met de nog te storten vloer verzekeren.

De **zijdkanten** van de balken worden gestraald om een goede aanhechting met het beton te verkrijgen. Bij de werken die met behulp van deze methode zijn gemaakt liet deze aanhechting overigens nogal wat te wensen over; een zeer nadelig punt. Op de bovenzijde van één der 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 storten te fixeren, moeten de balkhelften aan de bovenzijde en de onderzijde worden gekoppeld.

Aan de **onderzijde** geschiedt dit door middel van dunne stalen strips welke makkelijk in verticale richting kunnen vervormen. Deze verbinding blijft in stand omdat na de plaatsing van de balk het onmogelijk is om nog bij deze verbinding te komen.

Aan de **bovenzijde** worden de balkhelften gekoppeld door staalprofielen. Deze staalprofielen worden één dag na het storten doorgebrand om de voeg weer flexibel te maken; de voeg kan nu in verticale- en horizontale richting verplaatsen.

Met het doel de vloergedeelten **werkelijk onafhankelijk** van elkaar te maken, moet aan de **onderkant van de balk** en de beide kopkanten bij de **damwanden** voorzieningen worden getroffen om te **voorkomen** dat de specie van het ene vloergedeelte in contact komt met specie van het andere vloergedeelte.

Het afdichten van de ruimte **tussen de balk en de damwandkassen** kan gebeuren door het bevestigen of instorten van een stalen plaat in de balkeinden en deze op te leggen in de damwandkassen.

Het afdichten van de ruimte **tussen de balk en de ondergrond** kan gebeuren door een aanvulling van deze ruimte met zand. Ook het instorten van een stalen 'skirt' onder de balk welke een eind in de grond dringt, behoort tot de mogelijkheden. Het opvullen van de ruimte onder de balk met zand moet gebeuren met behulp van duikers.

Het **op hoogte stellen** van de balk kan met behulp van wartelstangen gebeuren welke zijn verbonden met de bovenzijde van de damwand.

De ervaringen die zijn opgedaan met deze methode laten zien dat de aansluiting van de prefab balk met de onderwaterbeton te wensen overlaat. De aanhechting is hierbij niet voldoende gebleken waardoor lekken zijn ontstaan. Andere bronnen melden dat er weinig tot geen noemenswaardige problemen zijn opgetreden bij deze betonnen voegbalken (Ir. Leeuw).

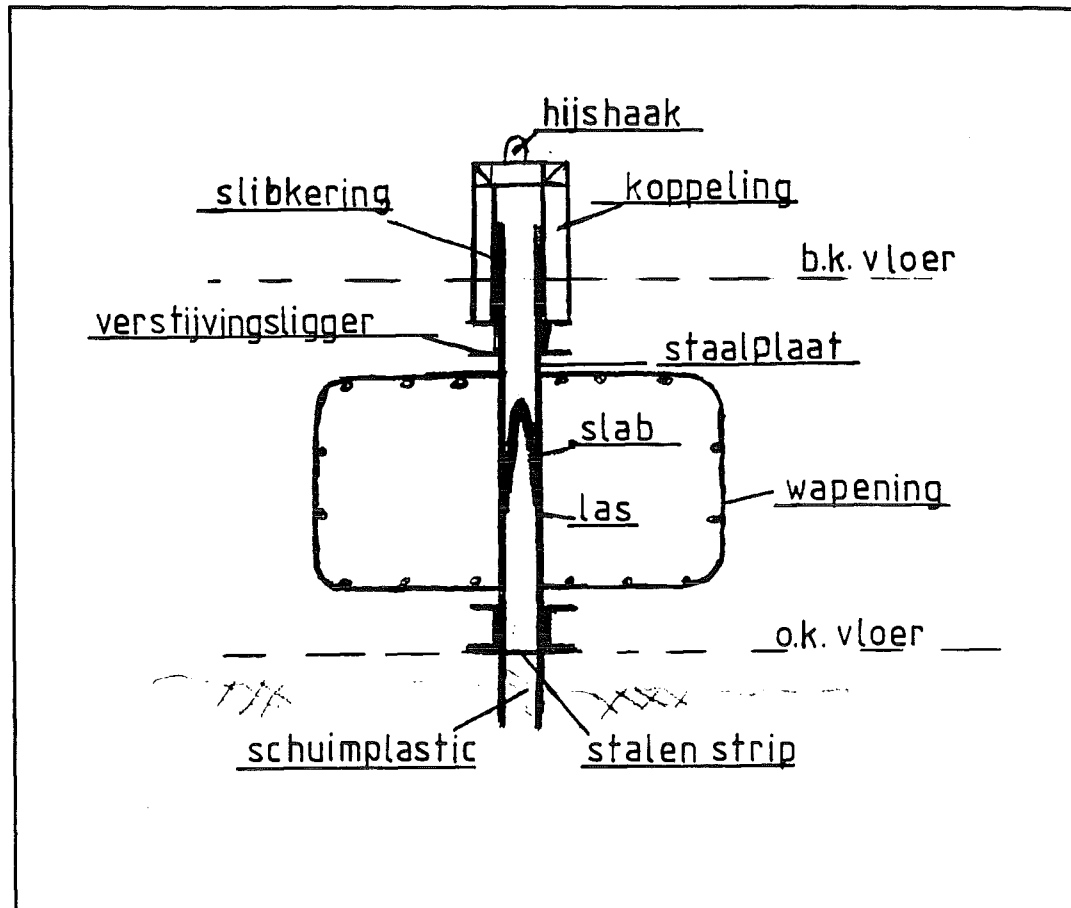
Het instorten van enige metalen strippen op voorgenoemde betonoppervlakken kan de lekwegen voorkomen.

b. Een stalen constructie waaraan de voegstrip is verbonden:

Om de problemen met de aanhechting van oud beton op jong beton op te lossen, kan men de voeg-constructie opbouwen uit alleen staal.

Ook deze constructie kan men prefabriceren en dan afzinken op de gewenste plaatsen.

Deze voegconstructie ziet er als volgt uit:

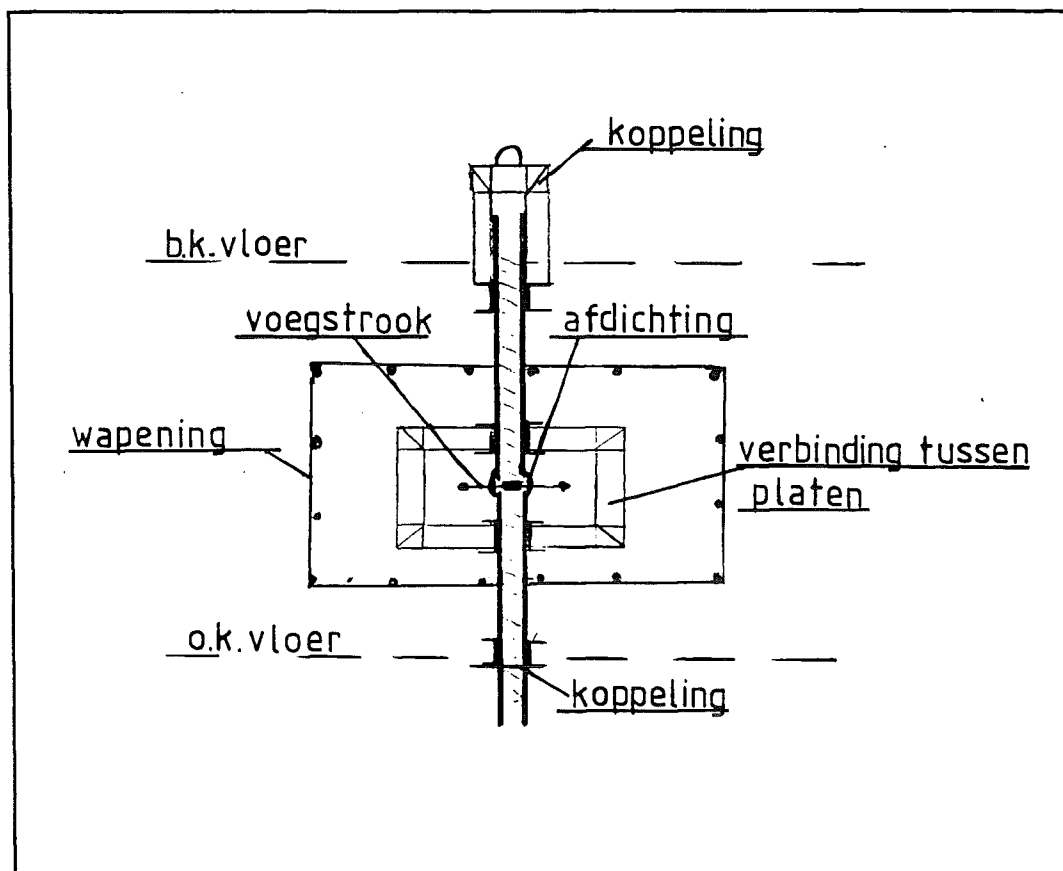


Afbeelding 35: Stalen dilatatievoegconstructie I.

De constructie bestaat uit twee staalplaten op een afstand van 80 á 90 mm van elkaar. Tussen deze platen bevindt zich een rubber afdichtingsprofiel welke is bevestigd aan de beide platen door middel van ingevulcaniseerde stalen plaatjes; eventueel kan men ook nog staalwapening toepassen in het rubberprofiel. De rest van de voeg is opgevuld met schuimplastic. Het rubberprofiel heeft de vorm van een omgekeerde U om nog enige rek toe te staan bij een verplaatsing van de moten ten opzichte van elkaar. Dit onderdeel van de voeg moet absoluut waterdicht zijn.

Een probleem bij deze variant is hoe men het rubber profiel tussen de platen, welke slechts enkele centimeters van elkaar staan, bevestigd krijgt. Door het rubber profiel in een lus te leggen kan men extra werkruimte creëren (zie afbeelding 35).

Een andere mogelijkheid is het rubber profiel door de stalen plaat heen te voeren; hierbij moet men echter bedenken dat het rubber profiel over de gehele lengte van de voegbalk door de staalplaten moet worden gevoerd. Met andere woorden: elk van de staalplaten moet dan in twee stukken worden geplaatst (zie afbeelding 36).



Afbeelding 36: Stalen dilatatie-voegconstructie II.

Loodrecht op de platen worden beugels gelast om een goede verankering in het beton te krijgen.

De platen zelf moeten worden verstijfd met enkele UNP- profielen; deze kunnen tevens dienst doen ter afsluiting van een eventuele lekweg langs de staalplaten. Bij de theoretische onderzijde van de onderwaterbeton vloer wordt ook een UNP- profiel gelast aan de beide platen. Hier wordt de onderkoppeling gemaakt ter fixering van de voeg tijdens het afzinken en storten. Deze onderkoppeling bestaat uit een aantal dunne, buigslappe strippen welke aan beide platen worden gelast. Bij de verplaatsing van de moten ten opzichte van elkaar biedt deze strip nauwelijks weerstand.

De platen moeten nog over enige afstand worden doorgezet om te verhinderen dat specie van de ene stortmoot in contact komt met specie van de andere stortmoot; dit geldt voor beide platen.

Deze verlengingen van de platen moeten enigszins in het zand worden gedrukt om er zeker van te zijn dat er geen specie-uitwisseling tussen de moten kan plaatsvinden.

Aan de bovenzijde moeten de platen eveneens worden doorgezet om te voorkomen dat er zich cementslib afzet op de dilatatie-voeg waardoor controle hiervan, na het droogmalen van de bouwkuip, onmogelijk wordt.

De platen moeten ook aan de bovenzijde gekoppeld worden ter fixatie van de voeg tijdens het storten en het afzinken. Hiertoe wordt aan de bovenste UNP-profielen verticale balkjes gelast welke op zekere hoogte met elkaar worden verbonden (zie tekening). Deze balkjes moeten na het droogmalen van de bouwkuip worden doorgebrand om de voeg weer flexibel te maken. Deze balkjes kunnen ook dienst doen als ophangpunt voor de balk tijdens het afzinken en tijdens het storten.

Verder moet nog aandacht worden besteed aan de **aansluiting van de voegbalk en de damwanden**: ook hier moet worden voorkomen dat specie van de ene stortmoot in aanraking komt met specie van de andere stortmoot. De beide staalplaten moeten worden doorgezet tot in de damwandkassen. Dit is noodzakelijk opdat de beton van de ene stortmoot zich niet gaat hechten aan de staalplaat van de andere stortmoot.

Als laatste opmerking: de **rubber voegstrip**, tussen de staalplaten, moet in de buurt van de toekomstige betonwanden omhoog worden gevoerd opdat een goede verbinding kan worden gemaakt met de voegstrip in de wand; dit is van het allergrootste belang in verband met de waterdichtheid van de toekomstige tunnelafrit.

Het maken van de dilatatie-voeg in de betonnen wanden is uiteraard geen enkel probleem omdat dan de bouwkuip droog is gepompt; dit kan geschieden op de gebruikelijke manier.

Er is voor gekozen de dilatatievoegbalk in gewapend beton uit te voeren daar:

- de voegstrip op eenvoudige wijze kan worden ingestort.
- het grote eigen gewicht van de balk een nauwkeurige stelling van de balk vereenvoudigd.
- de eventuele lekwegen tussen de onderwaterbetonvloer en de balk kan op eenvoudige wijze worden opgelost door het instorten van stalen stripjes in de voegbalk zoals dat bij stortnaden onder waterdruk normaal gebeurt.

3.12. Het storten van het onderwaterbeton

Ten aanzien van het te storten beton zijn de volgende aspecten van belang:

- I. Eisen ten aanzien van de te gebruiken **betonsamenstelling**
m.a.w. de gewenste eigenschappen van de beton
- II. Eisen ten aanzien van de te gebruiken **stortmethode**

ad I: de betonsamenstelling

De belangrijkste eisen die worden gesteld aan het beton dat wordt gebruikt voor onderwaterbeton zijn:

- de beton moet voldoende 'vloeibaar' zijn om alle hoeken en gaten goed op te vullen. Om dit te bereiken kan men plastificeerders en superplastificeerders gebruiken. Controle op de vloeibaarheid van het beton kan door middel van de bepaling van de schudmaat en de zetmaat. De plasticiteit van het beton heeft ook consequenties voor de wapeningskorven. De staven van de korven zorgen voor weerstand welke de beton moet overwinnen en hierbij geldt: hoe groter de **maaswijdten** in het onder- en bovennet hoe makkelijker de beton zich verdeeld. Het is dus beter om minder staven met grotere diameters toe te passen in plaats van veel staven met een kleine diameter.
Tevens wordt hiermee de kans op ontmenging kleiner. In CUR-VB rapport 102 "Gewapend onderwaterbeton" wordt een maaswijdte geadviseerd welke tenminste groter is dan 250 mm. **Deze eis is zodanig streng dat de vloer waarschijnlijk dikker moet worden dan de dikte (1.1 m) waarvan bij het ontwerp is uitgegaan, dit is niet meegenomen in de kostenraming. Nadere controle is noodzakelijk.** Indien met een stortpijp wordt gestort, dient in ieder geval de maaswijdte van het bovennet zodanig groot te zijn dat de stortpijp gemakkelijk door het bovennet heen kan worden gestoken. Dit is vooral van belang voor het begin van een stort; zogauw het betonniveau op de beginplaats boven het bovennet uitkomt kan de Hop-dobber worden ingezet.
- de beton mag **niet ontmengen** tijdens het storten. Hier kan men ten eerste iets aan doen door een goede stortmethode te kiezen; hierop wordt later teruggekomen. Ook is het mogelijk de samenstelling van het beton zodanig te maken dat uitspoeling van cementdeeltjes wordt voorkomen. Dit kan men doen door toevoeging van polymeren aan de betonspecie: het zogenaamde colloïdaal beton. In geval van de Zeeburger-tunnel is ook gebruik gemaakt van colloïdaal beton; de werkzame stof heette Hydrocrete.
- de beton moet voldoende sterkte hebben. De betonvloer moet na verharding buigende momenten ten gevolge van de opwaartse waterdruk en de momenten uit de wand kunnen opnemen. Daarom wordt er een ondergrens geëist waaraan de druksterkten moeten voldoen. Uit proeven welke zijn gedaan in het kader van het CUR-VB rapport 102 'Gewapend onderwaterbeton' en bij de Zeeburgertunnel blijkt dat een betonkwaliteit van B25 haalbaar is.

Bij de dimensionering is er vanuit gegaan dat het beton zich zodanig ontwikkelt dat betonkwaliteit B25 makkelijk haalbaar is.

Er zijn twee tegenstrijdige eisen met betrekking tot de **water-cement-factor (W.C.F-factor)**.

Een hoge w.c.f heeft tot voordeel dat de **vloeibaarheid** ook groter is, het nadeel is echter dat de bereikbare **sterkte** van de beton **afneemt**. De sterkte van de beton is ook nog enigszins te beïnvloeden door de toepassing van andere **cementsoorten** (bijvoorbeeld Portlandcement).

- de **warmteontwikkeling** in het beton moet beperkt blijven.

De warmteontwikkeling in de beton is het gevolg van de hydratatie van de cementdeeltjes; een zogenaamde exogene reactie. Hierdoor ontstaat er een temperatuurs-gradiënt tussen de bovenzijde en het hart van de vloer met als gevolg het ontstaan van **temperatuurspanningen**. Dit kan scheuren tot resultaat hebben. Het verschil in temperatuur tussen de bovenkant en het hart van de vloer kan wel 10°C - 16°C bedragen.

Deze warmteontwikkeling is enigszins te beheersen door toepassing van andere cementsoorten; bijvoorbeeld Hoogovencement in plaats van Portlandcement.

De bij de Zeeburgertunnel gebruikte samenstelling van het onderwaterbeton:

- * 170 kg/m³ Hoogoven A cement
- * 170 kg/m³ Portland C cement
- * Water-Cement-Factor 0.58
- * vertrager 0.3 %
- * zand/grind 40/60 %
- * hydrocrete 50 % (1.47 kg/m³)
- * zetmaat > 20 cm
- * schudmaat > 50 cm

De vertrager wordt toegevoegd om eventuele stagnaties in de aanvoer van het beton op te vangen.

ad II: Eisen ten aanzien van de gebruikte stortmethode

Eén van de belangrijkste eisen die wordt gesteld, is dat het stort-proces goed beheersbaar moet zijn zodat de variaties in de vloerhoogte zo gering mogelijk blijven; dit om het hinderlijke slopen van te hoog gelegen vloerdelen zoveel mogelijk te beperken.

De stortmethode die het best aan deze eis voldoet en waarmee al veel ervaring is opgedaan, is het storten met behulp van de Hopdobber. Deze Hopdobber bestaat uit een stortpijp met aan de onderzijde een schotelvormige uitstroomopening.

Men maakt gebruik van het hydraulisch evenwicht tussen het beton in de stortpijp en het water buiten de stortpijp en heeft tot voordeel dat de beton gedoseerd uit de uitstroomopening komt.

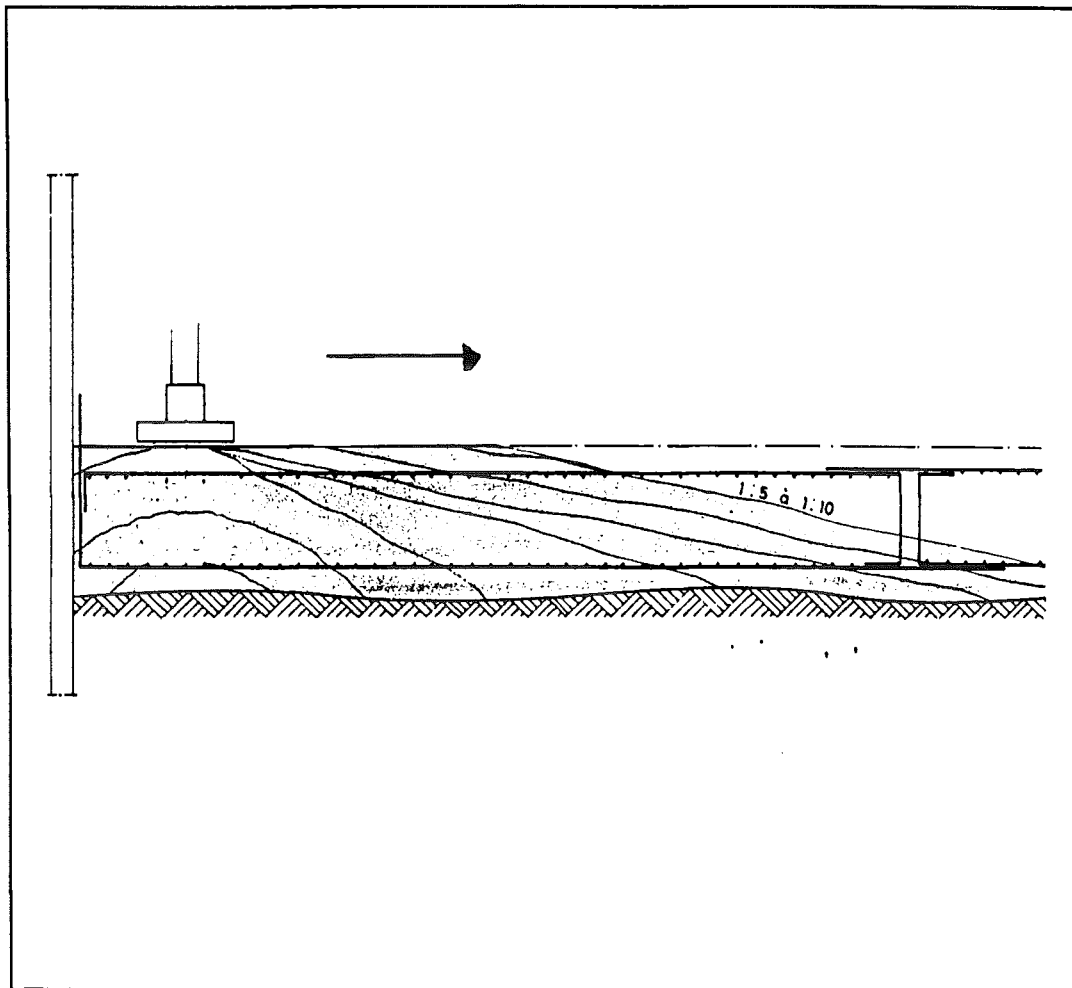
Het geheel (stortpijp en schotel) drijft op een drijflichaam met een geringe, resulterende neerwaartse druk.

Deze neerwaartse druk zorgt ervoor dat de schotel altijd iets in de beton gedrukt wordt, waardoor de uitspoeling ter plaatse wordt geminimaliseerd.

Het enige nadeel van deze methode is dat de schotel niet door het bovennet kan worden gestoken zodat het eerste stuk van een nieuwe stort met een gewone stortpijp moet gebeuren totdat het betonniveau boven het bovennet is gekomen. Hierna kan worden begonnen met het storten met de Hopdobber. Het stortfront maakt hierbij een hoek van 5° - 10° met de horizontaal.

Door het langzaam verplaatsen van de dobber kan de vloermoot worden gestort. (zie afbeelding 37)

Er moet rekening worden gehouden dat per stortmoot een aantal buisstempels moeten worden gepaseerd; hiervoor moet voldoende ruimte tussen de stempels en het wateroppervlak aanwezig zijn.



Afbeelding 37: Stortfront bij de Hop-dobber.

Uit de kleine hoek die het stortfront maakt met de horizontaal blijkt dat de beton voornamelijk in horizontale richting toestroomt; dit heeft een gunstige uitwerking met betrekking tot de omhulling van de wapeningsstaven, de supportconstructie en de dilatatievoegbalken (betonbalk).

De vloerhoogte-nauwkeurigheid die kan worden bereikt ligt rond de 20 - 25 cm.

De **bouwkuipbodem** moet overigens wel **voldoende draagkrachtig** zijn om de laag onderwaterbeton te kunnen dragen. Vaak is er daarom **grondverbetering** nodig waarbij de slappe lagen worden vervangen door zand en/of grind.

De laagdikte van de grondverbetering is afhankelijk van de kwaliteit van de nog dieper gelegen grondlagen. Het is duidelijk dat Holland veen (Noordelijke afrit) geheel moet worden afgegraven. Dit Holland veen heeft een soortelijke massa ($\tau = 11.5 \text{ kN/m}^3$) welke zodanig dicht bij die van water ligt dat er kan worden gesproken van 'zwaar water'. Door de belasting van de beton op deze laag, of zelfs met een afdeklaag, kan een 'turn-over' ontstaan: de beton zakt weg in de diepte en het veen komt op de plaats waar de beton zou moeten zitten.

In geval van de Blankenburg-tunnel is er op de Noord-oever een laag van 2 - 3 meter Hollandveen aanwezig welke moet worden afgegraven en aangevuld met zand en grind.

Uit grondboringen en sondering moet blijken of andere grondlagen wel voldoende draagkrachtig zijn en van voldoende dikte zijn om de belasting van 16 á 17 kN/m² te dragen welke wordt uitgeoefend door het eigen gewicht van de laag beton minus de waterverplaatsing. De laagdikte van de onderwaterbeton bedraagt minimaal 1100 mm. De dikte van de grondverbetering moet ten minste 1 m bedragen, dit om een voldoende draagkrachtige laag te creëren.

Hoofstuk 4. Uitvoeringsplanningen

4.1. Inleiding

De uitvoeringsplanning wordt ook wel bouwplanning genoemd. Deze uitvoeringsplanning of bouwplanning heeft de volgende doelen:

- de uitvoeringsplanning is een instrument om de factoren tijd, kosten én de kwaliteit te beheersen; met andere woorden: het is een instrument om een inschatting te maken van de benodigde tijd voor het realiseren van het bouwwerk. Tevens wordt het als basis gebruikt voor een kostenraming (bv: hoelang is een ploeg vlechters nodig of hoelang is een bemaling noodzakelijk nodig of hoelang moet een kraan worden ingezet). Als laatste kan een inschatting worden gemaakt ten aanzien van de te bereiken kwaliteit want tenslotte: nauwkeurigheid kost tijd! (en dus geld).
- de planning van een bouwproces kan worden gebruikt, mits deze voldoende is gedetailleerd, als basis voor een taakverdeling van diegenen die de uitvoering van de plannen moeten realiseren.
- als laatste doel van de uitvoeringsplanning kan worden genoemd de dwang tot het vooruitdenken, of met andere woorden na te denken over de vraag 'hoe moet dit onderdeel precies tot stand worden gebracht'. De antwoorden op deze vragen kunnen het ontwerp immers nog sterk beïnvloeden.

Bij het maken van uitvoeringsplanningen wordt het bouwproces opgesplitst in een (groot) aantal sub-activiteiten.

Voorwaarden hiervoor zijn dat de activiteiten een afgrond geheel vormen (bijvoorbeeld wapening vlechten of bekisting plaatsen) én dat de activiteiten ten opzichte van elkaar dezelfde grootte-orde hebben. Een voorbeeld van het verschil in grootte-orde zijn de activiteiten: 'het maken van de fundering' en 'het maken van een betonbalk'. Het maken van een uitvoeringsplanning verloopt van grof naar fijn zoals in feite elk ontwerpproces verloopt. Zo is de activiteit 'fundering maken' op te splitsen in 'het heien van palen van stormoot nummer 1 tot n'. Een uitvoeringsplanning is tot op elk gewenst niveau door te zetten tot de koffiepauze toe.

Andere punten waarop gelet moet worden bij het maken van een bouwplanning:

- het vaststellen van de relaties tussen de verschillende activiteiten, ofwel wat moet er na elkaar gebeuren en wat kan er tegelijk gebeuren. Afhankelijkheid van deelactiviteiten kan om een aantal redenen optreden zoals:
 - * de technische onmogelijkheid om deelactiviteiten tegelijkertijd te laten verlopen, bijvoorbeeld: het storten van de onderwaterbetonvloer moet gebeuren nadat de palen zijn aangebracht.
 - * een beperking in de produktiemiddelen, bijvoorbeeld als twee constructie-onderdelen met behulp van één beschikbare kraan moeten worden aangebracht dan moeten deze activiteiten logischerwijs na elkaar gebeuren. Dit geldt ook met betrekking tot arbeid.

- Een ploeg kan maar op één plaats tegelijk worden ingezet.
- * de gemaakte ontwerpbeslissingen. In het geval van tunnelafritten kan men beslissen van de hooggelegen - naar de laaggelegen gedeelten te werken. Dit betekent dat het gesloten gedeelte van de afrit als laatste klaar is, zodat men dan pas kan beginnen met het afzinken van de tunnelementen tegen het gesloten gedeelte; dit heeft consequenties met betrekking tot de totale uitvoeringstijd van het bouwwerk.
 - Voor elke deelactiviteit moet een tijdsduur worden berekend (of geschat) in een geschikte tijdseenheid. Vooral dit onderdeel zorgt voor grote problemen bij het maken van een enigszins reële uitvoeringsplanning daar de gegevens over tijdsduur van activiteiten niet altijd voorhanden zijn. Er bestaat enige literatuur waarin deze gegevens worden vermeld. Een andere bron van gegevens over tijdsduren van activiteiten is de, bij Rijkswaterstaat Bouwdienst, beschikbare databank met nacalculatie-gegevens van eerder uitgevoerde (tunnel)projecten.
Daar het hier gaat om een kostenvergelijking tussen gewapend -en ongewapend onderwaterbeton, is voor de variant in gewapend onderwaterbeton gebruik gemaakt van de gegevens van de Zeeburgertunnel waarbij (noodgedwongen) gewapend onderwaterbeton werd toegepast. **Dit geldt overigens niet alleen voor de tijdsduurgegegevens maar ook voor de kostengegegevens.**

Resumerend kunnen de (gevolgde) stappen voor het maken van een uitvoeringsplanning als volgt worden gedefinieerd:

1. opdeling van het bouwproces in deelactiviteiten welke een afgerond geheel vormen.
2. bepaling van de relatie tussen de verschillende activiteiten.
3. bepaling of schatting van de benodigde tijdsduur voor elk van de verschillende activiteiten.
4. het daadwerkelijk opzetten van het uitvoeringsplanning.
5. controle van de geschatte gegevens en eventuele aanpassing van de gemaakte uitvoeringsplanning.

De twee in aanmerking komende schema's voor de weergave van de uitvoeringsplanning zijn: het netwerkschema en het tijd-werkschema.

Gekozen is voor het tijd-werk-schema daar dit het meest doorzichtig en duidelijk is, naar de mening van de schrijver van dit rapport.

Als laatste opmerking kan worden geplaatst dat de in de bijlagen gegeven uitvoeringsschema's niet optimaal zullen zijn. Uitvoeringsschema's kunnen altijd worden geoptimaliseerd; dit houdt gelijke tred met de optimalisaties in het constructief ontwerp. Zelfs tijdens de daadwerkelijke uitvoering van het bouwproject zullen onophoudelijke bijstellingen in de planning plaatsvinden door bijvoorbeeld onvoorziene omstandigheden etc.

Dit houdt echter niet in dat het maken van een uitvoeringsplanning bij voorbaat al nutteloos zou zijn, immers het is beter de tijdsduren van de activiteiten bij benadering te weten dan deze helemaal niet te weten.

In dit hoofdstuk wordt nader ingegaan op aspecten waarop de in de bijlagen gegeven tijd-werkschema's zijn gebaseerd. Dit zal voor de ongewapende variant en voor de gewapende variant afzonderlijk worden gedaan. Hierbij zullen enige overlappingsen te zien zijn maar het komt de duidelijkheid naar de mening van de schrijver ten goede.

De volgende opdeling is gemaakt: paragraaf 4.2.1 heeft als onderwerp **de creatie van de bouwkuip in geval van de ongewapende onderwaterbetonvloer**. Paragraaf 4.2.2 handelt over de **definitieve constructie van de tunnelafritten in geval van de ongewapende onderwaterbetonvloer**.

Analoog volgt paragraaf 4.3.1: de creatie van de bouwkuip in geval van een **gewapende onderwaterbetonvloer** en paragraaf 4.3.2: de definitieve constructie van de tunnelafritten in geval **gewapende onderwaterbetonvloer**.

De scheiding tussen het maken van de bouwkuip en de definitieve constructie is gemaakt daar er tussen deze twee stadia een natuurlijke scheiding aanwezig is namelijk: het droogzetten van de bouwkuip.

4.2 Overwegingen bij de uitvoeringsplanning voor de variant met toepassing van ongewapend onderwaterbeton.

4.2.1 De creatie van de bouwkuip in geval van een ongewapende onderwaterbetonvloer.

In dit eerste stadium van het bouwproces zijn er een viertal hoofdactiviteiten te onderscheiden:

- a. de installatie van de damwanden/gordingen/ankers/stempels
- b. de ontgraving van de bouwkuip
- c. de installatie van de paalfundering
- d. het storten van de ongewapende onderwaterbetonvloer.
- e. de afbouwconstructie te weten: de permanente vloeren en wanden, daken alsmede de permanente stempels en gordingen (hieronder vallen ook de bedieningsgebouwen, de asfaltlaag, plaatsing van de stootplaten en de daglichtroosters).

Aan de hand van de vier voorgenoemde punten wordt ingegaan op:

- * de onderverdeling van de hoofdactiviteiten in subactiviteiten.
- * de factoren waarmee is rekening gehouden bij het opstellen van de uitvoeringsplanning in de bijlagen.

- * de factoren welke de gegeven tijdsduur zouden kunnen beïnvloeden
- * de activiteiten waarvan de tijdsduur nog zou moeten worden gecontroleerd.

ad a: Installatie van de damwanden/gordingen/ankers/stempels

Deze hoofdactiviteit hangt sterk samen met de tweede hoofdactiviteit te weten: de ontgraving van de bouwkuip.

Wanneer namelijk een stempel- of ankerniveau bij de ontgraving is bereikt, worden deze stempels (respectievelijk ankers) eerst bevestigd. Dit geldt tevens voor de benodigde gordingen. Dit wordt gedaan om de vervormingen van de damwanden te beperken wat zeer zeker zal optreden bij diepere ontgraving dan het anker cq stempelniveau.

Een ander belangrijk punt hierbij is dat zoveel mogelijk is geprobeerd de stempels en ankers op het grondwaterniveau te plaatsen; dit in verband met de eenvoudiger uitvoering.

Met andere woorden: de activiteit 'stempels cq ankers plaatsen' is tevens de scheiding tussen de droge en natte ontgraving (zie verder ad b.). De hinder die bij de ontgraving in den natte wordt ondervonden door de aanwezigheid van de stempels wordt hierbij voor lief genomen daar de, anders veel zwaardere, damwandprofielen niet opwegen tegen de ongemakken bij de ontgraving. Uiteraard geldt dit niet bij de groutankers welke in de ondiepere gedeelten van de bouwkuip zijn toegepast, wat tevens als grootste voordeel van de groutankers kan worden gezien. De groutankers echter kunnen niet in de diepere gedeelten van de bouwkuip worden doorgezet daar de ankerkrachten dan te groot zullen worden.

Bij de diepere gedeelten van de bouwput is noodgedwongen overgestapt stempels welke dieper zijn gelegen dan het grondwaterniveau. Berekeningen wijzen namelijk uit dat er dan veel op de benodigde weerstandsmomenten voor de damwandschermen kan worden bespaard. (Dat er op bepaalde plaatsen wordt overgestapt op groutankers in plaats van stempels hangt samen met de vereiste constructie hoogte).

De volgende typen damwanden moeten worden geïnstalleerd:

- de 'gangbare' U-profielen
- combiwanden

Voor de combiwanden geldt dat de te installeren diameters buispalen in het diepste gedeelte van de bouwkuip ongeveer 2.3 m! bedraagt. Als dergelijke profielen het Pleistocene zand tegenkomen dan zal het heiwerk zeer zwaar worden. De duur van de benodigde tijd is moeilijk in te schatten. Een controle hierop is noodzakelijk. Ook met betrekking tot de aanvoer van dergelijke formaten damwanden is een reële tijdsduur moeilijk te schatten.

Voor de installatie van stempels, ankers en gordingen bestaan wel redelijk nauwkeurige gegevens.

Als laatste wordt genoemd het schoonmaken van de damwanden; een belangrijke activiteit met betrekking tot het verkrijgen van een waterdichte onderwaterbetonvloer. De combiwanden zorgen hierbij voor een ingewikkeld profiel.

ad b: De ontgraving van de bouwkuip

Deze hoofdactiviteit is onderverdeeld in fasen. Er wordt namelijk ontgraven tot de respectievelijke stempel- en ankerniveau's waarna eerst de stempels en ankers worden aangebracht alvorens verder wordt gegraven. Hierbij is zoveel mogelijk geprobeerd de activiteiten zoals ontgraven, aanbrengen van stempels/ankers en het verder ontgraven parallel te laten verlopen. Tevens is rekening gehouden met de ontgraving in 'den natte' en 'den droge'.

De totale tijdsduur wordt in sterke mate beïnvloed door de volgende factoren waarop nog een controle moet plaatsvinden:

- de afstand bouwplaats-depot.
- aantal in te zetten zandauto's voor de afvoer.
- in te zetten graafmaterieel (capaciteiten uiteraard afgestemd op het vrachtauto's).
- hinder ontgraving bij de afgestempelde gedeelten van de bouwkuip.

Bij de tijdsplanningen voor de twee varianten (gewapend- ongewapend onderwaterbeton) zijn de tijdsduren in verhouding met de respectievelijke, af te voeren, hoeveelheden grond gebracht.

ad c. De installatie van de paalfundering.

Bij de variant waarbij gebruik wordt gemaakt van de ongewapende onderwaterbetonvloer zijn er twee paaltypen toegepast te weten:

- voorgespannen betonnen palen van $0.45 \times 0.45 \text{ m}^2$ met een toelaatbare trekbelasting van 600 kN. De palen hebben een stompe punt.
- stalen MV-palen met een toelaatbare trekbelasting van 800 kN. De palen hebben een scherpe punt.

Dat bij de diepere gedeelten van de bouwkuip wordt overgestapt op de veel duurdere MV-palen heeft te maken met het aantal betonnen palen dat kan worden geheid op een bepaald oppervlak in verband met de grote verdichting van de grond.

Voor beide paaltypen geldt dat de palen relatief lang kunnen worden genoemd (22 - 27 m). Dit betekent dat de palen over een zekere lengte in het Pleistocene zand zullen komen te staan. Dit betekent, vooral voor de voorgespannen betonnen palen, moeizaam heiwerk.

(Dit geldt in veel mindere mate voor de MV-palen). Hierdoor is het moeilijk een inschatting te maken van de duur van de heiverteuten. Een controle op de gegeven tijdsduur is noodzakelijk.

Andere complicerende factoren zijn:

- de aanwezigheid van de stempels bij de diepe gedeelten van de bouwkuip; het manoeuvreren met de palen en de heistelling kan hierdoor veel meer tijd in beslag nemen.
- het feit dat de palen onder grondwaterniveau worden aangebracht ofwel onder water; dit betekent in concreto het heien met een opzetter of een onderwaterblok.
- de lengte van de palen bemoeilijkt het transport van de palen; tevens is een grote (hoge) heistelling vereist.
Het is mogelijk de heistelling van een traverse te laten opereren; dit betekent extra investeringen. Of men kan de heistelling van de kant laten opereren wat weer eisen stelt aan de benodigde lengte van de giek. Tevens is het onduidelijk of een heistelling voor de damwanden kan worden gebruikt voor het heien van palen, of dat er voor deze beide activiteiten verschillend materieel noodzakelijk is. Eén en ander is bepalend voor het parallel of serieel laten verlopen van de heiverteuten voor de damwanden en de palen.
- het is onduidelijk welke eisen er gemoeid zijn aan de benodigde tijdsduur met betrekking tot de installatie van de MV-palen. De hierbij noodzakelijke grout-activiteiten zorgen voor een moeilijk in te schatten benodigde tijdsduur.

Alvorens de onderwaterbetonvloer te storten moeten de paaloppervlakken welke in de toekomstige onderwaterbetonvloer vallen zeer goed worden schoongemaakt met de betrekking tot de vereiste waterdichtheid van de totale vloer.

De tijdspanne tussen het heien van de palen en het storten van de vloer is hierbij een belangrijke factor; namelijk hoe langer de tijd tussen het heien en het storten, hoe meer aangroei er kan plaatsvinden op de paaloppervlakken. Een reële tijdsduur is ook in dit geval weer moeilijk te geven.

Vervolgens kan worden gesteld dat er zoveel mogelijk parallel moet worden gewerkt aan de ontgravings-activiteiten, om zo de totale tijdsduur van het project te bekorten.

Men kan tenslotte beginnen met het heiwerk zogauw de ontgravingen (en eventuele zandaanvullingen) zijn gerealiseerd. Bij de gemaakte bouwplanningen is zoveel mogelijk geprobeerd deze activiteiten parallel te laten verlopen.

Als laatste opmerking kan worden genoemd dat na het storten van de onderwaterbetonvloer en het droogpompen van de bouwkuip de paalkoppen van de voorgespannen betonnen palen moeten worden gesneld om zo de wapening, welke aanwezig is in de paalkoppen te verbinden met de wapening van de permanente vloer. Voor de MV-palen geldt dat er wapening aan de paalkoppen moet worden gelast welke ook weer aan de wapening van de permanente vloer moet worden bevestigd.

ad d. Het storten van de onderwaterbetonvloer.

De totale bouwkuipen zijn verdeeld in een aantal (deel) bouwkuipen.

Recupererend de redenen voor deze indeling:

- de indeling van de bouwkuip in een aantal deelkuipen heeft als voordeel dat een stort op een eenvoudige wijze kan worden onderbroken.
- het tweede voordeel is dat de vloerdikte gemakkelijk kan worden gevarieerd tussen de verschillende bouwkuipen.

Dit betekent dat er tussen de deelkuipen een zogenaamde compartimenterings-damwand moet worden aangebracht. Bovengenoemde voordelen wegen echter op tegen de extra benodigde investeringen.

De eerste belangrijke activiteit in samenhang met het storten van de onderwaterbetonvloer is het schoonmaken van de damwanden en de palen ter verkrijging van een waterdicht geheel. De tijd tussen het schoonmaken van de damwanden en palen en het storten van de onderwaterbeton mag niet te lang zijn daar er anders weer aangroeiing zal plaatsvinden.

De vloerdelen worden gewoon serieel gestort zodat er maar één set materieel nodig is, d.w.z. eerst schoonmaken en direct daarna storten. Tevens moet er op de tijdstippen van de storten voldoende beton beschikbaar zijn. Voor het storten wordt de zogenaamde Hop-dobber gebruikt ter verkrijging van een zo optimaal mogelijk resultaat. Zowel het schoonmaken van de damwanden van de damwanden (en palen) als het storten van de vloeren kan in één tot enkele dagen gebeuren, afhankelijk van de hoeveelheid in te zetten materieel zoals schoonmaakploegen en de hoeveelheid betonmixers. Ten opzichte van de totale uitvoeringsduur is dit echter verwaarloosbaar.

Gezien de ongunstige omstandigheden waaronder het beton wordt gestort en waaronder het beton moet verharden is er rekening gehouden met een verhardingstijd van ten minste 28 dagen na het laatste vloerdeel dat is gestort, alvorens de bouwkuip (uiteeraard na een duikerinspectie van de vloer) droog te pompen. Men kan er dan van uit gaan dat de benodigde sterkte van het beton behaald is.

(Uit ervaringen blijkt overigens dat de noodzakelijke sterkten in vrijwel alle gevallen ruimschoots worden behaald.

De activiteiten zoals het schoonmaken van de damwanden en palen en het storten van de vloeren zijn zoveel mogelijk achtereenvolgend uitgevoerd, daar men behoudens het inzetten van meerdere stortploegen niet parallel kan werken. Controle op de benodigde tijdsduur van dit deel van de uitvoering kan achterwege blijven daar op dit aspect slechts weinig tijdwinst kan worden geboekt. Dit geldt uiteraard niet voor de kwaliteitscontrole voor dit deel van de uitvoering.

ad e. De permanente constructie.

De permanente constructie bestaat uit de volgende elementen:

- de permanente vloer welke bovenop de onderwaterbeton-vloer wordt gestort.
- de wanden van de afritten welke aan de permanente vloer worden verbonden.
- de vloeren en daken van het gesloten afritgedeelte; te weten het dak van de waterkelder ofwel de rijvloer, en het dak van het gesloten gedeelte.
- de permanente stempels en gordingen welke de sterkte en de stabiliteit van de afritten op langere tijd moeten garanderen.

De reden dat deze elementen tezamen worden genomen is dat al deze elementen in den droge als een 'gewone' betonconstructie kunnen worden uitgevoerd. Er zijn in deze gevallen geen speciale uitvoeringsproblemen meer aanwezig; het maken- en stellen van bekistingen en het vlechten van wapening evenals het storten van het beton, gebeurt op dezelfde wijze zoals dat bijvoorbeeld in de utiliteitsbouw gebruikelijk is.

Met betrekking tot de permanente vloer moeten de volgende activiteiten worden afgewerkt:

- het stellen van de bekistingen; dit is alleen nodig op de plaatsen waar de dilatatievoegen moeten worden gemaakt. Daar is besloten de vloeren en wanden tegen de damwanden te storten zijn aan deze zijden van de vloer geen bekistingen noodzakelijk.
- het vlechten van de wapening. Deze activiteit kan direct aanvangen na het stellen van de bekistingen of zelfs tegelijkertijd met het stellen van de bekistingen. De wapening uit de voorgespannen betonnen palen moet met de wapening van de vloer worden verbonden. Bij de MV-palen geldt dat er eerst wapeningsstaven aan de paalkoppen moeten worden gelast. Het snellen van de paalkoppen en het laswerk aan de MV-palen kan direct na het droogpompen van de bouwkuip aanvangen. Verder moeten er stekken uit de vloermoten steken met betrekking tot de bevestiging van de wandwapening aan de vloerwapening.
- het storten van het beton kan direct na het klaarkomen van de vlechtploeg beginnen. het beton kan na het storten eenvoudig getrild worden en worden afgewerkt.

Voor het stellen van de bekistingen en het vlechten van de wapening wordt zoveel mogelijk gebruik gemaakt van dezelfde ploegen om zo maximaal te profiteren van het leereffect. Dit betekent dat de het maken van de vloermoten serieel wordt uitgevoerd. Een verkorting van de uitvoeringsduur van de permanente vloer kan eenvoudig worden bereikt door de inzet van meerdere ploegen.

Als laatste opmerking bij dit punt wordt gezegd, **in geval van het gesloten gedeelte van de afrit**, dat de rijvloer (of het dak van de waterkelder) en het dak van het gesloten gedeelte op een soortgelijke wijze worden uitgevoerd als de vloeren in de utiliteitsbouw, bijvoorbeeld met een tafelbekisting.

De gegevens voor het maken van de vloeren/daken kunnen, redelijk nauwkeurig, worden afgeschat uit Misset-gegevens.

Voor de **permanente betonnen keerwanden** kan eenzelfde soort indeling worden gemaakt:

- daar de keerwanden tegen de damwanden worden gestort is er **geen achterbekisting** nodig. De volgorde van het maken van de voorbekisting en het vlechten van de wapening is onduidelijk; enerzijds is er een ruimte van tenminste 1.3 m tussen de damwand en de voorbekisting en kan de voorbekisting gebruikt worden als steunpunt voor de wapeningsstaven, anderzijds is het misschien eenvoudiger de wapening op z'n plaats te krijgen als de voorbekisting na het vlechten van de wapening wordt gesteld. Beide mogelijkheden zijn uitvoerbaar; controle hierop moet nog plaatsvinden. Behalve de voorbekisting is er nog een **zijbekisting** nodig ter plaatse van de toekomstige dilatatievoegstrook. De dilatatievoegstrook van de wand moet worden verbonden met de voegstrook uit de vloer.
- de **wapening** van de keerwanden moet worden verbonden met de wapeningsstukken welke uit de vloer steken; dit kan eenvoudig worden verwezelijkt met overlappingslassen.
- het **storten** van de wanden, over de hoogte gezien, moet wellicht in meerdere storten plaatsvinden. De wandhoogte in de diepste gedeelten van de afritten bedraagt namelijk 12 m. Hiermee is geen rekening gehouden.

Er is uitgegaan van een seriële fabricage van de wanden (ofwel de wandmoten worden achtereenvolgens afgewerkt). Dit heeft tot voordeel dat de investeringen voor de meermalig te gebruiken bekistingen beperkt blijven. Tevens kan men optimaal gebruik maken van de leereffecten. Het nadeel is echter dat de totale uitvoeringsduur toeneemt.

Een mogelijkheid om dit nadeel te ondervangen is twee moten tegelijk te storten (bijvoorbeeld moot 1 en 3) en vervolgens de andere moten ertussen te storten (dus moten 2 en 5).

Overigens is gekozen de wandmoten (per moot) na elkaar te storten.

De tijdsduren voor het fabriceren van de keerwanden kunnen redelijk nauwkeurig worden afgeschat met gegevens uit de Misset.

Het is mogelijk de moten gewoon tegen elkaar te storten. Door het insmeren van de stortvoegen met een bepaalde substantie kan men aanhechting verhinderen. Op deze wijze ontstaan de stortmoten welke, ten opzichte van elkaar, vrij kunnen bewegen.

Als laatste volgen enige opmerkingen ten aanzien van de **permanente stempels en gordingen**:

- **de bekistingen.** De bekistingen voor de gordingen maken onderdeel uit van de wandbekisting. De gordingen zijn feitelijk niet meer dan een plaatselijke verbreding van de keerwanden.
Voor de bekistingen van de stempels geldt dat zij moeten worden ondersteund door een hulpconstructie.
- **de wapening.** De wapening van de gordingen wordt deels opgenomen in de keerwand zelf (vanuit de stempels gezien is dit in feite de steunpuntmomentwapening aan de achterzijde van de wand). In de gording zelf (d.i. de balk vóór de keerwand) wordt de veldmomentwapening opgenomen. Dit is zo gedaan om een maximale hefboomsarm te creëren.
De wapening in de stempels is zeer zwaar omdat hier de toelaatbare knikkrachten een grote rol spelen. De stempels kunnen verder beschouwd worden als een balk in gewapend beton. De wapeningsstaven uit de stempels moeten worden verbonden met de wapening in de keerwand en de gordingen. De vergelijking kan worden getrokken met een kolom-balk verbinding.
- **het storten** van de gordingen en stempels. De gordingen kunnen tegelijkertijd met de keerwanden worden gestort waarbij er ter plaatse van de stempels wapeningsstekken moeten worden overgelaten. Het storten van de stempels geschiedt op een soortgelijke wijze als dat bij betonnen balken geschiedt.

Ook voor de elementen, te weten de gordingen en stempels, kunnen de respectievelijke tijdsduren redelijk nauwkeurig worden afgeschat uit gegevens afkomstig uit de Misset.

Andere afbouwconstructies:

- * **de bedieningsgebouwen.** Hiervoor is een in de ogen van de schrijver een reële tijdsduur ingevuld welke voor beide varianten even lang gehouden is. Voordat aan de bedieningsgebouwen kan worden begonnen moet het dak van het gesloten gedeelte gestort zijn en voldoende verhard.
- * **de stootplaten** welke bij beide hoofdvarianten worden toegepast. De platen worden geprefabriceerd aangevoerd en direct verwerkt. De hiermee gemoeide tijdsduur is ten opzichte van de resterende activiteiten te verwaarlozen.
- * **het daglichtrooster** wordt aangebracht in een tijdspanne wat voor beide hoofdvarianten gelijk is gehouden.
- * **de asfaltlaag** welke bij de ongewapende onderwaterbetonvloer-variant wordt toegepast is wat tijdsduur betreft in verhouding gebracht met de verwerkte hoeveelheden van deze ongewapende variant ten opzichte van de hoeveelheden toegepast bij de gewapende variant (resumerend ongewapende variant 6 cm dikte en de gewapende variant 25 cm dikte).

4.3 Overwegingen bij de uitvoeringsplanning voor de variant met toepassing van gewapend onderwaterbeton.

4.3.1 De creatie van de bouwkuip in geval van een gewapende onderwaterbetonvloer.

In dit eerste stadium van het bouwproces zijn er een viertal hoofdactiviteiten te onderscheiden:

- a. de installatie van de damwanden/gordingen/ankers/stempels
- b. de ontgraving van de bouwkuip
- c. de installatie van de paalfundering
- d. het prefabriceren en plaatsen van de wapeningskorven
- e. het prefabriceren en plaatsen van de dilatatievoegconstructie
- f. het storten van de ongewapende onderwaterbetonvloer
- g. de afbouwconstructie te weten: de permanente vloeren en wanden, daken alsmede de permanente stempels en gordingen (hieronder vallen ook de bedieningsgebouwen, de asfaltlaag, plaatsing van de stootplaten en de daglichtroosters).

Aan de hand van de vier voorgenoemde punten wordt ingegaan op:

- * de onderverdeling van de hoofdactiviteiten in subactiviteiten.
- * de factoren waarmee is rekening gehouden bij het opstellen van de uitvoeringsplanning in de bijlagen.
- * de factoren welke de gegeven tijdsduur zouden kunnen beïnvloeden
- * de activiteiten waarvan de tijdsduur nog zou moeten worden gecontroleerd.

ad a: Installatie van de damwanden/gordingen/ankers/stempels

Deze hoofdactiviteit hangt sterk samen met de tweede hoofdactiviteit te weten: de ontgraving van de bouwkuip.

Wanneer namelijk een stempel- of ankerniveau bij de ontgraving is bereikt, worden deze stempels (respectievelijk ankers) eerst bevestigd. Dit geldt tevens voor de benodigde gordingen. Dit wordt gedaan om de vervormingen van de damwanden te beperken wat zeer zeker zal optreden bij diepere ontgraving dan het anker cq stempelniveau.

Een ander belangrijk punt hierbij is dat zoveel mogelijk is geprobeerd de stempels en ankers op het grondwaterniveau te plaatsen; dit in verband met de eenvoudiger uitvoering.

Met andere woorden: de activiteit 'stempels cq ankers plaatsen' is tevens de scheiding tussen de droge en natte ontgraving (zie verder ad b.).

De hinder die bij de ontgraving in den natte wordt ondervonden door de aanwezigheid van de stempels wordt hierbij voor lief genomen daar de, anders veel zwaardere, damwandprofielen niet opwegen tegen de ongemakken bij de ontgraving. Uiteraard geldt dit niet bij de groutankers welke in de ondiepere gedeelten van de bouwkuip zijn toegepast, wat tevens als grootste voordeel van de groutankers kan worden gezien. De groutankers echter kunnen niet in de diepere gedeelten van de bouwkuip worden doorgezet daar de ankerkrachten dan te groot zullen worden.

Bij de diepere gedeelten van de bouwput is noodgedwongen overgestapt stempels welke dieper zijn gelegen dan het grondwaterniveau. Berekeningen wijzen namelijk uit dat er dan veel op de benodigde weerstandsmomenten voor de damwandschermen kan worden bespaard. (Dat er op bepaalde plaatsen wordt overgestapt op groutankers in plaats van stempels hangt samen met de vereiste constructie hoogte).

De volgende typen damwanden moeten worden geïnstalleerd:

- de 'gangbare' U-profielen
- combiwanden

Voor de combiwanden geldt dat de te installeren diameters buispalen in het diepste gedeelte van de bouwkuip, bij deze variant ongeveer 1.9 m! bedraagt. Als dergelijke profielen het Pleistocene zand tegenkomen dan zal het heiwerk zeer zwaar worden. De duur van de benodigde tijd is moeilijk in te schatten. Een controle hierop is noodzakelijk. Ook met betrekking tot de aanvoer van degelijke formaten damwanden is een reële tijdsduur moeilijk te schatten.

Voor de installatie van stempels, ankers en gordingen zijn wel redelijk nauwkeurige schattingen te maken.

Als laatste wordt genoemd het schoonmaken van de damwanden; een belangrijke activiteit met betrekking tot het verkrijgen van een waterdichte onderwaterbetonvloer. De combiwanden zorgen hierbij voor een ingewikkeld profiel. In geval van gewapend onderwaterbeton moet hier nog extra aandacht aan worden besteed daar de onderwaterbetonvloer hier deel uit maakt van de permanente constructie.

ad b: De ontgraving van de bouwkuip

Deze hoofdactiviteit is onderverdeeld in fasen. Er wordt namelijk ontgraven tot de respectievelijke stempel- en ankerniveau's waarna eerst de stempels en ankers worden aangebracht alvorens verder wordt gegraven. Hierbij is zoveel mogelijk geprobeerd de activiteiten zoals ontgraven, aanbrengen van stempels/ankers en het verder ontgraven parallel te laten verlopen. Tevens is rekening gehouden met de ontgraving in 'den natte' en 'den droge'.

De totale tijdsduur wordt in sterke mate beïnvloed door de volgende factoren waarop nog een controle moet plaatsvinden:

- de afstand bouwplaats-depot.
- aantal in te zetten zandauto's voor de afvoer.
- in te zetten graafmaterieel (capaciteiten uiteraard afgestemd op het vrachtauto's).
- hinder ontgraving bij de afgestempelde gedeelten van de bouwkuip.

Bij de tijdsplanningen voor de twee varianten (gewapend- ongewapend onderwaterbeton) zijn de tijdsduren in verhouding met de respectievelijke, af te voeren, hoeveelheden grond gebracht, uitgaande van het gegeven dat dezelfde methode wordt gebruikt.

ad c. De installatie van de paalfundering.

Bij de variant waarbij gebruik wordt gemaakt van de gewapende onderwaterbetonvloer is er slechts één paaltype toegepast te weten:

- stalen MV-palen met een toelaatbare trekbelasting van 960 kN. De palen hebben een scherpe punt. De palen zijn beduidend zwaarder dan de MV-palen welke zijn toegepast bij de ongewapende variant.

Dat op alleen MV-palen wordt overgestapt hangt samen met:

- * de eenvoudiger opleggingsconstructie in geval van stalen palen.
- * de veel hogere toelaatbare trekbelastingen in geval van MV-palen; dit betekent een veel betere uitnutting van de wapening in de vloer.

Ook voor dit paaltype geldt dat de palen relatief lang kunnen worden genoemd (22 - 27 m). Dit betekent dat de palen over een zekere lengte in het Pleistocene zand zullen komen te staan. Dit kan eventueel zwaar heiwerk betekenen.

Hierdoor is het weer moeilijk een inschatting te maken van de duur van de heiactiviteiten. Een controle op de gegeven tijdsduur is noodzakelijk.

Andere complicerende factoren zijn:

- de aanwezigheid van de stempels bij de diepe gedeelten van de bouwkuip; het manoeuvreren met de palen en de heistelling kan hierdoor veel meer tijd in beslag nemen.
- het feit dat de palen onder grondwaterniveau worden aangebracht ofwel onder water; dit betekent in concreto het heien met een opzetter of een onderwaterblok. Ook zijn de aangelaste opleggingsconstructie lastig als het om het heiwerk gaat.
- de lengte van de palen bemoeilijkt het transport van de palen; tevens is een grote (hoge) heistelling vereist.

Het is mogelijk de heistelling van een traverse te laten opereren; dit betekent extra investeringen. Of men kan de heistelling van de kant laten opereren wat weer eisen stelt aan de benodigde lengte van de giek. Tevens is het onduidelijk of een heistelling voor de damwanden kan worden gebruikt voor het heien van palen, of dat er voor deze beide activiteiten verschillend materieel noodzakelijk is. Eén en ander is bepalend voor het parallel of serieel laten verlopen van de heiwerkzaamheden voor de damwanden en de palen.

- het is onduidelijk welke eisen er gemoeid zijn aan de benodigde tijdsduur met betrekking tot de installatie van de MV-palen. De hierbij noodzakelijke grout-activiteiten zorgen voor een moeilijk in te schatten benodigde tijdsduur.
- er moet zeer veel aandacht worden besteed met betrekking tot het behalen van de vereiste uitvoeringsnauwkeurigheden. Met ander woorden: de paalkoppen mogen niet te veel afwijkingen vertonen in X-, Y- én Z-richting.

Alvorens de onderwaterbetonvloer te storten moeten de paaloppervlakken welke in de toekomstige onderwaterbetonvloer vallen zeer goed worden schoongemaakt met de betrekking tot de vereiste waterdichtheid van de totale vloer. Zoals al is genoemd moet er bij deze gewapende variant extra tijd worden besteed aan het schoonmaken van voornoemde paaloppervlakken daar de gewapende onderwaterbetonvloer deel uitmaakt van de permanente constructie.

De tijdspanne tussen het heien van de palen en het storten van de vloer is hierbij een belangrijke factor; namelijk hoe langer de tijd tussen het heien en het storten, hoe meer aangroei er kan plaatsvinden op de paaloppervlakken. Een reële tijdsduur is ook in dit geval weer moeilijk te geven.

Vervolgens kan worden gesteld dat er zoveel mogelijk parallel moet worden gewerkt aan de ontgravings-activiteiten, om zo de totale tijdsduur van het project te bekorten.

Men kan tenslotte beginnen met het heiwerk zogauw de ontgravingen (en eventuele zandaanvullingen) zijn gerealiseerd. Bij de gemaakte bouwplanningen is zoveel mogelijk geprobeerd deze activiteiten parallel te laten verlopen.

ad d. De prefabricage van de wapeningskorven.

De prefabricage van de wapeningskorven is in principe onafhankelijk van de rest van de activiteiten. Het prefabriceren van de korven kan op een werkterrein in de omgeving van de bouwkuip geschieden.

Echter om de gaten ten behoeve van de palen in het onderwapenings-net niet te groot te maken moeten de paalkoppen na het heiwerk worden ingemeten. Hier treedt dus toch een afhankelijkheid op met de andere activiteiten in het werk.

Na het inmeten van de paalkoppen kan de wapeningskorven hun uiteindelijke vorm geven. Het beste is de ingemeten paalkoppen op een schaal 1:1 in te 'tekenen' op het werkterrein waar de geprefabriceerde wapeningskorven zullen worden gemaakt.

Op deze wijze kunnen de korven op maat worden gemaakt.

Samenvattend kan worden gesteld dat de inmeetwerkzaamheden kunnen beginnen als de palen voor de eerste moten zijn geheid. Met de hierbij vrijkomende gegevens kan men direct starten met het assembleren van de wapeningskorven.

Toch kunnen enkele werkzaamheden met betrekking tot de geprefabriceerde korven al van tevoren geschieden, namelijk:

- het aanleggen van het werkterrein voor de korven
- het 'intekenen' van de damwanden op het werkterrein
- het vervaardigen van de liggers voor de support-constructie
- het assembleren van de supportconstructie, waaronder later het onderwapeningsnet kan worden gehangen; het boven-wapeningsnet kan alvast worden geplaatst.

Met de plaatsing van activiteiten voor het maken van de geprefabriceerde wapeningskorven in de tijd, is met bovenstaande opmerkingen rekening gehouden.

Met betrekking tot de plaatsing van de geprefabriceerde korven kan worden gezegd dat hier slechts enkele dagen mee gemoeid zijn; en als zodanig van ondergeschikt belang voor de totale tijdsduur van het werk. Van belang voor de tijdsduur voor deze activiteit is de afstand van het werkterrein tot de bouwkuip en de eventuele noodzakelijke kantelmanoeuvres met de wapeningskorven. Er is voldoende ruimte in de omgeving van de bouwkuip zodat het werkterrein dicht in de buurt van de bouwkuip kan worden gesitueerd.

ad e. Het prefabriceren van de dilatatievoeg-constructie

In kort wordt nu nog even uitgelegd waarom deze dilatatievoegen noodzakelijk zijn. De gewapende onderwaterbetonvloer maakt deel uit van de permanente constructie. Om nu eventuele discontinuïteiten in de belastingen, zettingen etc. op te vangen moeten er dilatatievoegen worden toegepast. Deze voegen moeten onder water worden aangebracht; daar er van later inzagen van de voegen geen sprake kan zijn met het oog op de hoge waterdrukken direct onder de vloer.

De voegen worden uitgevoerd in de vorm van geprefabriceerde gewapende betonnen balken om de twee stortmoten. Onderzoek moet uitwijzen of deze grotere afstand tussen de dilatatievoegen toelaatbaar is. De balken worden tegelijkertijd afgezonken met de wapeningskorven. Met de plaatsing van de balken zelf zijn slechts enkele dagen gemoeid.

Het daadwerkelijk maken van de balken is volledig onafhankelijk van de andere activiteiten. Zo gauw de damwanden zijn geplaatst kan de precieze plaats van de dilatatievoegen worden bepaald en kunnen de balken in principe worden gemaakt.

Deze activiteit kan parallel lopen met alle andere activiteiten zolang zij maar op tijd klaar zijn om op dezelfde tijd te worden afgezonken met de wapeningskorven.

ad f. Het storten van de onderwaterbetonvloer.

De totale bouwkuipen zijn verdeeld in een aantal (deel) bouwkuipen.

Recupererend de redenen voor deze indeling:

- de indeling van de bouwkuip in een aantal deelkuipen heeft als voordeel dat een stort op een eenvoudige wijze kan worden onderbroken.
- het tweede voordeel is dat de vloerdikte gemakkelijk kan worden gevarieerd tussen de verschillende bouwkuipen.

Dit betekent dat er tussen de deelkuipen een zogenaamde compartimenterings-damwand moet worden aangebracht. Bovengenoemde voordelen wegen echter op tegen de hiervoor benodigde extra investeringen.

De eerste belangrijke activiteit in samenhang met het storten van de onderwaterbetonvloer is het schoonmaken van de damwanden en de palen ter verkrijging van een waterdicht geheel. De tijd tussen het schoonmaken van de damwanden en palen en het storten van de onderwaterbeton mag niet te lang zijn daar er anders weer aangroeiing zal plaatsvinden.

Vervolgens worden de wapeningskorven en de dilatatievoeg-balken afgezonken; zoals in ad e. al is gemeld moet dit zeer nauwkeurig gebeuren. Hierna kan men overgaan tot het storten van het onderwaterbeton.

De vloerdelen worden gewoon serieel gestort zodat er maar één set materieel nodig is, d.w.z. eerst schoonmaken, plaatsing van de korven en de dilatatievoegbalken en direct daarna storten. Tevens moet er op de tijdstippen van de storten voldoende beton beschikbaar zijn. Voor het storten wordt de zogenaamde Hop-dobber gebruikt ter verkrijging van een zo optimaal mogelijk resultaat. Zowel het schoonmaken van de damwanden van de damwanden (en palen), het plaatsen van de korven en balken als het storten van de vloeren kan in enkele dagen gebeuren, afhankelijk van de hoeveelheid in te zetten materieel zoals schoonmaakploegen, kranen en de hoeveelheid betonmixers. Ten opzichte van de totale uitvoeringsduur is dit echter van ondergeschikt belang.

Gezien de ongunstige omstandigheden waaronder het beton wordt gestort en waaronder het beton moet verharden is er rekening gehouden met een verhardingstijd van ten minste 28 dagen na het laatste vloerdeel dat is gestort, alvorens de bouwkuip (uiteraard na een duikerinspectie van de vloer) droog te pompen. Men kan er dan van uit gaan dat de benodigde sterkte van het beton behaald is.

(Uit ervaringen blijkt overigens dat de noodzakelijke sterkten in vrijwel alle gevallen ruimschoots worden behaald).

De activiteiten zoals het schoonmaken van de damwanden en palen, het plaatsen van de korven en de balken en het storten van de vloeren zijn zoveel mogelijk achtereen uitgevoerd, daar men behoudens het inzetten van meerdere stortploegen niet parallel kan werken. Controle op de benodigde tijdsduur van dit deel van de uitvoering kan achterwege blijven daar op dit aspect slechts weinig tijdwinst kan worden geboekt. Dit geldt uiteraard niet voor de kwaliteitscontrole voor dit deel van de uitvoering; voor elk van de activiteiten zoals het schoonmaken van de damwanden en de palen, het plaatsen van de balken en korven en het storten, moet men zeer nauwgezet te werk gaan om de vereiste nauwkeurigheden te behalen.

De **wapeningskorven** zorgen overigens voor extra moeilijkheden tijdens het storten. De stekken welke boven de vloerwapening uitsteken welke dienen als verankering van de wanden hinderen het werken met de Hop-dobber in sterke mate. Oplossingen die hiervoor kunnen worden aangedragen zijn:

- het afzien van de stekken voor de binnenkant van de buitenwanden en de middenwand op te nemen in de wapeningskorf, en deze later in te boren in de vloer als de bouwkuip is leeggepompt wat op zich een dure aangelegenheid is.
- het **neerbuigen** van de stekken voor de binnenzijde van de buitenwanden en de middenwand alvorens de wapeningskorven af te zinken en deze dan later, als de bouwkuip is drooggepompt, uit te breken en weer op te buigen. Dit is de goedkoopste oplossing, maar gezien de dikte van de toegepaste staven is dit niet mogelijk.

ad g. De permanente constructie.

De permanente constructie bestaat uit de volgende elementen:

- de **wanden** van de afritten welke aan de permanente vloer worden verbonden. Dit is de gewapende onderwaterbetonvloer.
- de **vloeren en daken** van het gesloten afitgedeelte; te weten het dak van de waterkelder (ofwel de rijvloer), en het dak van het gesloten gedeelte.
- de permanente **stempels en gordingen** welke de sterkte en de stabiliteit van de afritten op langere tijd moeten garanderen.

De reden dat deze elementen tezamen worden genomen is dat al deze elementen in den droge als een 'gewone' betonconstructie kunnen worden uitgevoerd. Er zijn in deze gevallen geen **speciale** uitvoeringsproblemen meer aanwezig; het maken- en stellen van bekistingen en het vlechten van wapening evenals het storten van het beton, gebeurt op dezelfde wijze zoals dat bijvoorbeeld in de utiliteitsbouw gebruikelijk is.

Het belangrijke verschil met de ongewapende variant is dat er bovenop de gewapende vloer welke na het droogpompen van de bouwkuip is ontstaan, geen extra gewapende vloer hoeft te worden gestort.

Dit betekent een grote besparing in tijd voor deze methode daar direct kan worden aangevangen, na het egaliseren van de vloer, met het maken van de permanente wanden.

Als laatste opmerking bij dit punt wordt gezegd, in geval van het gesloten gedeelte van de afrit, dat de rijvloer (of het dak van de waterkelder) en het dak van het gesloten gedeelte op een soortgelijke wijze worden uitgevoerd als de vloeren in de utiliteitsbouw, bijvoorbeeld met een tafelbekisting.

De gegevens voor het maken van de vloeren/daken kunnen, redelijk nauwkeurig, worden afgeschat uit Misset-gegevens.

Voor de permanente betonnen keerwanden wordt de volgende indeling gemaakt:

- daar de keerwanden tegen de damwanden worden gestort is er geen achterbekisting nodig. De volgorde van het maken van de voorbekisting en het vlechten van de wapening is onduidelijk; enerzijds is er een ruimte van tenminste 1.3 m tussen de damwand en de voorbekisting en kan de voorbekisting gebruikt worden als steunpunt voor de wapeningsstaven, anderzijds is het misschien eenvoudiger de wapening op z'n plaats te krijgen als de voorbekisting na het vlechten van de wapening wordt gesteld. Beide mogelijkheden zijn uitvoerbaar; controle hierop moet nog plaatsvinden. Behalve de voorbekisting is er nog een **zijkbekisting** nodig ter plaatse van de toekomstige dilatatievoegstrook. De dilatatievoegstrook van de wand moet worden verbonden met de voegstrook uit de vloer. De dilatatievoeg-strook voor de wanden moet één geheel vormen met de dilatatievoegstrook uit de vloer. Dit betekent dat de voegstroken in de geprefabriceerde balken omhoog moeten worden gebogen en uit moeten steken boven de gewapende onderwaterbetonvloer. De stroken kunnen dan aan elkaar worden gelijmd.
- de wapening van de keerwanden moet worden verbonden met de wapeningsstekken welke uit de vloer steken; dit kan eenvoudig worden verwezelijkt met overlappingslassen. Stekken uit de vloer moeten in geval van de binnenzijde van de buitenwanden en de middenwand, worden geboord of moeten worden uitgehakt en opgebogen.
- het **storten** van de wanden, over de hoogte gezien, moet wellicht in meerdere storten plaatsvinden. De wandhoogte in de diepste gedeelten van de afritten bedraagt namelijk 12.6 m. Hiermee is geen rekening gehouden.

Er is uitgegaan van een seriële fabricage van de wanden (ofwel de wandmotten worden achtereenvolgens afgewerkt). Dit heeft tot voordeel dat de investeringen voor de meermalig te gebruiken bekistingen beperkt blijven. Tevens kan men optimaal gebruik maken van de leereffecten. Het nadeel is echter dat de totale uitvoeringsduur toeneemt.

Een mogelijkheid om dit nadeel te ondervangen is twee moten tegelijk te storten (bijvoorbeeld moot 1 en 3) en vervolgens de andere moten ertussen te storten (dus moten 2 en 5).

Overigens is gekozen de wandmoten (per moot) na elkaar te storten.

De tijdsduren voor het fabriceren van de keerwanden kunnen redelijk nauwkeurig worden afgeschat met gegevens uit de Misset.

Het is mogelijk de moten gewoon tegen elkaar te storten. Door het insmeren van de stortvoegen met een bepaalde substantie kan men aanhechting verhinderen. Op deze wijze ontstaan de stortmoten welke, ten opzichte van elkaar, vrij kunnen bewegen.

Als laatste volgen enige opmerkingen ten aanzien van de **permanente stempels en gordingen**:

- de **bekistingen**. De bekistingen voor de gordingen maken onderdeel uit van de wandbekisting. De gordingen zijn feitelijk niet meer dan een plaatselijke verbreding van de keerwanden.
Voor de bekistingen van de stempels geldt dat zij moeten worden ondersteund door een hulpconstructie.
- de **wapening**. De wapening van de gordingen wordt deels opgenomen in de keerwand zelf (vanuit de stempels gezien is dit in feite de steunpuntmomentwapening aan de achterzijde van de wand). In de gording zelf (d.i. de balk vóór de keerwand) wordt de veldmomentwapening opgenomen. Dit is zo gedaan om een maximale hefboomsarm te creëren.
De wapening in de stempels is zeer zwaar omdat hier de toelaatbare knikkrachten een grote rol spelen. De stempels kunnen verder beschouwd worden als een balk in gewapend beton. De wapeningsstaven uit de stempels moeten worden verbonden met de wapening in de keerwand en de gordingen. De vergelijking kan worden getrokken met een kolom-balk verbinding.
- het **storten** van de gordingen en stempels. De gordingen kunnen tegelijkertijd met de keerwanden worden gestort waarbij er ter plaatse van de stempels wapeningsstekken moeten worden overgelaten. Het storten van de stempels geschiedt op een soortgelijke wijze als dat bij betonnen balken geschiedt.

Ook voor de elementen, te weten de gordingen en stempels, kunnen de respectievelijke tijdsduren redelijk nauwkeurig worden afgeschat uit gegevens afkomstig uit de Misset.

Andere afbouwconstructies:

- * de **bedieningsgebouwen**. Hiervoor is een in de ogen van de schrijver een reële tijdsduur ingevuld welke voor beide varianten even lang gehouden is. Voordat aan de bedieningsgebouwen kan worden begonnen moet het dak van het gesloten gedeelte gestort zijn en voldoende verhard.
(De bedieningsgebouwen worden bovenop het gesloten gedeelten gemaakt).
- * de **stootplaten** welke bij beide hoofdvarianten worden toegepast. De platen worden geprefabriceerd aangevoerd en direct verwerkt. De hiermee gemoeide tijdsduur is ten opzichte van de resterende activiteiten te verwaarlozen.

- * het daglichtrooster wordt aangebracht in een tijdspanne wat voor beide hoofdvarianten gelijk is gehouden.
- * de asfaltlaag welke bij de gewapende onderwaterbetonvloer-variant wordt toegepast is wat tijdsduur betreft in verhouding gebracht met de verwerkte hoeveelheden van deze ongewapende variant ten opzichte van de hoeveelheden toegepast bij de gewapende variant (resumerend ongewapende variant 6 cm dikte en de gewapende variant 25 cm dikte).

Hoofdstuk 5: De kostenramingen

5.1 Inleiding

De kosten van een bouwwerk zijn een belangrijk besliscriterium met betrekking op het wel of niet uitvoeren van een bepaald bouwwerk of zelfs een bepaald alternatief voor één bepaald bouwwerk. Maar het feit dat de kosten van een bepaald alternatief voor een bouwwerk lager of hoger zijn dan een ander alternatief, zegt weinig over de kwaliteitsverhoudingen van de twee alternatieven. Een bepaald alternatief voor een bouwwerk kan relatief gezien goedkoop worden genoemd; dit betekent niet dat de kwaliteit van dit alternatief hetzelfde is als de kwaliteit van het duurdere alternatief. Goedkoop kan, bij een aflatende kwaliteit, duurkoop betekenen.

Wil men nu de kosten als besliscriterium gaan gebruiken, dan moet men er van uit gaan (en er zeker van zijn) dat bij beide alternatieven de vereiste langeduurkwaliteit kan worden behaald. Als maat voor de kwaliteit van de verschillende alternatieven voor een bouwwerk kan men bijvoorbeeld de technische levensduur van de alternatieven voor het bouwwerk gebruiken.

Bij de kostenvergelijking tussen de alternatieven voor de constructie van de tunnelafritten in respectievelijk gewapend- en ongewapend onderwaterbeton is er vanuitgegaan dat bij beide alternatieven de vereiste kwaliteit kan worden bereikt. Of met andere woorden dat er van uitgegaan wordt dat voor beide alternatieven de te bereiken kwaliteit in de eindsituatie hetzelfde zal zijn. Dit is een plausibele aanname daar men er van uit kan gaan dat voor beide alternatieven een technische levensduur kan worden bereikt welke de economische levensduur overschrijdt. Alleen dan kan men de kosten als criterium gebruiken voor de keuze tussen de beide alternatieven.

Voor de raming van de kosten is het zinvol de kosten in relatie te brengen met de daadwerkelijke productie. Hierbij is de volgende onderverdeling te maken:

1. **de kosten van de directe arbeid.** Hieronder vallen alle arbeidskosten die op de bouwplaats ontstaan en direct aan bepaalde onderdelen van het werk zijn toe te schrijven.
2. **de kosten van de directe materialen.** Deze groep bevat de kosten van alle materialen welke op het bouwwerk worden verwerkt of verbruikt en ook direct met de activiteiten van het werk te maken hebben.
3. **de kosten van het gebruik van duurzame produktiemiddelen.** Hieronder valt al het noodzakelijke materieel.
4. **de kosten van het aandeel in de productie, dat door onderaannemers wordt verricht.** Deze groep omvat de onderaannemers die materialen bijleveren of welke materialen verwerken.

5. **de algemene bouwplaatskosten.** Deze groep omvat alle kosten, welke weliswaar direct met het bouwwerk samenhangen, maar die geen direct verband houden met de specifieke activiteiten van het werk. Hieronder vallen ondermeer: de kosten van de leiding op het werk, van de administratie op het werk, de keetkosten etc.
6. **de kosten van het centrale apparaat.** Deze kosten hangen rechtstreeks samen met de kosten van het kantoor van de aannemer en de leiding en controle die van daaruit plaatsvinden.

In de kostenramingen welke zijn gemaakt ten behoeve van de twee alternatieven (gewapend- en ongewapend onderwaterbeton) zijn de eerste vier punten meegenomen. De redenen om de punten 5 en 6 niet mee te nemen zijn:

- de punten 5 en 6 (de algemene bouwplaatskosten en de kosten van het centrale apparaat) zijn van ondergeschikt belang omdat zij slechts een klein percentage van de totale bouwkosten uitmaken.
- van de voorgenoemde punten 5 en 6 kan men op dit moment geen goede inschatting maken. Daarom is het beter deze weg te laten.

In paragraaf 5.2 wordt nader ingegaan op de voornaamste kosten-veroorzakers in geval van toepassing van **ongewapend onderwater-beton**.

In paragraaf 5.3 wordt ingegaan op de voornaamste kosten-veroorzakers in geval van toepassing van **gewapend onderwater-beton**.

In paragraaf 5.4 tenslotte wordt een kwantitatieve kostenafweging gemaakt tussen beide voorgenoemde alternatieven.

N.B.: In het algemeen kan worden opgemerkt dat de schrijver van dit rapport alle materiaalhoeveelheden heeft uitgetrokken; de Afdeling Kostprijzen van de Bouwdienst Rijkswaterstaat heeft de prijzen per eenheid en de totaalprijzen bepaald.

5.2 Beschrijving van de voornaamste kostenveroorzakers bij de toepassing van ongewapend onderwaterbeton.

De indeling van de kostengroepen geschiedt in enkele hoofdgroepen te weten:

- I. **Bemalingen:** dit betreft het droogzetten van de kuip na het verharden van de onderwaterbetonvloer, alsmede het bemalen van het lekwater na de droogzetting van de kuip.
- II. **Grondwerken:** dit betreft de ontgraving van de kuip alsmede de eventuele noodzakelijke zandaanvullingen. De aanvoer geschiedt arbitrair over 10 km. Bij deze post behoren zowel de natte als de droge grondwerken.
- III. **Damwanden, stempeling en verankering:** deze post betreft de materiaalkosten (inclusief bevestigingsmiddelen) en de verwerking van de damwanden, de stempeling en de verankering. Tevens bevat deze post de kosten voor het afbranden van de damwanden en het schoonmaken van de damwanden valk voor het storten van de damwanden.
- IV. **Paalfunderingen:** deze post bevat de materiaalkosten en de kosten voor de installatie van de paalfundering van zowel de MV-palen als de voorgespannen betonpalen. Ook zijn bij deze post de kosten ondergebracht voor het snellen van de koppen van de betonpalen alsmede de kosten voor het afbranden van de MV-palen en als laatste ook de kosten voor het schoonmaken van de palen vlak voor het storten van de onderwaterbetonvloer.
- V. **Betonconstructies:** bij deze post zijn ondergebracht de volgende onderdelen:
 - kosten voor het leveren en verwerken van de New Jersey-profielen.
 - kosten voor het leveren en verwerken van gewapend beton.
 - kosten voor het koelen van gewapend beton.
 - kosten voor het leveren en verwerken van de werkvloer in beton.(uitvullaag)
 - kosten voor het leveren en verwerken van onderwater-beton.Bovengenoemde posten zijn inclusief materiaalkosten, materieelkosten en personeelskosten.
- VI. **Bekistingen:** deze post bevat de kosten voor de vloerbekistingen, de wandbekistingen en de ondersteunde bekistingen voor de daken en de stempels. Ook hier weer inclusief materiaal-, materieel- en personeelskosten.
- VII. **Staalconstructies:** deze post bevat de kosten voor al het wapeningsstaal. (materiaal-, materieel- en personeelskosten).
- VIII. **Dilatatievoeg-constructies:** hierbij moet gedacht worden aan het leveren en verwerken van de voegstroken inclusief injecteren.

IX. **Verhardingen:** deze post houdt in het leveren en verwerken van asfaltbeton (materiaal-, materieel- en personeelskosten).

X Verschillen in berekende kosten door de vaste 1/ percentages met het uiteindelijke.

5.3 Beschrijving van de voornaamste kostenveroorzakers bij de toepassing van gewapend onderwaterbeton.

De indeling van de kostengroepen geschiedt in enkele hoofdgroepen te weten:

- I. **Bemalingen:** dit betreft het droogzetten van de kuip na het verharden van de onderwaterbetonvloer, alsmede het bemalen van het lekwater na de droogzetting van de kuip.
- II. **Grondwerken:** dit betreft de ontgraving van de kuip alsmede de eventuele noodzakelijke zandaanvullingen. De aanvoer geschiedt arbitrair over 10 km. Bij deze post behoren zowel de natte als de droge grondwerken.
- III. **Damwanden, stempeling en verankering:** deze post betreft de materiaalkosten (inclusief bevestigingsmiddelen) en de verwerking van de damwanden, de stempeling en de verankering. Tevens bevat deze post de kosten voor het afbranden van de damwanden en het schoonmaken van de damwanden vlak voor het storten van de damwanden.
- IV. **Paalfunderingen:** deze post bevat de materiaalkosten en de kosten voor de installatie van de paalfundering van, in dit geval alleen de MV-palen. Het afbranden van de palen gebeurt in principe niet bij dit alternatief. Wel zijn er weer de kosten voor het schoonmaken van de palen vlak voor het storten van de onderwaterbetonvloer. Als laatste moet bij dit alternatief nog worden genoemd: de kosten voor het inmeten van de paalkoppen met het oog op de prefabricage van de wapenings-korven.
- V. **Betonconstructies:** bij deze post zijn ondergebracht de volgende onderdelen:
 - kosten voor het leveren en verwerken van de New Jersey-profielen.
 - kosten voor het leveren en verwerken van gewapend beton.
 - kosten voor het koelen van gewapend beton.
 - kosten voor het leveren en verwerken van de uitvullaag aan de bovenzijde van de onderwaterbetonvloer.
 - kosten voor het leveren en verwerken van onderwater-beton in dit geval wordt gebruik gemaakt van **colloïdaal beton**.

Bovengenoemde posten zijn inclusief materiaalkosten, materieelkosten en personeelskosten.

- VI. **Bekistingen:** deze post bevat de kosten voor de vloerbekistingen, de wandbekistingen en de ondersteunde bekistingen voor de daken en de stempels. Ook hier weer inclusief materiaal-, materieel- en personeelskosten.
- VII. **Staalconstructies:** deze post bevat de kosten voor al het wapeningsstaal. (materiaal-, materieel- en personeelskosten).
Enkele aanvullende posten ten opzicht van de in 5.2 genoemde posten zijn:
- het leveren en verwerken (lassen) van de stalen oplegbalken bevestigd aan de palen.
 - het leveren en verwerken (lassen) van de stalen profielen van de supportconstructie.
 - het leveren en verwerken (lassen) van de stalen profielen voor de heisevenaar.
 - kosten voor het afzinken van de korven (arbeidsuren en de materieelkosten zijn hierin verwerkt).
 - kosten voor de maatvoering voor het maken en afzinken van de wapeningskorven.
 - het boren van de wapeningsstekken ten behoeve van de binnenzijden van de buitenwand en de middenwand.
- VIII. **Dilatatievoeg-constructies:** hierbij moet gedacht worden aan het leveren en verwerken van de voegstroken inclusief injecteren. Bij dit alternatief komt hier nog bij de kosten voor het maken van de prefab dilatatievoeg-balken. Hierbij zijn ook weer de kosten voor materiaal, materieel en personeel inbegrepen.
- IX. **Verhardingen:** deze post houdt in het leveren en verwerken van asfaltbeton (materiaal-, materieel- en personeelskosten).

5.4 Kwalitatieve kostenvergelijking tussen de toepassing van gewapend en ongewapend onderwaterbeton.

Deze kwalitatieve kostenafweging geschiedt aan de hand van dezelfde indelingen die in paragraaf 5.2 en 5.3 zijn gebruikt zodat de verschillen in kosten tussen de beide hoofdgroepen goed naar voren komen. Per hoofdgroep worden nu de verschillen aangeduid en wordt in het kort een motivatie gegeven waarom deze kosten verschillend zijn.

- I. **Bemalingen:** dit betreft het droogzetten van de kuip na het verharden van de onderwaterbetonvloer, alsmede het bemalen van het lekwater na de droogzetting van de kuip. Bij de toepassing van gewapend onderwaterbeton vallen deze kosten lager uit omdat:
 - de ontgraving van de bouwkuip minder diep hoeft te zijn dan in geval van ongewapend onderwaterbeton, dus hoeft minder water uit de bouwkuip te worden gepompt.
 - de totale uitvoeringsduur minder lang is dan bij ongewapend onderwaterbeton. Het alternatief waarbij gebruik wordt gemaakt van gewapend onderwaterbeton is, wat deze hoofdgroep betreft, dus kostenbesparend.
- II. **Grondwerken:** dit betreft de ontgraving van de kuip alsmede de eventuele noodzakelijke zandaanvullingen. De aanvoer geschiedt arbitrair over 10 km. Bij deze post behoren zowel de natte als de droge grondwerken.

Zoals al is gemeld hoeft de ontgraving in geval van gewapend onderwaterbeton minder diep te zijn zodat er dus ook minder grond hoeft te worden ontgraven in vergelijking met ongewapend onderwaterbeton. Het alternatief waarbij gebruik wordt gemaakt van gewapend onderwaterbeton is, ook wat deze hoofdgroep betreft, kostenbesparend.
- III. **Damwanden, stempeling en verankering:** deze post betreft de materiaalkosten (inclusief bevestigingsmiddelen) en de verwerking van de damwanden, de stempeling en de verankering. Tevens bevat deze post de kosten voor het afbranden van de damwanden en het schoonmaken van de damwanden vlak voor het storten van de damwanden. In geval van gewapend onderwaterbeton hoeft men de bouwkuip minder diep te ontgraven, wat betekent dat de krachten op de damwanden dus kleiner zullen zijn dan in geval van ongewapend onderwaterbeton. De damwanden kunnen dus minder zwaar worden uitgevoerd. Hetzelfde geldt voor de stempels, gordingen en ankers in geval van gewapend onderwaterbeton. Ook wat deze hoofdgroep betreft is het alternatief, waarbij gebruik wordt gemaakt van gewapend onderwaterbeton, kostenbesparend.

IV. **Paalfunderingen:** deze post bevat de materiaalkosten en de kosten voor de installatie van de paalfundering.

In geval van ongewapend onderwaterbeton zijn dit voorgespannen betonpalen (600 kN, 771 stuks) alsmede MV-palen (800 kN, 143 stuks). Bij gewapend onderwaterbeton zijn dit alleen MV-palen (960 kN, 599 stuks). MV-palen zijn een factor vier duurder dan betonpalen, echter men heeft er minder van nodig door de hogere toelaatbare belastingen. De minder diepe ontgraving in geval van gewapend onderwaterbeton leidt er toe dat de opwaartse waterdrukken lager zijn; er zijn dus minder palen nodig. Tevens kan de overspanning tussen de palen groter zijn door de wapening in de onderwaterbetonvloer; dit betekent dus zwaardere palen. Onduidelijk is welk alternatief bij deze hoofdgroep in het voordeel is. Een berekening moet in dit geval uitkomst bieden (zie hiervoor de bijlage 'Kostenramingen').

V. **Betonconstructies:** bij deze post zijn ondergebracht de volgende onderdelen:

- kosten voor het leveren en verwerken van de NJ-profielen.
Deze post is voor beide alternatieven gelijk.
- kosten voor het leveren en verwerken van gewapend beton.
Er behoeft bij het alternatief met gewapend onderwaterbeton minder gewapend beton te worden gestort; de gewapende vloer wordt dan immers onder water gestort.
Dit geldt tevens met betrekking tot het koelen van het beton; onder water kan er niet worden gekoeld.
- kosten voor het koelen van gewapend beton.
- kosten voor het leveren en verwerken van de werkvloer in beton.
- kosten voor het leveren en verwerken van onderwater-beton In het geval van gewapend onderwaterbeton wordt gebruik gemaakt van **colloïdaal beton**. Dit is veel duurder dan ongewapend onderwaterbeton door de speciale samenstelling van colloïdaal beton.

Ook bij deze hoofdgroep is onduidelijk welk alternatief in het voordeel zal zijn wat betreft de kosten voor het betonwerk. Dit hangt af van de prijzen van gewapend- en colloïdaal beton.

VI. **Bekistingen:** deze post bevat de kosten voor de vloerbekistingen, de wandbekistingen en de ondersteunde bekistingen voor de daken en de stempels. Ook hier weer inclusief materiaal-, materieel- en personeelskosten.

Met betrekking tot het alternatief gewapend onderwaterbeton kan worden gezegd dat de bekistingen voor de vloer niet noodzakelijk zijn; er geldt tevens dat de wanden voor dit alternatief hoger zijn dan in geval van ongewapend onderwaterbeton (dit in verband met de zandlaag welke bovenop de onderwaterbetonvloer wordt gelegd). De verschillen tussen beide alternatieven zijn voor deze hoofdgroep minimaal.

VII. **Staalconstructies:** deze post bevat de kosten voor al het wapeningsstaal. (materiaal-, materieel- en personeelskosten).

Daar de vloer in geval van gewapend onderwaterbeton hoger ligt dan in geval van ongewapend onderwaterbeton kan de wapening in de vloer minder zwaar zijn. Uit berekeningen blijkt dat dit ook zo is. Bij de gewapende variant wordt er dus bespaard op de kosten.

In het geval van gewapend onderwaterbeton zijn er nog enkele meerkosten, te weten:

- het leveren en verwerken (lassen) van de stalen oplegbalken bevestigd aan de palen.
- het leveren en verwerken (lassen) van de stalen profielen van de supportconstructie.
- het leveren en verwerken (lassen) van de stalen profielen voor de heisevenaar.
- kosten voor het afzinken van de korven (arbeidsuren en de materieelkosten zijn hierin verwerkt).
- kosten voor de maatvoering voor het maken en afzinken van de wapeningskorven.
- het boren van de wapeningsstekken ten behoeve van de binnenzijden van de buitenwand en de middenwand.

Resultierend zal blijken in geval van gewapend onderwaterbeton dat er in deze hoofdgroep ingeleverd moet worden; deze post werkt dan kostenverhogend.

VIII. **Dilatatievoeg-constructies:** hierbij moet gedacht worden aan het leveren en verwerken van de voegstroken inclusief injecteren. Bij het gewapend onderwaterbeton alternatief komt hier nog bij de kosten voor het maken van de prefab dilatatievoeg-balken. Hierbij zijn ook weer de kosten voor materiaal, materieel en personeel inbegrepen. Deze voorgenoemde prefab balken zijn ook weer duidelijk kosten verhogend; met andere woorden op deze hoofdgroep moet worden ingeleverd.

IX. **Verhardingen:** deze post houdt in het leveren en verwerken van asfaltbeton (materiaal-, materieel- en personeelskosten). Met betrekking tot het gewapende onderwaterbeton alternatief kan worden gezegd dat er een dikkere asfaltbetonlaag noodzakelijk is in verband met de onderliggende drainage-zandlaag. Vanuit het gewapende onderwaterbetonvloer alternatief gezien kan worden gezegd dat deze hoofdgroep duidelijk kosten verhogend is.

Hoofdstuk 6 Conclusies en aanbevelingen

In de hoofdstukken 4 en 5 zijn de grondslagen gegeven waarop de kostenraming is gebaseerd. Het betreft in de voorgenoemde hoofdstukken een beschrijving van de uitvoeringsaspecten met daarbij gevoegd een uitvoeringsplanning, alsmede een beschrijving van de kostenaspecten van beide methoden (per methode en daarna een kwalitatieve vergelijking tussen beide methoden).

Zoals bekend zijn er aan beide methoden (gewapend- en ongewapend onderwaterbeton) voor- en nadelen toe te kennen. Deze voor- en nadelen zijn in de vorige hoofdstukken uitvoerig beschreven en wel zodanig dat men zou denken dat beide bouwmethoden tegen elkaar op zouden wegen. Een **kostenraming** moest in dit geval uitkomst bieden; de wijze waarop dit geschiedde staat beschreven in hoofdstuk 5.

De kostenramingen zijn in bijlage 8 te vinden. Zoals daar uit valt af te lezen is er slechts voor de **zuidelijke** afrit een kostenraming gemaakt. De redenen hiervoor zijn:

- de zuidelijke afrit is de grootste en diepste, en langste afrit, uiteraard voor beide methoden en daarmee dus de beste afrit om een kostenvergelijking op te baseren.
- wegens tijdgebrek is slechts de zuidelijke afrit uitgewerkt in de **kostenraming**.

Uit de kostenramingen in bijlage 8 zijn de volgende totaalbedragen af te leiden:

* <u>Ongewapend</u> O.W.B bouwkuip Zuid:	f 35.668.500,-
* <u>Gewapend</u> O.W.B bouwkuip Zuid:	f 39.233.500,-

(inclusief B.T.W.)

Deze totaalbedragen geven een geheel ander beeld dan was gegeven in het CUR-VB rapport 102 'Gewapend onderwaterbeton' waarin werd gemeld dat het gebruik van gewapend onderwaterbeton een besparing van 20% zou opleveren.

Hier zien men dat het gewapend onderwaterbeton ongeveer 10% **duurder** is dan ongewapend onderwaterbeton in geval van de Blankenburg-tunnel.

Conclusie:

De resultaten van de kostenraming wijzen uit dat men vanuit financieel oogpunt beter af kan zien van het toepassen van gewapend onderwaterbeton. Deze conclusie wordt nog versterkt door het feit dat de toepassing van gewapend onderwaterbeton zoveel complexer en ingewikkelder is dan de toepassing van ongewapend onderwaterbeton, en vele nieuwe uitvoeringsproblemen met zich mee brengt en dat dus de kans op hogere kosten dan geraamd, aanzienlijk toeneemt.

Dit geldt uitsluitend voor dit werk, vanwege de zware funderingstype. ✓

Aanbevelingen:

- Het is mogelijk dat op andere bouwlocaties met andere randvoorwaarden de toepassing van gewapend onderwaterbeton wel economisch is. Er kan bij gebruik van gewapend onderwaterbeton worden bespaard op de bouwtijd. Wanneer dit een belangrijke randvoorwaarde blijkt dan is gewapend onderwaterbeton een goed alternatief.
- Wanneer men de kostenramingen van gewapend en ongewapend onderwaterbeton vergelijkt, ziet men dat de verschillen tussen de kosten van de paalfundering nogal uiteenlopen. Het verschil is ongeveer 3,3 miljoen gulden. Dit is bijna het verschil tussen de totaalbedragen van de kostenramingen. Het verdient aanbeveling de paalfundering nauwkeuriger te bezien; wellicht is er op dit punt nog winst te boeken.

- Bij

Literatuurlijst

- CUR-VB rapport 102 'Gewapend onderwaterbeton'
- Dictaat F9 'Waterbouwkundige kunstwerken en constructies'
Prof. Ir. Glerum.
- Dictaat G80 'Funderingstechnieken'
Prof. Ir. v. Weele
- Dictaat G81 'Fundering en constructies'
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'
- Voorschriften Beton 1974/1984 (VB 1974/1984) + GTB
- Cement 1987 (No.10) 'Uitvoering Zeeburgertunnel gecompliceerder dan voorzien'
- I²- Bouwkunde en Civiele Techniek - 1988 (No 3.) 'Schroefinjectiepalen reeds toegepast
in 275 projecten'
- Civiele Techniek 1983 (No. 6) 'Injectiepalen'

- Civiele en Bouwkundige technieken 1983 (No. 7) ' Injectiepalen: economisch alternatief bij renovatie-werkzaamheden'.
- I² - Bouwkunde en Civiele Techniek - 'Zeeburgertunnel moet Coentunnel ontlasten' Ir. G.L. Tan.
- Dictaat F9c 'Waterbouwkundige kunstwerken b.o.'
Prof. Ir. Glerum
- Dictaat G28 'Submerged Tunnelling'
Ir. J. Brakel
- Dictaat B90 'Grondwatermechanica'
Prof. Dr. Ir. Verruyt
- Dictaat G23b 'Uitvoeringstechnologie van Beton-constructies'
Prof. Ir. Vos
- Dictaten G1 'Algemene constructieleer I'
Prof. Ir. Dicke
- Dictaat G4 'Algemene constructieleer II'
Prof. Ir. Dicke
- Dictaten G11 en G12 'Staalconstructie I en II'
Verschillende auteurs.
- Dictaten BB20 'Organisatie van het Bouwen'
Prof. Ir. Wagenmaker.
- Dictaten BB21 'Uitvoering van Civiele projecten'
Ir. Oterdoom e.a.
- 'Mechanics of materials Second SI edition'
Gere and Timoshenko.
- Dictaat 'Handleiding MicroSoft-Project'
Ir. Dijk, Eric Bos.
- 'Constructieve Onderwaterbeton, moot 15,16,17 Zeeburger-tunnel'
Ing. Wermer, Bouwdienst Rijkswaterstaat.
- Werkbestek 'Tunnel onder het IJ'
Bouwdienst Rijkswaterstaat.

- 'Compendium van het Voorgespannen Beton'
Bouvy, Feyen en Hofman.
- CUR-VB rapport 56 'Onderwaterbeton'.

