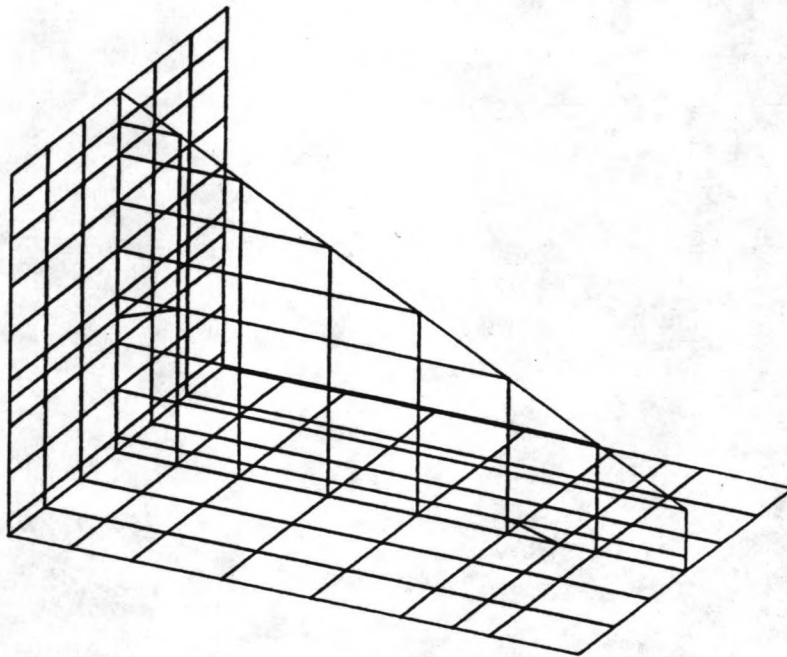


Prefabricage van sluizen: een haalbare zaak?

Deel A: tekst



Prefabricage van sluizen: een haalbare zaak?

Deel A: tekst

Inhoud

Voorwoord	iv
Ten geleide	vi
A.1. Inleiding	1
A.1.1. Probleemsignalering	1
A.1.2. Probleem analyse	1
A.1.2.1. Beschrijving van de huidige situatie	1
A.1.2.2. Verwachte ontwikkeling en gewenste situatie	3
A.1.3. Probleemstelling	9
A.2. De keuze van de sluisconstructie	10
A.2.1. Doelstelling	10
A.2.2. Uitgangspunten	10
A.2.3. Programma van eisen, randvoorwaarden en wensen	14
A.2.4. Sluisdelen welke in aanmerking komen voor prefabricage	18
A.2.5. De aard van het bouwterrein	24
A.2.6. De methode van prefabricage van de kolkwand-elementen	29
A.2.7. De sluisvloer	33
A.2.7.1. De alternatieven voor de sluisvloer	35
A.2.7.2. De uitwerking en keuze van de sluisvloer	40
A.2.8. De vormgeving van de kolkwand-elementen - uitgangspunten	43
A.2.8.1. Programma van eisen, randvoorwaarden en wensen voor de kolkwand-elementen	44
A.2.8.2. De elementen voor het bovenste deel van de kolkwanden	47
A.2.8.3. De elementen voor het onderste deel van de kolkwanden	51
A.3. Onderzoek naar de haalbaarheid van de hoog gefundeerde L-muur met T-vormige diepwand als onderbouw	56
A.3.1. Beschrijving van de constructie - uitgangspunten	56
A.3.2. De sterkte en stijfheid van de elementen	58
A.3.3. De stabiliteitscontrole	59

A.3.4.	De uitvoeringstechnische haalbaarheid	64
A.3.4.1.	Uitvoerings-aspecten	64
A.3.4.2.	De meningen van ter zake kundigen	70
A.3.4.3.	Beoordeling van de gesprekken met de aannemers	70
A.3.4.4.	Conclusies ten aanzien van de haalbaarheid van de gekozen constructie	76
A.4.	Onderzoek naar de haalbaarheid van de hoog gefundeerde L-muur met vlakke diepwand en paalfundering als onderbouw	77
A.4.1.	Beschrijving van de constructie - uitgangspunten	77
A.4.2.	Ruwe controle van de stabiliteit van de constructie	83
A.4.3.	Uitvoerings-aspecten - details	87
A.4.4.	De dimensionering van de constructie	100
A.4.4.1.	De diepwand	100
A.4.4.2.	De L-muur elementen	102
A.4.4.3.	De fundering van de constructie	103
A.4.5.	De financiële haalbaarheid van de constructie	108
A.4.6.	Conclusie ten aanzien van de haalbaarheid van het project	111
Bijlage 1	Grondgegevens van de bouwplaats van Sluis Schijndel	115
Bijlage 2	Gegevens van mobiele kranen	125
Bijlage 3	Bepaling van de toelaatbare belasting op geheide grondverdringende druk- en trekpalen	133
b.3.1.	Bepaling van het bezwijkdraagvermogen van trekpalen met behulp van de methode Koppejan	133
b.3.2.	Bepaling van de bezwijkbelasting van trekpalen met behulp van de methode Begemann	137
b.3.3.	Berekening van de grenstrekkraft uit de correlatie conusweerstand - plaatselijke kleef - paaltype (L.G.M.-methode)	143
b.3.4.	De veiligheidscoëfficiënt	148
Bijlage 4	Draagvermogen van een diepwand volgens Brinch Hansen	151

Bijlage 5	Verslagen van de gesprekken met de aannemers	154
Bijlage 6	Gegevens van enige voegprofielen	167
Bijlage 13	Bestek	198
Bijlage 14	Raming van kosten	218
Literatuur		234

Voorwoord

In de gehele studie Civiele Techniek aan de Technische Universiteit Delft neemt het afstudeerproject een belangrijke plaats in. De student heeft grote vrijheid het project, mits van voldoende niveau, naar eigen inzichten samen te stellen en uit te voeren. Eén van de mogelijkheden om het project te voltooien is een door de student zelf, of een door de vakgroep aangedragen onderwerp te kiezen en dat nader uit te werken. Een groot probleem hierbij is dat vaak onvoldoende gegevens voorhanden zijn om goed uit de voeten te kunnen. Wanneer op een bepaald gebied, bijvoorbeeld bodemgesteldheid, echt geen gegevens beschikbaar zijn, moeten aannamen worden gedaan, hetgeen de realiteit natuurlijk niet ten goede komt.

Een andere mogelijkheid is de eindstudie in de vorm van een praktijkstage in het bedrijfsleven te voltooien. Het voordeel hiervan is dat de student reeds tijdens zijn studie praktijkervaring opdoet, een bedrijf "van binnenuit" leert kennen en contacten kan leggen welke later mogelijk van pas kunnen komen.

Dit zijn de redenen waarom ik voor een dergelijke opzet van mijn afstudeerproject heb gekozen. Het probleem is dat in deze moeilijke economische tijden niet alle bedrijven staan te springen om een student in dienst te nemen. Hiermede rekening houdende heb ik reeds een half jaar voor de aanvang van mijn project een aantal bedrijven en Rijkswaterstaat aangeschreven. De reactie van Rijkswaterstaat was positief en ik was van een stageplaats verzekerd.

Ik heb de stage ervaren als een leuke, maar vooral zeer leerzame periode. Er kan echt worden gesproken van een toetsing aan de praktijk. Ik ben veel dank verschuldigd aan ing. J. IJsselstein en ing. M. van de Schaft, welke deze stageplaats voor mij mogelijk hebben gemaakt. Verder dank ik (in alfabetische volgorde) ing. J.H. Adriani, ir. H.H.G. Dijk en ing. G.W.J. van de Haterd, welke de dagelijkse begeleiding bij Rijkswaterstaat hebben verzorgd en ing. K.G. Bezuijen en prof. ir. A. Glerum (vakgroep waterbouwkunde), dr. ir. G.F. Huyghe (vakgroep betonconstructies) en prof. ir. A.F. van Weele (vakgroep geotechniek), welke de begeleiding vanuit de TU hebben verzorgd. Tevens dank ik de volgende bedrij-

ven, welke een bijdrage hebben geleverd aan de totstandkoming van dit rapport:

Guis' Heibedrijf b.v. (Ballast Nedam) - Rotterdam
Hewlett-Packard Nederland b.v. - Amstelveen
Kraan- en transportbedrijf De Kil b.v. - Dordrecht
Nederhorst Grondtechniek b.v. (H.B.G.) - Gouda
Schokbeton b.v. - Zwijndrecht
Van Splunder Heiwerken b.v. (Volker Stevin) - Rozenburg
Trade Arbed b.v. - Rotterdam
Vredestein ICOPRO b.v. - Velp

Wat de opzet van het rapport betreft is niet gekozen voor een algemeen onderzoek, waarbij een reeks van bouwmethoden wordt aangegeven. Het risico hiervan is dat een dergelijk onderzoek te oppervlakkig blijft. Wanneer een aangegeven bouwmethode nader zou worden uitgewerkt, is de kans groot dat men op onoverkomelijke problemen stuit, zodat uitvoering toch niet mogelijk blijkt.

Daarom is gekozen voor een opzet die alleen in eerste instantie algemeen blijft. Via een keuzeproces wordt een aannemelijk goede oplossing gekozen, welke in detail wordt uitgewerkt. Ook deze opzet heeft een zwakke schakel, namelijk het keuzeproces. Er wordt wel een goede oplossing uitgewerkt, maar blijkt deze uiteindelijk wel de beste en goedkoopste?

Ik hoop met dit rapport enig inzicht te geven in de mogelijkheden en onmogelijkheden van prefabricage van grootschalige waterbouwkundige projecten als sluisen, en welke moeilijkheden hierbij zijn te verwachten.

Huizen, november 1987

Frank Westerveld



*Dit rapport is vervaardigd met een
Hewlett-Packard LaserJet⁺ printer*

Ten geleide

Dit rapport is opgebouwd uit twee delen, en bevat bovendien nog een veertiental bijlagen. Deel A is algemeen beschrijvend en kan worden beschouwd als een leidraad van het verhaal. Voor de lezer, welke niet is geïnteresseerd in berekeningen, biedt dit deel voldoende informatie om conclusies te kunnen trekken.

In deel B zijn de berekeningen te vinden, welke op deel A betrekking hebben. Tevens zijn beschouwingen en afwegingen, welke betrekking hebben op de berekeningen, opgenomen. De hoofdstuknummering in dit deel is in overeenkomst met die van deel A.

Achter in deel A zijn de bijlagen opgenomen. Een deel hiervan bestaat uit besteks- en werktekeningen en is los bijgevoegd.

Samenvatting van het rapport:

Hoofdstuk 1 is een inleiding op het probleem: De Zuid-Willemsvaart en het Kanaal Wessem-Nederweert in Noord Brabant en Limburg bestaan ruim 150 jaar en de meeste van de in de kanalen aanwezige sluizen dateren uit de begintijd. De kanalen zijn volledig verouderd en voldoen niet meer aan de eisen welke tegenwoordig aan de waterwegen worden gesteld.

Het ligt in de bedoeling dat beide kanalen worden verruimd en geschikt gemaakt voor klasse IV schepen (1350 ton), met de mogelijkheid van 1-baks duwvaart. Ook het aantal sluizen moet worden teruggebracht van 16 tot 11.

Het is dus bekend dat een reeks sluizen met dezelfde afmetingen moet worden gebouwd en zo is tot de eigenlijke probleemstelling van het rapport gekomen: "Is het mogelijk een aantal sluizen of delen daarvan te prefabriceren? Zo ja, welke sluizen komen daarvoor in aanmerking, hoe moet het worden uitgevoerd en wat gaat het kosten?"

In hoofdstuk 2 is na een functie-analyse van een sluis gestart met het bekijken van de mogelijkheden tot prefabricage van sluizen. Voor het onderzoek dient de te bouwen sluis bij Schijndel als "model", omdat deze sluis in het totaal een "modale" sluis kan worden genoemd en veel randvoorwaarden beschikbaar zijn. Er is tot

de conclusie gekomen dat het in de Zuid-Willemsvaart niet mogelijk is sluisen in hun geheel te prefabriceren. Ook is het niet mogelijk/zinvol gebleken de sluishoofden te prefabriceren. Het keuze-proces richt zich verder op prefabricage van de sluis-kolk.

Er is beargumenteerd dat het in de Zuid-Willemsvaart niet mogelijk is de schutkolk in zijn geheel te prefabriceren. Wel is het mogelijk de sluisvloer of de kolkwanden in elementen te prefabriceren, maar omdat prefabricage van de sluisvloer weinig zinvol is, richt de rest van het onderzoek zich op de kolkwanden.

Na analyse van de situatie ter plekke van het bouwterrein te Schijndel zijn twee mogelijke constructievormen gekozen: beide kolkwandconstructies bestaan uit hoog gefundeerde L-muur elementen. Bij het ene alternatief worden de L-muur elementen gefundeerd op T-vormige prefab diepwand-elementen; bij het andere op vlakke prefab diepwand-elementen en palen. Beide alternatieven zijn in de hoofdstukken 3 en 4 op hun haalbaarheid onderzocht.

In hoofdstuk 3 is de kolkwandconstructie bestaande uit geprefabriceerde L-muur elementen en T-vormige diepwand-elementen onderzocht. Het is gebleken dat de constructie op zichzelf wel voldoende stabiel is. Echter, het inbrengen van de T-vormige diepwand-elementen zou te veel problemen opleveren. Hierop is dit alternatief gestrand.

Hoofdstuk 4 behandelt het alternatief van de kolkwandconstructie, bestaande uit geprefabriceerde L-muur elementen en eveneens geprefabriceerde vlakke diepwand-elementen en palen. Na controle van de constructie op stabiliteit en uitvoerbaarheid, zijn de elementen verder constructief uitgewerkt.

Als laatste is een vergelijking op basis van kosten uitgevoerd, met het werk zoals dit door Rijkswaterstaat zal worden gerealiseerd. Het is gebleken dat de prefab constructie zowel technisch, als financieel een concurrerend alternatief vormt.

A.1. Inleiding

A.1.1. Probleemsignalering

Het kanalenstelsel in Noord-Brabant en Midden-Limburg is ruim 150 jaar geleden aangelegd en sinds die tijd is de kwaliteit ervan dermate achteruit gegaan dat het stelsel de laatste decennia duidelijk in zijn functie tekort schiet. De smalle en ondiepe kanalen hebben, mede door de geringe afmetingen van de (vele) sluizen, een veel te kleine capaciteit voor de steeds belangrijker wordende beroepsvaart. Gelet op:

- de ouderdom en de verouderde staat van de sluizen;
- de ondiepe en smalle kanalen, die voor een steeds kleiner wordend deel van de Nederlandse binnenvloot toegankelijk zijn;
- de voortdurende afkalving van de oevers als gevolg van niet bij het oorspronkelijke kanaalprofiel passende snelheden en scheepsafmetingen;

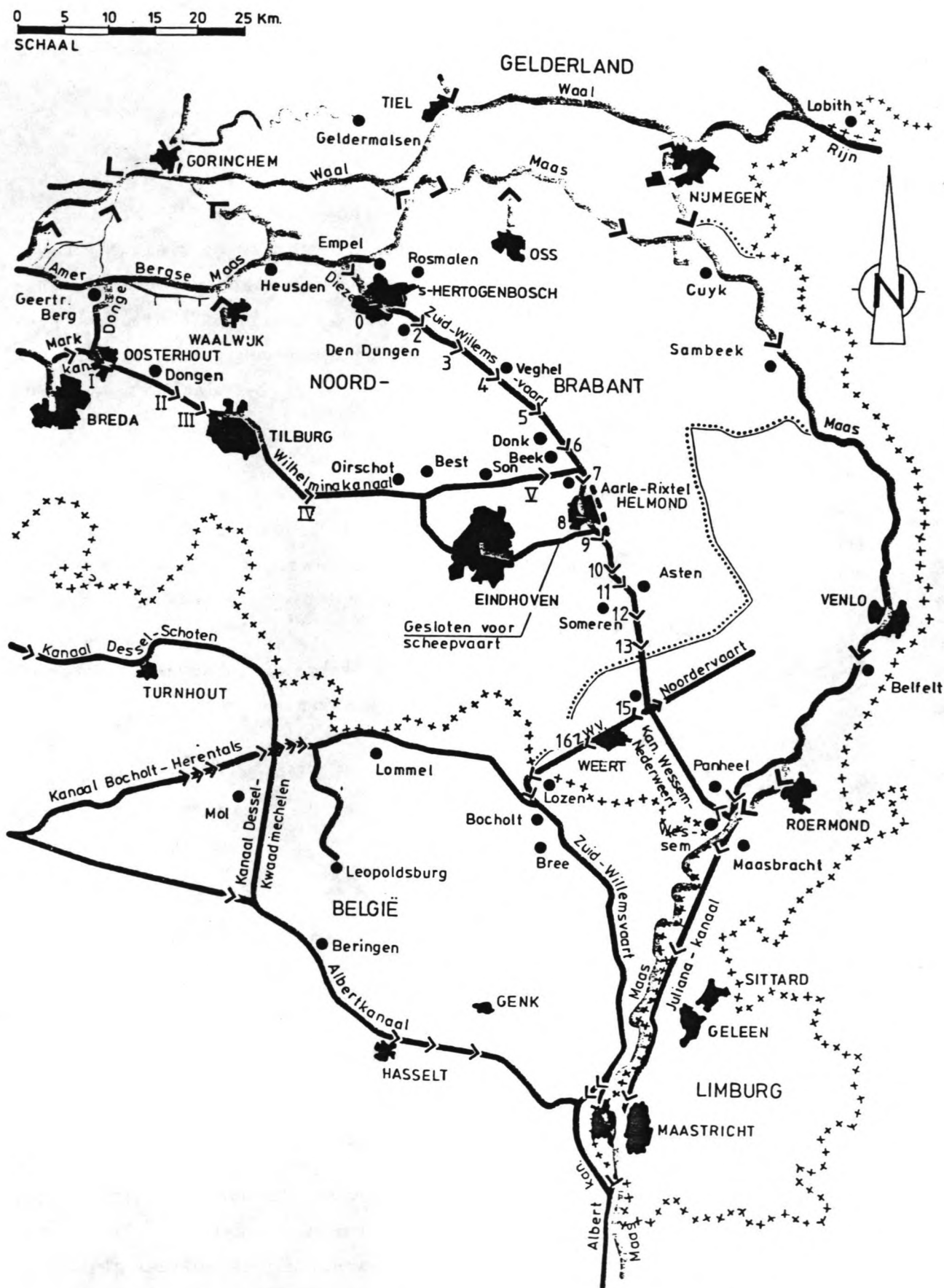
moeten snel verbeteringen worden aangebracht, daar anders tevens de werkgelegenheid bij bedrijven die van de kanalen afhankelijk zijn, in gevaar komt.

Bij brief van 4 mei 1971 stelde de toenmalige minister van Verkeer en Waterstaat plannen vast voor de verruiming van de Zuid-Willemsvaart en het Kanaal Wessem-Nederweert.

A.1.2. Probleem analyse

A.1.2.1. Beschrijving van de huidige situatie

De Zuid-Willemsvaart is in de periode van 1822 - 1826 aangelegd onder koning Willem I. Het kanaal bevat 15 schutsluizen op Nederlandse bodem waarvan er 13 uit de begintijd dateren. De sluizen vertonen dan ook ernstige ouderdomsverschijnselen. De sluizen 2 tot en met 6 en 10 tot en met 13 zijn technisch versleten. Het kanaal en de sluizen voldoen niet meer aan de eisen die het huidige scheepvaartverkeer stelt.



figuur A.1 Overzicht van de waterwegen in Zuidoost-Nederland en België.

De toegelaten diepgang voor schepen op het Brabantse deel van de Zuid-Willemsvaart is 1,90 m, op het Limburgse deel en op het Kanaal Wessem-Nederweert 2,10 m. Hierdoor kunnen vrachtschepen van 600 ton laadvermogen (Kempenaar) niet volledig beladen van de vaarwegen gebruik maken.

De breedte van de waterspiegel is ongeveer 24 m, de bodembreedte ongeveer 16 m. Door deze geringe afmetingen zijn slechts lage snelheden mogelijk en tevens kalven door de zuigingskrachten de oevers af. Over grote gedeelten van de kanaaloevers zijn ontgroningen ontstaan en zijn boordvoorzieningen beschadigd of geheel verdwenen.

Een plattegrond van het kanalenstelsel met de nummering van de sluizen is gegeven in figuur A.1.

A.1.2.2. Verwachte ontwikkeling en gewenste situatie

Het zal duidelijk zijn dat de boven beschreven situatie verbetering behoeft. In de nota "Analyse verbetering Brabantse en midden-Limburgse kanalen" [1] worden de bestaande situatie en de verwachte ontwikkeling uitvoerig geanalyseerd en geëvalueerd. Op grond hiervan zijn ter verbetering van de bestaande situatie een tiental alternatieven ontwikkeld en alle voor- en nadelen beschreven. Het ligt niet in de aard van dit rapport een uitvoerige samenvatting te geven van deze nota. Hier wordt slechts het alternatief beschreven dat uiteindelijk is gekozen, met dien verstande dat van de in de nota aanbevolen sluisafmetingen enigszins is afgeweken.

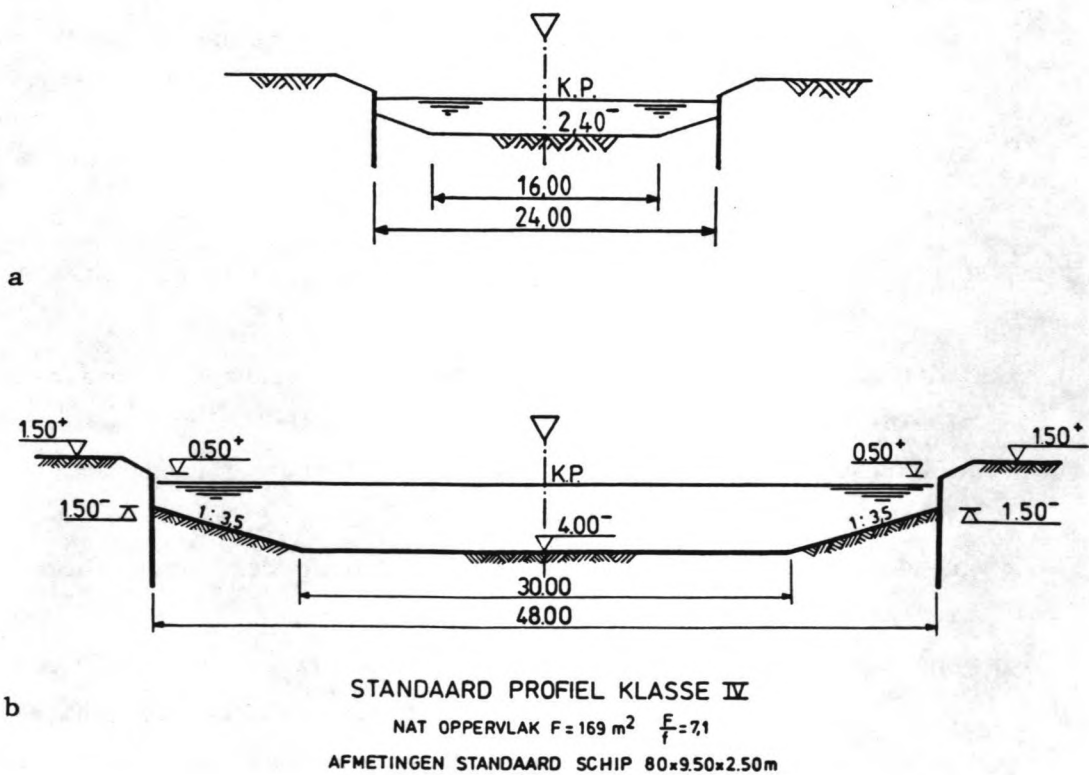
Beschrijving van het gekozen alternatief (D IV)

Bij dit alternatief worden verruimd tot klasse IV (schepen tot 1350 ton):

- de Zuid-Willemsvaart van Den Dungen tot de Belgische grens;
- het Kanaal Wessem-Nederweert;
- het Wilhelminakanaal.

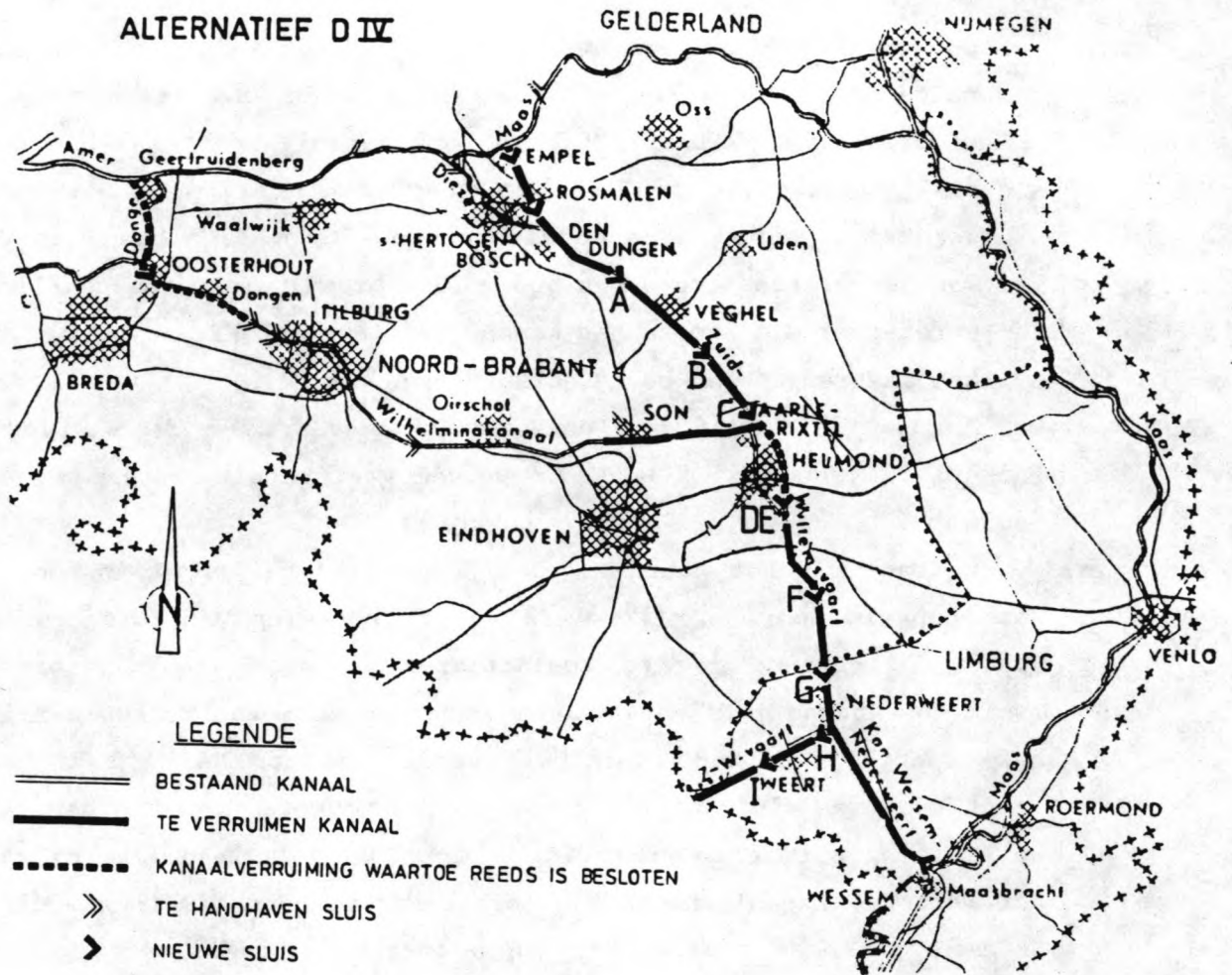
Een klasse IV schip is het Rijn-Hernekanaalschip (Europaschip) met een laadvermogen van 1350 ton. Deze schepen hebben afmetingen lengte x breedte x diepgang (geladen) = 80 x 9,50 x 2,50 m. Hoogte ledig schip = 4,40 m.

Een standaard doorsnede van een klasse IV kanaal heeft een vereiste spiegelbreedte van 169 m² (zie figuur A.2.b). Ter vergelijking: de Zuid-Willemsvaart heeft thans een spiegelbreedte van 24 m, een diepte van 2,40 m en een natte doorsnede van 48 m² (zie figuur A.2.a).



figuur A.2 Dwarsdoorsneden van het oude kanaal (a) en het geplande kanaal (b).

Tussen Den Dungen en de Maas bij Empel wordt een nieuw kanaalvak gegraven. De totale lengte van dit alternatief is 98 km. De doorgang van 's-Hertogenbosch kan bij dit alternatief aan het scheepvaartverkeer worden onttrokken. De bedrijven ten zuiden van 's-Hertogenbosch zullen voor schepen tot 600 ton bereikbaar blijven.



figuur A.3 Overzicht van de te verrichten werkzaamheden.

Ten zuiden van Den Dungen zijn de volgende werken nodig:

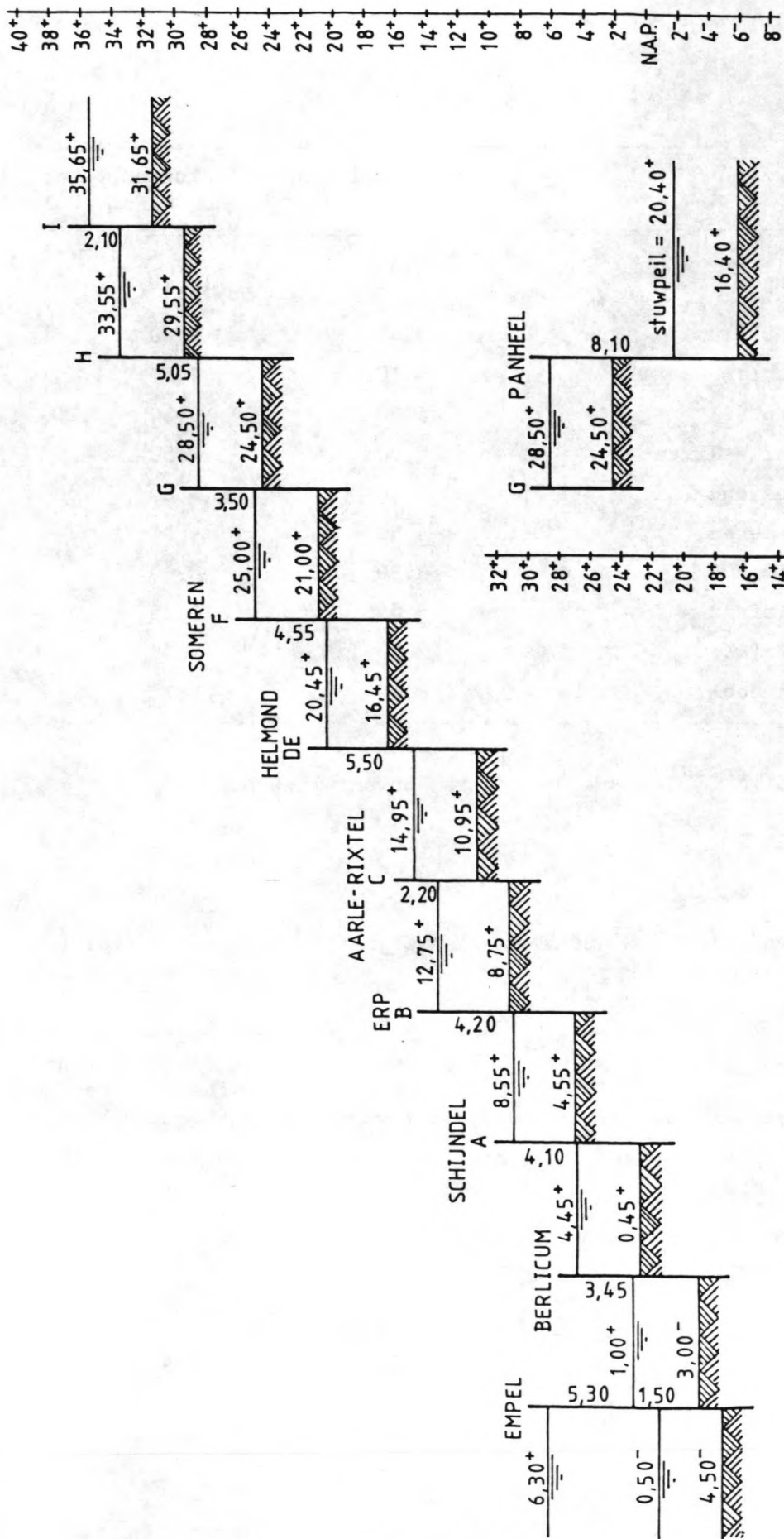
- het slopen van de sluisen 2 tot en met 6 en 10 tot en met 13 van de Zuid-Willemsvaart;
- het bouwen van 8 sluisen met kolkafmetingen 12,50 x 110 m en een drempel op KP - 3,80 m. Hiermede zal het kanaal toegankelijk worden voor 1-baks duwvaart. In verband met onregelmatigheden in het scheepsaanbod bij Panheel krijgt de toegangssluis kolkafmetingen 14 x 150 m;
- het vervangen van het merendeel der beweegbare bruggen door vaste met een doorvaartwijdte van 33 m en een doorvaarthoogte van 5,95 m. Bij een aantal bruggen zal deze doorvaarthoogte door opvijzelen worden bereikt;
- het vervangen van de overige beweegbare bruggen door beweegbare met een doorvaartwijdte van 24 m. Voor de spoorbrug te Veghel voorziet het plan in twee doorvaartopeningen met een

- wijdte van 14 m;
- de vergroting van het dwarsprofiel van het kanaal tot 169 m² natte oppervlakte. De spiegelbreedte wordt 48 m en de bodemdiepte 4 m. Zowel bij Beek en Donk als bij Weert zal het kanaal plaatselijk smaller worden gemaakt (bij Beek en Donk wordt het kanaal over een lengte van 100 m 35 m breed en te Weert over een lengte van 800 m 30 m breed). In beide gevallen wordt over die lengte het kanaal verdiept tot KP - 4,50 m;
 - het aanbrengen van boordvoorzieningen.

De sluizen 15 en 16 van de Zuid-Willemsvaart en de sluis te Panheel blijven gehandhaafd. Er worden grotere sluizen naast gebouwd.

Het tracé van het kanaalvak Den Dungen - Empel wordt in hoofdzaak bepaald door de rijksweg 2 en de bebouwing van Rosmalen en Empel. In verband met de toelaatbare hellingen in de spoorweg 's-Hertogenbosch - Nijmegen en de onderdoorgang van rijksweg 2 in deze spoorlijn is het kanaalpeil vastgesteld op NAP + 1 m. Dit leidt tot twee sluizen in dit kanaalvak, te weten ten noorden van de kruising met de Aa en nabij de Maas. Door de lage ligging van het (eerste) kanaalpand is bij hogere Maasstanden bemaling nodig. De twee genoemde sluizen krijgen ook kolkafmetingen van 12,50 x 110 m en een drempel op KP - 3,80 m.

Het nieuwe kanaalpeil en de daarmee samenhangende kanaalbodem van de verschillende kanaalpanden is weergegeven in figuur A.4. Het verval over de verschillende sluizen is eveneens weergegeven.



KANAAL WESSEM - NEDERWEERT

ZUID - WILLEMSVAART

figuur A.4 De nieuwe langdoorsnede over de Zuid-Willemsvaart en het Kanaal Wessem-Nederweert.

De gegevens van de sluisen zijn hieronder in tabelvorm weergegeven:

Sluis	verval (m)	afstand vloer - bovenkant kolk (m)
Empel	{ 5,30 1,50	12,10
Berlicum	3,45	8,80
Schijndel (A)	4,10	9,50
Erp (B)	4,20	9,50
Aarle-Rixtel (C)	2,20	7,50
Helmond (DE)	5,50	10,80
Someren (F)	4,55	9,85
Sluis G	3,50	8,80
Sluis H	5,05	10,35
Sluis I	2,10	7,50
Panheel	8,10	13,70

tabel A.1 Gegevens van de te bouwen sluisen.

De vaargegevens van de kanalen zijn in tabelvorm als volgt:

vaargegevens	ZWV tijdens de bouwphase	KW-N tijdens de bouwphase	definitieve toestand
vaarbreedte (m)	6,60	7,50	12,50
diepgang (m)	1,90	2,50	3,80
doorvaarthoogte (m)	4,80	5,20	5,95

tabel A.2 Vaargegevens van de kanalen.

A.1.3. Probleemstelling

Nu bekend is dat er in de Zuid-Willemsvaart en het Kanaal Wessem-Nederweert een reeks van sluizen moet worden gebouwd, komen we tot de eigenlijke probleemstelling van dit rapport: "Is het mogelijk een aantal sluizen of delen daarvan te prefabriceren? Zo ja, welke sluizen komen daarvoor in aanmerking, hoe moet het worden uitgevoerd en wat gaat het kosten?"

Resumerend:

De Zuid-Willemsvaart en het kanaal Wessem-Nederweert zijn ruim 160 jaar oud en voldoen niet meer aan de eisen die het huidige scheepvaartverkeer stelt. Bijna alle sluizen stammen uit de begintijd en verkeren in zeer slechte staat.

Om de vaarwegen aan de huidige eisen aan te passen, worden de kanalen zodanig verruimd, dat zij geschikt worden voor vrachtschepen met een laadvermogen van 1350 ton (klasse IV) en éénbaks duwvaart. Hiertoe worden 9 sluizen gesloopt en het merendeel van de bruggen vervangen. Ter vervanging van de gesloopte en overige te behouden sluizen worden 11 nieuwe sluizen gebouwd. Van de te bouwen sluizen krijgen 10 stuks gelijke kolkafmetingen.

Het onderzoek zal zich richten op de mogelijkheid om een aantal van deze sluizen geheel of gedeeltelijk te prefabriceren.

A.2. De keuze van de sluisconstructie

A.2.1. Doelstelling

De doelstelling van de schrijver van dit rapport is het zoeken naar mogelijkheden tot het prefabriceren van sluisen of delen daarvan, tegen een minimum aan kosten. Er zal worden bekeken hoe deze elementen gemaakt en daarna vervoerd en tot één geheel samengesteld moeten worden.

Tevens zal worden bekeken of de te prefabriceren elementen het beste in een gespecialiseerde betonfabriek kunnen worden gemaakt, dan wel in een veldfabriek.

Ook zal de fasering worden bekeken, volgens welke de bouw van de sluis het beste kan worden voltooid.

Als laatste zal een begroting worden gemaakt en een kostenvergelijking plaatsvinden met de sluisen zoals deze door Rijkswaterstaat worden uitgevoerd.

A.2.2. Uitgangspunten

Het is bekend dat de komende 10 jaar in de Zuid-Willemsvaart en het Kanaal Wessem-Nederweert 10 sluisen met gelijke kolkafmetingen moeten worden gebouwd. Tevens is bekend dat de mogelijkheden tot (gedeeltelijke) prefabricage moeten worden onderzocht.

Men kan zich nu de vraag stellen of alle tien sluisen ook werkelijk in aanmerking komen voor prefabricage. Indien dit niet het geval is, waarom niet en welke sluisen blijven over?

Sluis Panheel blijft door zijn afwijkende afmetingen en het grote verval buiten beschouwing.

Ook Sluis Empel is afwijkend, in die zin dat deze sluis afhankelijk van de Maasstanden naar twee zijden moet kunnen keren (zie figuur A.4). Tevens volgt uit tabel A.1 dat deze sluis wel erg grote hoogte-/diepte-afmetingen krijgt. De drempel ligt meer dan 12 m beneden het maaiveldniveau. Om deze redenen ligt het in eerste instantie niet voor de hand Sluis Empel te gaan prefabriceren.

Wanneer men figuur A.3 bekijkt, kan men zien dat het geplande tracé van de Zuid-Willemsvaart rond Helmond wordt omgeleid. De omlegging betreft dus een nieuw te realiseren kanaalvak. In dit kanaalvak is sluis Helmond (DE) gepland. Dit heeft consequenties voor de bouw. Deze sluis wordt namelijk midden in het weiland gebouwd, terwijl de overige sluizen in of aan het bestaande kanaal worden gebouwd. De consequenties gelden de transportmogelijkheden van de eventueel te prefabriceren sluis(delen). Het is hier bij voorbaat uitgesloten dat de sluis in zijn geheel of in delen drijvend wordt aangevoerd, op een soortgelijke wijze als dit bij tunnels geschiedt. Worden kleinere sluisdelen per auto getransporteerd, dan zal dit transport over de drassige weilanden ernstig worden bemoeilijkt, aangezien ook deze kleinere delen nog zeer zwaar zullen zijn. De overige sluizen kennen dit probleem niet, zodat voor het transport van de bestaande vaarwegen gebruik kan worden gemaakt. Sluis Helmond komt dus ook in eerste instantie voor prefabricage niet in aanmerking.

De overige sluizen zijn in principe geschikt voor prefabricage. Deze sluizen zijn:

- Sluis Berlicum;
- Sluis Schijndel (A);
- Sluis Erp (B);
- Sluis Aarle-Rixtel (C);
- Sluis Someren (F);
- Sluis G;
- Sluis H;
- Sluis I.

Uit tabel A.1 kan verder worden opgemaakt dat drie maal twee sluizen qua verval nagenoeg gelijk zijn, namelijk:

- Sluis Berlicum is ongeveer gelijk aan sluis G;
- Sluis Schijndel (A) is ongeveer gelijk aan Sluis Erp (B);
- Sluis Aarle-Rixtel (C) is ongeveer gelijk aan sluis I.

Wanneer men deze sluizen (per twee) exact gelijke afmetingen geeft, komt dit de economie van het ontwerp en de bouw ten goede. Hierom komen deze sluizen met name voor prefabricage in aanmerking.

Bij het onderzoek zal voor het overige worden uitgegaan van de te bouwen sluis bij Schijndel. Deze sluis heeft namelijk een voor de Zuid-Willemsvaart representatief verval en bovendien zijn van deze sluis veel gegevens (randvoorwaarden tijdens de bouw, grondgegevens, etc.) beschikbaar. De langsdoorsnede van de Zuid-Willemsvaart ter plaatse van Sluis Schijndel is gegeven in figuur A.5.

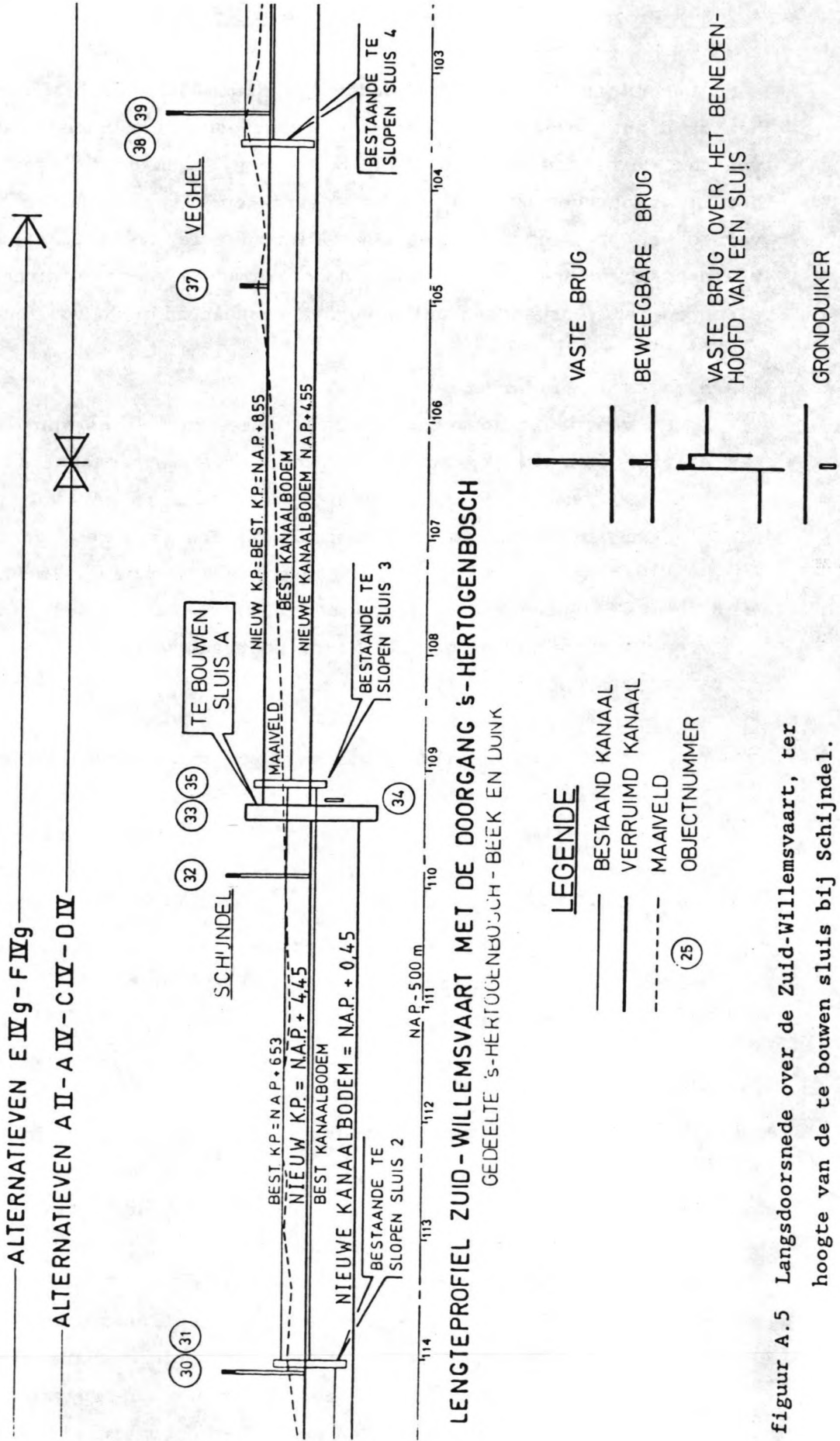
Men dient wel te bedenken dat, welke sluis men ook kiest, elk van de sluizen zijn eigen specifieke plaatsgebonden problemen heeft. Bij geen van de sluizen is de situatie (bijvoorbeeld de grondgesteldheid, de ligging van de te bouwen sluis ten opzichte van de omgeving en het kanaal, bepaalde belemmerende objecten in de omgeving) gelijk. Dit heeft tot gevolg dat wanneer het wel mogelijk is Sluis Schijndel (gedeeltelijk) te prefabriceren, dit niet noodzakelijkerwijs inhoudt dat andere sluizen volgens eenzelfde principe kunnen worden geprefabriceerd.

Een ander uitgangspunt bij het onderzoek naar mogelijkheden van prefabricage is dat bij de bouw van de sluis een zeker repetitie-element aanwezig moet zijn. Wanneer een zekere repetitie optreedt, zal dit de bouw en de bouwkosten van de sluis ten goede komen (het woord "lopende-band-werk" is in dit opzicht misschien wat overdreven, maar het geeft wel het idee aan). De prefabricage van een sluis welke als pneumatisch caisson wordt afgezonken, is niet het soort van prefabricage wat hier wordt bedoeld.

Resumerend:

De uitgangspunten zijn:

- in principe komen 8 sluizen voor prefabricage in aanmerking;
- van deze sluizen wordt Sluis Schijndel uitgekozen om de mogelijkheid tot prefabricage verder te onderzoeken;
- bij de te onderzoeken vormen van prefabricage wordt er van uitgegaan dat er bij de bouw een zeker repetitie-element aanwezig moet zijn.



figuur A.5 Langsdoorsnede over de Zuid-Willemsvaart, ter hoogte van de te bouwen sluis bij Schijnudel.

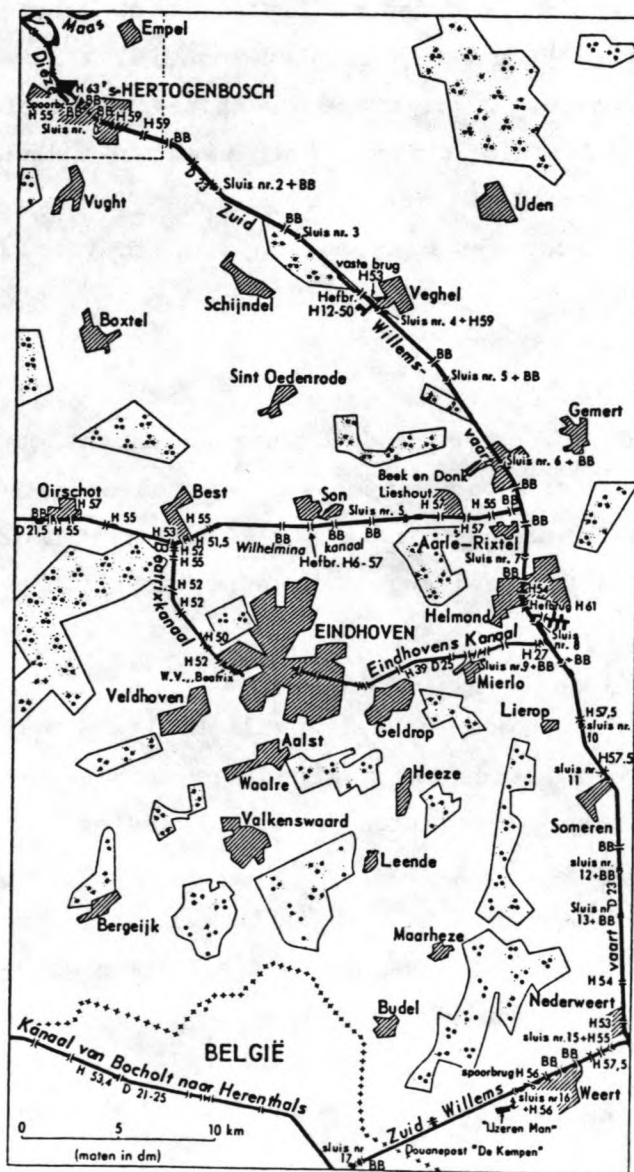
A.2.3. Programma van eisen, randvoorwaarden en wensen

Nu bekend is dat voor het onderzoek Sluis Schijndel als "voorbeeld" dient, moeten specifieke plaatsgebonden eisen en randvoorwaarden worden verzameld. Deze geven een "raamwerk", waarbinnen het ontwerpproces zich dient te voltrekken. Is het voor bepaalde vormen van prefabricage niet mogelijk aan alle eisen en randvoorwaarden te voldoen, dan moeten deze vormen worden verworpen. De eisen en randvoorwaarden welke worden gesteld zijn de volgende:

Eisen en randvoorwaarden:

- De as van de te bouwen sluis valt samen met de as van de zuidelijke kanaaldijk, zoals dit kan worden opgemaakt uit bijlage 10, fase 3. Hierdoor zal de doorvaart in het kanaal ter plaatse van de bouwlocatie noodzakelijkerwijs worden versmald.
- De sluis krijgt in verband met eventuele maatafwijkingen iets grotere schutkolk-afmetingen dan de nominaal benodigde: nuttige lengte schutkolk = 110 m; de doorvaartwijdte van de sluis = 12,60 m. De drempel komt op NAP + 0,65 m; de bovenzijde van de sluis (= maaiveld) op NAP + 10,15 m.
- Tijdens de voorbereidingen van de bouw en de bouw zelf mag de Zuid-Willemsvaart geen moment worden gestremd. Er moet ter plaatse van de bouwlocatie een minimale doorvaartwijdte van 15 m overblijven. Het passerende verkeer wordt geregeld met behulp van verkeerslichten.
- Tijdens de bouw mag de grondwaterstand niet voor langere duur worden verlaagd dan tot een niveau NAP + 5,50 m.
- Het is de verwachting dat de eerste periode na het gereed komen van de sluis de grondwaterstand zal stijgen tot NAP + 7,50 m. In deze eerste periode heeft de sluis omhullende grond nog een tamelijk open structuur.
- Tevens is het de verwachting dat na verloop van tijd de grond rond de sluis geleidelijk zal gaan dichtslibben met fijnere gronddeeltjes, zodat de grondwaterstand zal zakken tot het verwachte gemiddelde peil van NAP + 6,50 m.
- Wanneer bouwelementen over de weg worden getransporteerd, moet rekening worden gehouden met de maximaal toelaatbare afmetingen van de elementen (i.v.m. ander verkeer en bruggen) en de maximaal toelaatbare massa van de rijdende combinatie.

- Wanneer bouwelementen per schip of zelf drijvend over de Zuid-Willemsvaart worden getransporteerd, moet rekening worden gehouden met de toelaatbare diepgang in het kanaal (1,90 m), de minimale doorvaartwijdte van sluisen en bruggen (6,90 m) en de minimale doorvaarthoogte van de vaste bruggen (5,30 m). Zie hiervoor ook figuur A.6).



figuur A.6 Bruggen en sluisen in de Zuid-Willemsvaart.

Minder plaatsgebonden eisen en randvoorwaarden zijn de volgende:

- Wanneer onderdelen van de sluis worden geprefabriceerd en deze onderdelen met behulp van hijswerktuigen op hun plaats moeten worden getild, moet er voor worden gezorgd dat de gewichten

van de elementen de toelaatbare hijslast van de hijswerktuigen niet te boven gaat. Hierbij moet er van worden uitgegaan dat de totale huurprijs van de hijswerktuigen binnen een redelijk budget blijft. In bijlage 2 zijn gegevens van enige mobiele kranen opgenomen.

- De minimaal vereiste levensduur van de te bouwen sluizen bedraagt 50 jaar.
- De te bouwen sluis moet functioneel zijn. Dit betekent: geen onnodige "versieringen"; grote bedrijfszekerheid, kleine kans op storingen of schade. Er mogen geen uitstekende punten of randen, waaraan een schip tijdens het schutten schade kan oplopen, in de sluis aanwezig zijn.
- De te bouwen sluis moet geschikt worden gemaakt voor l-baks duwvaart (motorvermogens vanaf 600 à 700 pk).

Naast de vastliggende eisen en randvoorwaarden is het mogelijk voor de sluis een programma van wensen op te stellen. Zoals de naam al aangeeft zijn de wensen minder strikt, maar er moet wel naar worden gestreefd deze zoveel mogelijk te realiseren.

Wensen:

- De vorm van prefabricage moet zoveel mogelijk algemeen toepasbaar zijn, zodat de sluis(delen) met geringe aanpassingen van de constructievorm en -afmetingen voor toepassing bij verschillende sluizen geschikt zijn.
- De vorm van prefabricage moet zodanig zijn dat de methode van bouwen eenvoudig kan worden gehouden. Het is dus niet gewenst dat bij de bouw van de sluis ingewikkelde specialismen benodigd zijn.
- De te prefabriceren sluis(delen) moet(en) zoveel mogelijk onderhoudsvrij zijn.
- De bouwkosten van de te realiseren sluis moeten zo laag mogelijk zijn.
- De sluis moet "mooi" zijn. Dit betekent: strakke vormgeving; gladde wanden.

Resumerend:

Eisen en randvoorwaarden:

- As van de te bouwen sluis valt samen met de as van het kanaal.
- Nuttige lengte schutkolk = 110 m.
 - Doorvaartwijdte sluis = 12,60 m.
 - Drempelniveau = NAP + 0,65 m.
 - Maaiveldniveau = NAP + 10,15 m.
- Scheepvaartverkeer mag voor en tijdens de bouw niet worden gestremd. Minimale resterende doorvaartwijdte = 15 m.
- Grondwaterstand mag niet langdurig verder worden verlaagd dan tot 5,50⁺ m.
- Hoogst verwachte grondwaterstand na het gereed komen van de bouw: NAP + 7,50 m.
- Verwachte gemiddelde grondwaterstand na het gereed komen van de bouw: NAP + 6,50 m.
- Maximaal toelaatbare afmeting en gewicht van rijdende combinatie bij transport over de weg.
- Toelaatbare diepgang op het kanaal: 1,90 m.
 - Minimale doorvaartwijdte op het kanaal: 6,90 m.
 - Minimale doorvaarthoogte op het kanaal: 5,30 m.
- Maximaal toelaatbare hijslast van hijswerktuigen.
- De minimaal vereiste levensduur van de sluis is 50 jaar.
- De sluis moet functioneel en bedrijfszeker zijn. Geen uitstekende punten of randen in de sluis.
- De sluis moet geschikt zijn voor l-baks duwvaart (600 à 700 pk motorvermogen).

Wensen:

- Universele toepasbaarheid.
- Eenvoudige bouwmethode.
- Sluis(delen) moeten zo veel mogelijk onderhoudsvrij zijn.
- Minimale bouwkosten.
- Mooie vormgeving.

A.2.4. Sluisdelen welke in aanmerking komen voor prefabricage

Voordat kan worden bepaald of een sluis of onderdelen daarvan in aanmerking komen voor prefabricage, moet de functie van de sluis en zijn onderdelen goed worden geanalyseerd. Ook moeten de onderlinge relaties van de sluisdelen worden beschreven.

Wat is een schutsluis? Een schutsluis is een bouwwerk dat dient als scheiding tussen twee wateren met verschillend niveau. Bovendien heeft een schutsluis de functie om schepen van de ene waterpiegel over te brengen naar de andere. Daartoe is de schutsluis aan beide zijden uitgerust met afsluitmiddelen, waar tussenin een schutkolk aanwezig is.

Een schutsluis bestaat ruwweg uit drie hoofd-onderdelen: twee sluishoofden en de schutkolk.

De sluishoofden dienen als "raamwerk" voor de afsluitmiddelen (sluisdeuren) van de sluis en tevens herbergen zij de bewegingswerken (aandrijfmotoren) van de sluisdeuren in de daarvoor speciaal bedoelde kelders.

Wanneer de sluisdeuren niet zijn voorzien van rinketschuiven, zijn de sluishoofden gewoonlijk voorzien van één of twee omloopriolen, teneinde het vul- en ledigingsproces van de schutkolk te bewerkstelligen.

Een andere functie van de sluishoofden is dat zij geheel of gedeeltelijk dienen als element om de te keren watermassa "tegen te houden" (stabiliteitsfunctie). Hiertoe moeten de sluishoofden relatief zwaar worden uitgevoerd, zodat zij voldoende massa hebben om het verval te kunnen keren.

Naast deze hoofdfuncties van de sluishoofden wordt het benedenhoofd veelal uitgerust met een waterpomp (in een speciale pompkamer) om, in geval van waterschaarste in het bovenpand, de schutkolk te vullen met water uit het benedenpand.

De schutkolk heeft primair als functie het herbergen van schepen tijdens het schutproces.

De schutkolk kan gedeeltelijk de bovenbeschreven stabiliteitsfunctie hebben, maar noodzakelijk is dit niet.



De onderlinge relaties tussen de sluishoofden en de schutkolk kunnen als volgt worden beschreven:

- wanneer de schutkolk en de sluishoofden als één monoliete constructie worden uitgevoerd, zullen beide de bovenbeschreven stabiliteitsfunctie hebben. De sluis in zijn geheel zorgt er door zijn massa voor dat deze niet ten gevolge van het te keren verval afschuift;
- wanneer de schutkolk en de sluishoofden als afzonderlijke constructies worden uitgevoerd zal de stabiliteitsfunctie aan de sluishoofden worden toegewezen;
- hoewel de sluishoofden primair de bovenbeschreven functies hebben, kunnen zij ook gedeeltelijk de functie van schutkolk, in de zin van herbergingsplaats van schepen tijdens het schutten, hebben. Wanneer de hoofden de bovenbeschreven stabiliteitsfunctie in hun geheel verzorgen, moeten deze namelijk bij grotere vervallen een zekere overlengte (een grotere lengte dan nodig is voor het herbergen van de sluisdeuren en de bewegingswerken alleen) hebben, teneinde de stabiliteitsfunctie goed te kunnen uitvoeren. Het is deze overlengte, welke kan worden gebruikt als herbergingsplaats voor schepen;
- wanneer de sluishoofden en de schutkolk als afzonderlijke constructies worden gebouwd, beïnvloeden deze elkaar in de maatvoering. De sluishoofden worden op zekere afstand van elkaar gebouwd en de schutkolk moet daar precies tussen passen. De onderdelen moeten goed op elkaar aansluiten en het is dus ongewenst dat er een grote gaping ontstaat tussen de hoofden en de schutkolk. Omgekeerd is het ook ongewenst dat de hoofden te dicht op elkaar worden gebouwd, zodat er te weinig ruimte overblijft voor de schutkolk. Wanneer de sluis als afzonderlijke delen wordt geprefabriceerd, is de maatvoering en de aansluiting van de delen op elkaar dus een probleem.

De schutkolk bestaat ruwweg uit twee hoofdonderdelen: de sluisvloer en de kolkwanden.

De kolkwanden hebben primair twee functies:

- zij hebben de functie van aanlegwand voor schepen tijdens het schutten. Daartoe zijn deze uitgevoerd met bolders en meestal ook met haalkommen;
- een andere functie van de kolkwanden is dat zij water en grond

naast de sluis keren.

Ook de sluisvloer heeft primair twee functies:

- de sluisvloer dient in de eerste plaats als bodembescherming, zodat de onbeschermde bodem bij het uitvaren van de schepen niet wordt "weggeblazen". Het mag niet voorkomen dat ophopingen van grond en keien achter in de sluis ontstaan;
- daarnaast heeft de sluisvloer bij goed doorlatende gronden een grondwaterkerende functie, zodat bij het ledigen van de schutkolk deze tegelijkertijd niet wordt gevuld met intredend grondwater.

De onderlinge relaties van de sluisvloer en de kolkwanden betreffen voornamelijk de stabiliteit van de constructie.

- Wanneer de kolkwanden en de sluisvloer uit één monoliete constructie (bakconstructie) bestaan, verzorgt de sluisvloer door inklemming de stabiliteit van de kolkwanden en de kolkwanden kunnen door hun massa de stabiliteit van de sluisvloer verzorgen.
- Wanneer de kolkwanden en de sluisvloer als aparte onderdelen worden ontworpen kunnen zij elkaar ook in de stabiliteit beïnvloeden. Het kan nodig zijn dat de kolkwanden moeten worden gestempeld door de sluisvloer en tevens kan het nodig zijn dat het opdrijven van de sluisvloer, wanneer dit een gesloten constructie is, moet worden voorkomen door de kolkwanden.
- Wanneer de sluisvloer van het "open" type is (filterlagen), zal de onderlinge relatie daarin bestaan dat de kolkwanden zodanig moeten worden ontworpen dat deze niet hoeven te worden gestempeld. Omgekeerd, als de kolkwanden niet hoeven te worden gestempeld, is het toepassen van een "open" type sluisvloer in principe mogelijk.

Resumerend:

Functies schutsluis:

- Een scheiding tussen twee wateren van verschillend niveau.
- Het schutten van schepen.

Functies sluishoofden:

- "Raamwerk" voor de sluisdeuren.
- Stabiliteitsfunctie.
- Eventueel, herbergen van:
 - bewegingswerken voor de sluisdeuren;
 - omloopriool;
 - waterpomp.

Functies schutkolk:

- Plaats voor herberging van schepen tijdens het schutten.
- Mogelijk stabiliteitsfunctie voor de sluis.

Relaties en wederzijdse beïnvloeding tussen de sluishoofden en de schutkolk:

- Bij een monoliete sluisconstructie vervullen beide de stabiliteitsfunctie van de sluis.
- Bij afzonderlijke constructie van de hoofden en de schutkolk zullen de hoofden voor de vereiste stabiliteit zorgen.
- De hoofden vervullen veelal gedeeltelijk de functie van schutkolk als herbergingsplaats van schepen tijdens het schutten.
- Bij afzonderlijke bouw van de hoofden en de schutkolk zullen strenge eisen aan de maatvoering moeten worden gesteld.

Functies kolkwanden:

- Aanlegwand voor schepen tijdens het schutten.
- Grond en grondwaterkerende functie.

Functies sluisvloer:

- Bodembescherming.
- Grondwaterkerende functie bij goed doorlatende gronden onder de sluis.

Relaties en wederzijdse beïnvloeding tussen de kolkwanden en de sluisvloer:

- Dit betreft de stabiliteit van de kolkwanden en de sluisvloer.

Nu een overzicht is gegeven van wat een schutsluis nu eigenlijk is en wat de functies van de verschillende onderdelen zijn, kan men zich afvragen of het zinnig is de sluis of delen daarvan te prefabriceren.

Bij prefabricage van een sluis heeft men op het meest elementaire niveau twee mogelijkheden:

- 1 - prefabricage van de gehele sluis;
- 2 - prefabricage van onderdelen van de sluis.

ad. 1: Wanneer men de sluis in zijn geheel wil prefabriceren (bijvoorbeeld als een bakconstructie die drijvend wordt aangevoerd), moet men zich realiseren dat het gewicht van een sluis enorm hoog is. Men zou bij drijvend transport een grote diepgang hebben en dit is op de Zuid-Willemsvaart niet mogelijk.

Volgens de uitgangspunten moet bij de bouw van de sluis een zeker repetitie-element aanwezig zijn, zodat een als geheel gebouwde, maar als pneumatisch caisson af te zinken sluis buiten het onderzoek valt.

Volgens de uitgangspunten en de gestelde eisen is het dus niet mogelijk op de Zuid-Willemsvaart een schutsluis als geheel te prefabriceren. Het is dus noodzakelijk onderdelen van de sluis te prefabriceren.

ad. 2: Wanneer men een schutsluis in onderdelen wil prefabriceren heeft men op elementair niveau twee mogelijkheden:

- 2.1 - prefabricage van de sluishoofden;
- 2.2 - prefabricage van de schutkolk.

ad. 2.1: Wanneer men de sluishoofden zou willen prefabriceren moet men zich realiseren dat de sluishoofden tamelijk uniek van vormgeving zijn. Een sluis heeft maar één bovenhoofd en één benedenhoofd en deze zijn onderling ook nog verschillend. Bij de bouw zal dus geen repetitie-element aanwezig zijn, hetgeen niet strookt met de uitgangspunten.

Daarnaast zullen de sluishoofden, om de bovenbeschreven stabiliteitsfunctie te kunnen uitvoeren, zeer zwaar zijn, hetgeen de elementen zeer onhandelbaar maakt.

Het is dus niet mogelijk om binnen de gestelde uitgangspunten en eisen de sluishoofden te prefabriceren. Daarom zal het onderzoek

zich verder richten op prefabricage van de schutkolk.

ad. 2.2: De schutkolk kan men ruwweg op twee manieren prefabriceren:

2.2.1 - prefabricage van de schutkolk in zijn geheel;

2.2.2 - prefabricage van de schutkolk in onderdelen.

ad. 2.2.1: Prefabricage van de schutkolk in zijn geheel (kolkwanden en sluisvloer als een bakconstructie uitgevoerd) is een interessante optie. Men zou de "kolkbak" in een bouwput kunnen maken en drijvend naar de sluislocatie afvoeren, waarna de bak wordt afgezonken, op gelijke wijze als dit al bij vele tunnels is gedaan. Men zou voor de verschillende sluizen van dezelfde bouwput gebruik kunnen maken, hetgeen de kosten zou drukken. Er treden echter een paar problemen op.

In de eerste plaats zou de kolk dermate zwaar worden dat deze een veel grotere diepgang dan de toegelaten 1,90 m zou krijgen. Daarnaast, als men voor de verschillende sluizen van hetzelfde bouwdok gebruik zou willen maken, moet men rekening houden met de doorvaartwijdte van de bestaande bruggen en sluizen (6,90 m). Hierdoor is het niet mogelijk dat een drijvend kolk-element een brug of sluis zou kunnen passeren.

Prefabricage van de schutkolk als bakconstructie is dus op grond van de randvoorwaarden die op de Zuid-Willemsvaart gelden niet mogelijk. Het zal dus noodzakelijk zijn de schutkolk in onderdelen te prefabriceren.

ad. 2.2.2: Bij prefabricage van de schutkolk in onderdelen kan men deze op elementair niveau weer in twee onderdelen opdelen:

2.2.2.1 - prefabricage van de sluisvloer;

2.2.2.2 - prefabricage van de kolkwanden.

ad. 2.2.2.1: Prefabricage van de sluisvloer lijkt weinig zinvol. Uiteraard is het mogelijk de sluisvloer in de vorm van geprefabriceerde betonplaten of -blokken op te bouwen, maar omdat er wel goedkopere methoden zijn te bedenken om een sluisvloer te maken, is prefabricage van de sluisvloer financieel geen haalbare zaak. In hoofdstuk A.2.7 zal nader worden ingegaan op de sluisvloer.

Prefabricage van de sluisvloer is dus niet realistisch, zodat

het onderzoek zich verder richt op prefabricage van de kolkwanden.

ad. 2.2.2.2: Prefabricage van de kolkwanden kan op elementair niveau wederom op twee manieren:

2.2.2.2.a - prefabricage van de kolkwanden in hun geheel;

2.2.2.2.b - prefabricage van de kolkwanden in elementen.

ad. 2.2.2.2.a: Prefabricage van de kolkwanden in hun geheel is niet erg realistisch. Aangezien de wanden op zichzelf niet drijvend kunnen worden gemaakt, zal het noodzakelijk zijn deze met hijswerktuigen op hun plaats te brengen. Met ongeveer 110 m lange wanden is dit uiteraard onmogelijk, afgezien van het feit of men wel prefab onderdelen met zulke afmetingen kan maken. Het is dus noodzakelijk de kolkwanden in onderdelen te prefabriceren.

ad. 2.2.2.2.b: Prefabricage van de kolkwanden in elementen lijkt een goed haalbare zaak. Kolkwanden zijn immers lange wanden waarbij de vormgeving niet verandert. Wanneer men de kolkwanden uit elementen opbouwt, is een grote mate van repetitie te bereiken, hetgeen overeen komt met de uitgangspunten van het onderzoek. Door de elementgrootte te optimaliseren kan men tot een economisch haalbare oplossing komen.

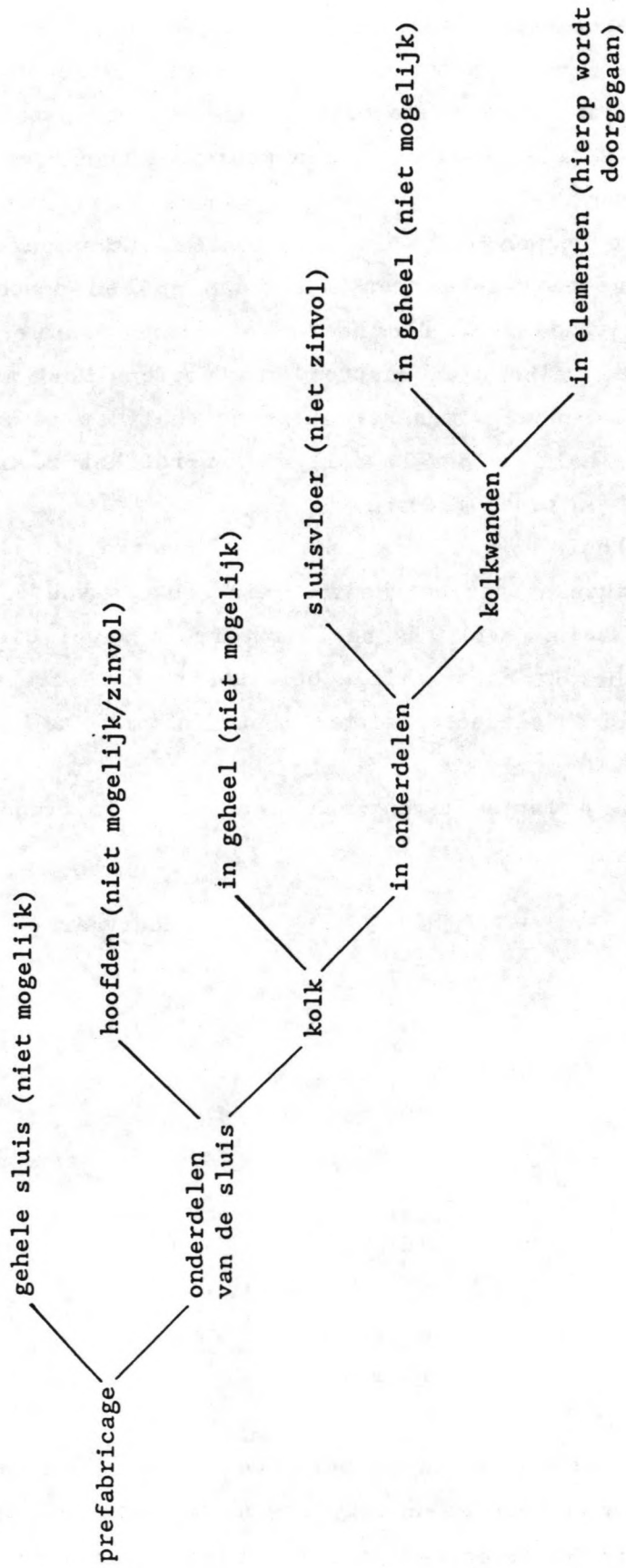
Het overige deel van het onderzoek zal zich richten op prefabricage van kolkwanden in elementen.

Resumerend:

Het keuzeproces, zoals dit tot nu toe heeft plaatsgevonden, laat zich schematisch samenvatten in figuur A.7.

A.2.5. De aard van het bouwterrein

Het is nu bekend dat het onderzoek zich verder richt op de mogelijkheden tot prefabricage van de kolkwanden. De te kiezen vorm van prefabricage hangt echter sterk af van de aard van het bouwterrein. Is dit bijvoorbeeld een bouwput, dan zullen heel andere

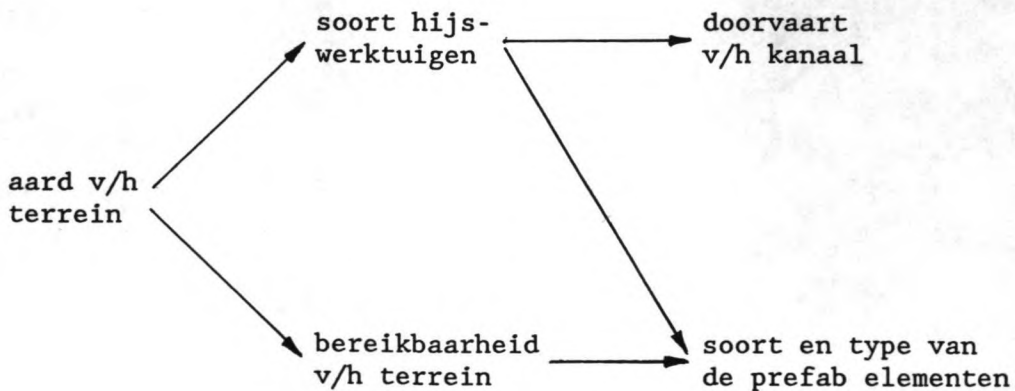


figuur A.7 Het keuzeproces, voor wat betreft de sluisonderdelen welke worden geprefabriceerd, schematisch weergegeven.

eisen aan de prefab elementen worden gesteld dan wanneer in het water moet worden gebouwd. Men kan de volgende relaties of punten van wederzijdse beïnvloeding opstellen.

- Het zal van de aard van het bouwterrein afhangen wat voor hijswerktuigen men kan toepassen. In een bouwput of op een geëgaliseerd terrein kan men een mobiele kraan voor de hijswerkzaamheden gebruiken, terwijl wanneer men in het open kanaal moet bouwen, dit niet mogelijk is. Men zal dan zijn toevlucht moeten zoeken tot een kraan op een ponton of een kleine drijvende bok. Dit heeft weer consequenties voor de scheepvaart, welke niet gestremd mag worden. Moet men bouwen op het terrein zoals men het aantreft (half op de zuidelijke kanaaldijk, half in het kanaal), dan wordt het toepassen van hijswerktuigen problematisch.
- De mogelijkheid van aanvoer van de elementen hangt sterk af van de afbakening van het bouwterrein (en dus van de aard van het bouwterrein zelf). Is het bouwterrein zowel over de weg als vanaf het kanaal moeilijk bereikbaar, dan beperkt dit de mogelijkheid de elementen elders (betonfabriek) te bouwen.

De bovengenoemde relaties laten zich samenvatten in figuur A.8.



figuur A.8 Relaties en wederzijdse beïnvloeding afhankelijk van de aard van het bouwterrein.

Nu inzicht is verkregen in de beïnvloeding van de aard van het bouwterrein op de soort en het type van de prefab elementen kan men beter een keuze maken hoe het terrein in te richten. Hierbij moeten wel de in hoofdstuk A.2.3 gestelde eisen (randvoorwaarden)

in acht worden genomen.

Men kan de aard van het bouwterrein ruwweg in vijf categorieën indelen. Men kan bouwen:

- 1 - op het terrein zoals men dit aantreft;
- 2 - in een bouwput;
- 3 - in een bouwkuip;
- 4 - in het water;
- 5 - op een geëgaliseerd en eventueel gedraineerd terrein.

ad. 1: Het is uit het programma van eisen bekend dat de as van de te bouwen sluis samenvalt met de zuidelijke kanaaldijk. Een deel van de sluis zal dus moeten worden gerealiseerd op de kanaaldijk, een ander deel op het terrein achter de kanaaldijk en weer een ander deel in het kanaal. Het zal geen betoog behoeven dat dit een onmogelijke werksituatie is. Men kan hierbij niet met werktuigen uit de voeten zoals men dit zou willen. Dit is dus geen reële oplossing.

ad. 2: Om in een bouwput te kunnen werken is het noodzakelijk de grondwaterstand fors te verlagen. Dit is op grond van de in hoofdstuk A.2.3 gestelde eisen niet mogelijk, zodat deze oplossing althans in Schijndel geen reële oplossing vormt.

ad. 3: Om een bouwkuip voor de gehele sluis te realiseren is het noodzakelijk het gehele terrein rondom te voorzien van damwanden, welke moeten worden verankerd, geschoord of gestempeld. Daarna moet de bouwkuip worden ontgraven. Om te voorkomen dat het grondwater door de bodem naar boven treedt, is het noodzakelijk de vloer van de bouwkuip te voorzien van een dikke betonnen vloer, dan wel de grond op grotere diepte chemisch te injecteren. Een betonnen werkvloer moet worden verankerd aan trekpalen en/of aan de bouwkuipwanden. Beide oplossingen zijn erg kostbaar en financieel niet reëel haalbaar.

ad. 4: Men kan, nadat de zuidelijke kanaaldijk ter plaatse van het bouwterrein is omgelegd, de bestaande dijk afgraven, zodat een plaatselijke verbreding van het kanaal ontstaat. Men kan het bouwterrein voor het passerende scheepvaartverkeer afschermen met

behulp van in het kanaal te heien bescherm-palen. De palen kunnen vanaf een ponton worden geheid, zonder dat de scheepvaart in de doorvaart wordt gehinderd (eis). Men heeft dan wel voldoende ruimte om te bouwen, maar men zal in of op het water moeten werken. In principe is dit mogelijk, mits men de vorm van prefabricage hierop afstemt. Voor de in het werk te storten sluishoofden zullen aparte bouwkuipen moeten worden gerealiseerd. Oplossing 4 is dus een mogelijkheid.

ad. 5: Men kan, zoals dit onder 4 is beschreven, de zuidelijke kanaaldijk ter plaatse van het bouwterrein omleggen, de oude kanaaldijk egaliseren en het kanaal gedeeltelijk dempen. Voordat met dempen van het kanaal kan worden begonnen, zal het eerst noodzakelijk zijn een scheidingsdamwand in het kanaal te heien. Dit kan niet vanaf de kant (te ver weg), en zal dus vanaf een ponton moeten geschieden. Om de scheepvaart niet in de doorvaart te hinderen (eis) en voldoende ruimte voor het ponton te creëren, zal het noodzakelijk zijn het achterliggende land, als onder 4 beschreven, gedeeltelijk te ontgraven (zie ook bijlage 10, fasen 1 t/m 3).

Wanneer de damwand eenmaal is geheid, kan het bouwterrein verder worden aangevuld tot een werkbaar niveau. Omdat de grondwaterstand niet verder mag worden verlaagd dan tot NAP + 5,50 m zal dit niveau op ongeveer NAP + 5,75 m liggen. Men heeft dan een redelijk droog terrein.

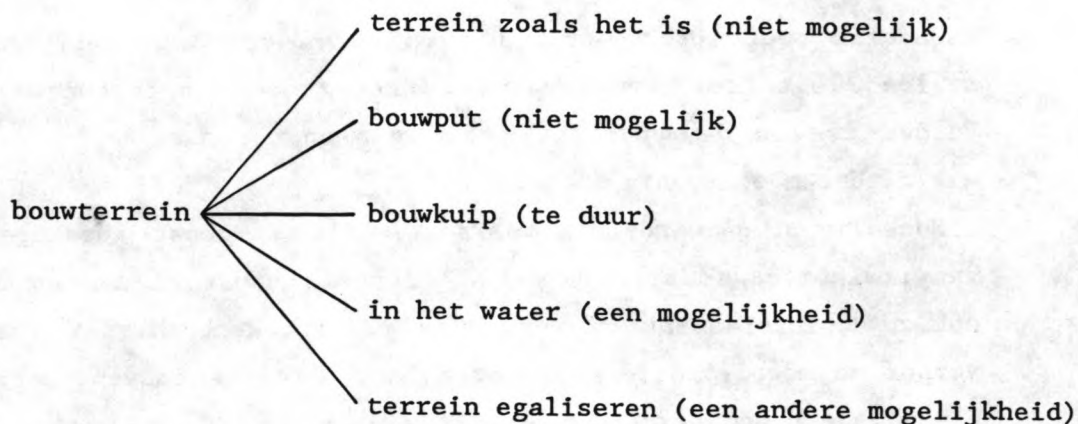
Omdat de sluishoofden in het werk moeten worden gestort en de grondwaterstand niet langdurig verder mag worden verlaagd dan tot NAP + 5,50 m, zal het noodzakelijk zijn aparte bouwkuipen voor de sluishoofden te realiseren. In verband met de aansluiting van de kolkwand-elementen op de hoofden, zal hiermee bij de keuze van de methode van prefabricage rekening moeten worden gehouden. Ook oplossing 5 is dus een reële mogelijkheid.

Resumerend:

Het keuzeprocess voor het bouwterrein is samengevat in figuur A.9. De beide mogelijke oplossingen 4 en 5 garanderen in ieder geval een goede bereikbaarheid van het bouwterrein, goede aanvoermogelijkheden van de prefab-elementen en een ongehinderde door-



vaart van de scheepvaart. Bij beide oplossingen zal het noodzakelijk zijn voor de (in het werk te storten) sluishoofden aparte bouwkuipen te maken.



figuur A.9 Keuzeprocess voor het type bouwterrein.

A.2.6. De methode van prefabricage van de kolkwand-elementen

Het is nu bekend dat moet worden onderzocht of van een sluis de kolkwanden in elementen zijn te prefabriceren en dat de elementen ofwel in/op het water danwel op een geëgaliseerd terrein tot een geheel moeten worden samengesteld. Tevens zijn de in hoofdstuk A.2.3 bepaalde eisen en wensen, waaraan de sluis moet voldoen, bekend. Ook de in hoofdstuk A.2.4 beschreven relaties tussen de kolkwanden en de sluishoofden, de kolkwanden en de sluisvloer zijn bekend. Hierop moet de keuze van de methode van prefabricage van de kolkwand-elementen worden afgestemd.

Wanneer in of op het water wordt gebouwd, heeft men in de Zuid-Willemsvaart niet voldoende ruimte om grote drijvende werktuigen te gebruiken. Het gebruik van een drijvende bok bijvoorbeeld is uitgesloten. Men zal dus zijn toevlucht moeten zoeken tot kleine en lichte elementen, welke op het water werkend moeten kunnen worden verankerd.

Feitelijk is hier maar één mogelijkheid reëel toepasbaar: een damwandsluis. Een damwandsluis is namelijk de meest elementaire

vorm van een prefabsluis, waarbij de kolkwanden bestaan uit twee damwanden.

Voordelen van een damwandsluis zijn de bijzonder eenvoudige en goedkope bouwwijze. Verder wordt voldaan aan de wens tot universele toepasbaarheid.

Nadelen heeft de damwandsluis ook. Een uit damwanden samengestelde sluis heeft meer onderhoud nodig dan een betonnen sluis. Verder is een damwandsluis gevoeliger voor schade en wordt deze als minder mooi ervaren.

Hoewel een damwandsluis waarschijnlijk de meest goedkope vorm van prefabricage is, is deze op zichzelf niets nieuws en daarom ook niet interessant om verder te onderzoeken. Hiermede vervalt verder de mogelijkheid om in of op het water te bouwen, zodat een geëgaliseerd bouwterrein noodzaak is.

Het is nu bekend dat de kolkwanden moeten worden vervaardigd op een terrein, waarvan het maaiveld op NAP + 5,75 m ligt (zie hoofdstuk A.2.5). Tevens is bekend dat het drempelniveau van de sluis NAP + 0,65 m, en het niveau van de bovenrand van de kolkwanden NAP + 10,15 m is (hoofdstuk A.2.3). Het zal dus duidelijk zijn dat een deel van de kolkwanden onder de grond moet worden gerealiseerd en een ander deel boven op het maaiveld kan worden gebouwd. Er zijn nu een aantal mogelijkheden:

- 1 - maak de wanden van onder tot boven uit één geheel. D.w.z. hoge elementen naast elkaar;
- 2 - maak de wanden van onder tot boven in twee delen. D.w.z. één deel onder de grond en een ander deel boven de grond.

ad. 1: Hierbij zijn elementair twee mogelijkheden:

- 1.1 - in het werk gestorte elementen;
- 1.2 - prefab elementen.

ad. 1.1: Dit valt buiten het kader van het onderzoek, het gaat immers om prefabricage.

ad. 1.2: Ook hier zijn weer twee mogelijkheden, n.l.:

- 1.2.1 - prefab elementen in staal (damplanken);
- 1.2.2 - prefab elementen in beton.

ad. 1.2.1: Dit is weer de damwandsluis. Deze is, behalve in/op het water, ook op het land te realiseren. De damwandsluis is om bovenbeschreven reden reeds verworpen, en zal dus niet verder worden onderzocht.

ad. 1.2.2: Wanneer men hoge prefab-elementen in beton wil maken, moet men zich realiseren dat de nuttige hoogte van de kolkwanden reeds bijna 10 m bedraagt. Om de sluisvloer later te kunnen storten zal de kolk echter nog één tot enige meters verder moeten worden ontgraven. De kolkwand-elementen moeten, om tijdens het ontgraven stabiel te blijven, tot enige meters onder het ontgravingniveau reiken. Dit betekent dat de elementen minimaal zo'n 15 m hoog worden. Wil men de elementen transportabel en hijsbaar houden, dan zullen zij zeer smal moeten worden uitgevoerd, hetgeen betekent dat veel verticale voegen ontstaan. Dit is dus economisch gezien geen goede oplossing.

ad. 2: Hierbij zijn op elementair niveau vier oplossingen denkbaar:

- 2.1 - het deel onder de grond in het werk gestort, het deel boven de grond in het werk gestort;
- 2.2 - het deel onder de grond in het werk gestort, het deel boven de grond geprefabriceerd;
- 2.3 - het deel onder de grond geprefabriceerd, het deel boven de grond in het werk gestort;
- 2.4 - het deel onder de grond geprefabriceerd, het deel boven de grond geprefabriceerd.

ad. 2.1: Dit valt buiten het kader van het onderzoek.

ad. 2.2: Het deel boven de grond prefabriceren is zeker haalbaar, het deel onder de grond in het werk storten is dit ook, maar er kunnen een paar kanttekeningen bij worden geplaatst.

Als men het heeft over een wand in de grond in het werk storten, beschrijft men het maken van een diepwand. Een in de grond gevormde diepwand heeft echter het nadeel dat deze een ruw oppervlak heeft.

In hoofdstuk 2.2 (uitgangspunten) is een langsdoorsnede van de Zuid-Willemsvaart ter hoogte van Sluis Schijndel gegeven (figuur

A.5). Hieruit is op te maken dat de hoogste kolkwaterstand NAP + 8,55 m en de laagste kolkwaterstand NAP + 4,45 m is. Dit is beneden het maaiveldniveau van het bouwterrein. Dit betekent dat bij de laagste kolkwaterstand het onderste deel van de kolkwand gedeeltelijk in het zicht komt. Omdat dit bij dit alternatief een in de grond gevormde diepwand betreft, is dit minder wenselijk.

Daarnaast levert het ruwe en oncontroleerbare oppervlak van een in de grond gevormde diepwand het gevaar op dat een schip hieraan schade kan oplopen. Dit is in tegenstrijd met de in hoofdstuk A.2.3 gestelde eis dat dit nooit het geval mag zijn. Omgekeerd is het heel goed mogelijk dat de ruwe wand sneller beschadigd raakt dan een gladde wand met een hoge betonkwaliteit. Het is dus min of meer noodzaak het onderste deel van de kolkwand te prefabriceren, tenzij men een oplossing vindt voor de beschreven problemen.

ad. 2.3: Bij dit alternatief wordt aan het onder 2.2 vermelde bezwaar van een ruwe wand onder de waterspiegel tegemoet gekomen. Het onderste deel van de kolkwand wordt immers prefab (beton of staal) uitgevoerd. Het bovenste deel van de kolkwand wordt in het werk gestort, hetgeen zeker mogelijkheden tot een economische oplossing biedt.

Echter, het is juist dit bovenste deel van de kolkwand wat zo aantrekkelijk is om te prefabriceren. Hierin zijn namelijk alle sluiscolkvoorzieningen zoals bolders, haalkommen en ladders opgenomen. Wanneer alleen het onderste deel van de kolkwand wordt geprefabriceerd, is dit op zichzelf niet zoveel bijzonders. Prefab diepwanden zijn wel vaker toegepast en wanneer dit deel in staal (damwanden) wordt uitgevoerd, is dit helemaal niets bijzonders. Dit alternatief, hoewel economisch gezien misschien wel heel aantrekkelijk, is voor een afstudeerproject niet echt interessant om verder te onderzoeken.

ad. 2.4: Bij dit alternatief wordt aan alle eerder genoemde bezwaren tegemoet gekomen. Het onderste gedeelte van de wand heeft geen oncontroleerbare uitstulpingen welke voor schade kunnen zorgen, het bovenste gedeelte van de wand wordt geprefabriceerd uitgevoerd. Er blijven ruimschoots voldoende interessante problemen over om op te lossen. Problemen op het gebied van fabricage, transport, assemblage, maatvoering en details zoals voegen. Hierop

wordt dus doorgegaan.

Resumerend:

Het keuzeproces zoals dit in deze paragraaf heeft plaatsgevonden is samengevat in figuur A.10.

Het is nu bekend dat de kolkwanden worden samengesteld uit pre-fab elementen welke vanaf het maaiveld van het bouwterrein moeten worden samengesteld. Daartoe worden aparte elementen voor onder en boven het maaiveldniveau bekeken. Er is nog geen specifieke vorm aan de elementen gegeven.

Om de elementen vorm te geven is het eerst noodzakelijk meer over de sluisvloer en de sluishoofden te weten. Immers, zoals in hoofdstuk A.2.4 beschreven, bestaan nauwe relaties tussen de kolkwanden en de hoofden (maatvoering) en de kolkwanden en de sluisvloer (stabiliteit van vloer en wanden).

A.2.7. De sluisvloer

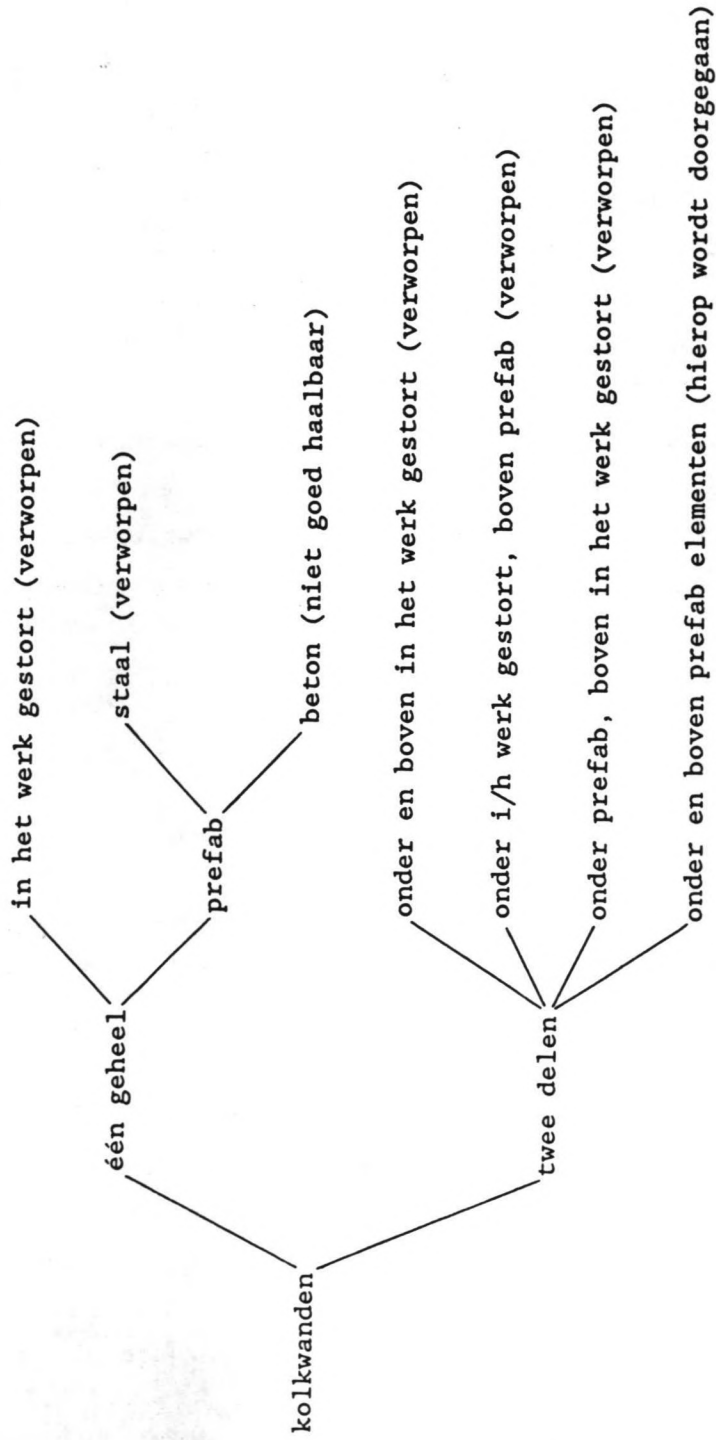
De functies van de sluisvloer en de onderlinge relaties van de sluisvloer met de kolkwanden zijn reeds besproken in hoofdstuk A.2.4. Ter herhaling:

Functies sluisvloer:

- Bodembescherming.
- Grondwaterkerende functie bij goed doorlatende gronden onder de sluis.

Relaties en wederzijdse beïnvloeding tussen de kolkwanden en de sluisvloer:

- Dit betreft de stabiliteit van de kolkwanden en de sluisvloer.



figuur A.10 Keuzeproces voor de samenstelling van de kolkwanden.

A.2.7.1. De alternatieven voor de sluisvloer

In principe is het mogelijk een sluisvloer op twee manieren uit te voeren:

- 1 - een sluisvloer van het "open" type;
- 2 - een ondoorlatende betonnen sluisvloer.

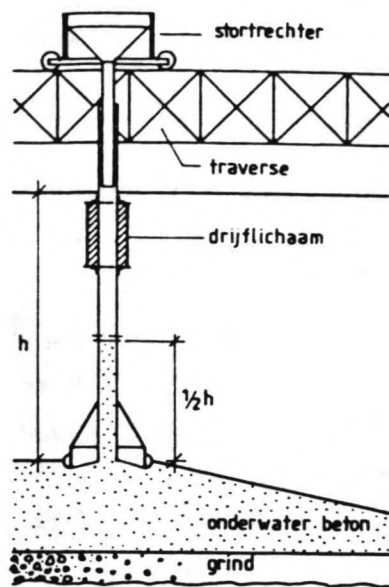
ad. 1: Het is mogelijk een sluisvloer uit te voeren als een filterconstructie van stortsteen. Een stortsteen sluisvloer kan echter alleen worden toegepast bij een slecht doorlatende grond, zodat de kwel door de sluisbodem verwaarloosbaar klein is ten opzichte van het schutverlies. In principe is dit bij de bouwlocatie te Schijndel wel het geval (zie bijlage 1). Er treedt echter een ander probleem op.

Omdat de sluis geschikt moet worden gemaakt voor duwvaartcombinaties (met de daarbij behorende motorvermogens, zie het programma van eisen) moet men zeer strenge eisen aan de stabiliteit van het stortebed stellen. Het is zeker niet gewenst dat het stortebed onder het geweld van het schroefwater gaat verplaatsen en achter in de schutkolk ophopingen van stortsteen ontstaan. Dit is echter bij het uitvaren van een duwcombinatie wel te verwachten. Hierom is het minder gewenst een duwvaartsluis met een stortsteen sluisvloer uit te rusten.

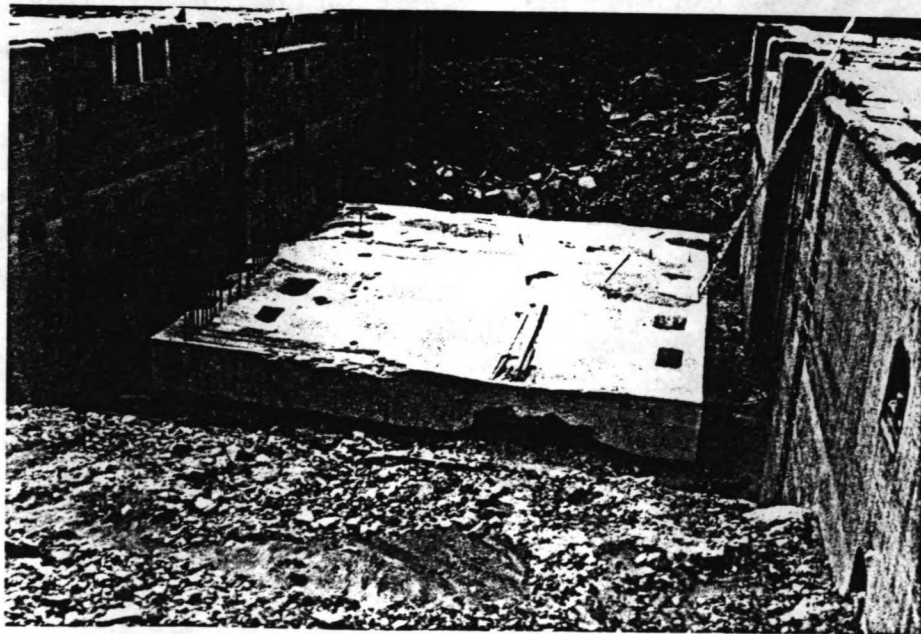
ad. 2: Het storten van een sluisvloer van onder water gestort beton kan tegenwoordig met behulp van de zogenaamde Hop-dobber goed en goedkoop worden uitgevoerd. Het principe van de Hop-dobber methode wordt beschreven in Cement 1983-12 (lit. [21]). Zie ook de figuren A.11 en A.12.

Het grote voordeel van een betonnen sluisvloer is dat deze een redelijk vlak oppervlak heeft en nagenoeg erosievrij is. Daarbij is een betonnen sluisvloer bij goed doorlatende gronden onder de sluis de enige mogelijkheid om een afgesloten kolkbak te verkrijgen.

Het laatste voordeel is tevens een nadeel, want bij een afgesloten sluisvloer zal altijd een water-overspanning onder de vloer aanwezig zijn. Deze water-overspanning zal de sluisvloer omhoog willen doen drijven. Het is dus noodzakelijk de sluisvloer zo zwaar uit te voeren dat deze niet omhoog kan drijven of anders



figuur A.11 Het principe van de Hop-dobber.



figuur A.12 Een met de Hop-dobber gestorte proefvloer na droogzetten en ontkisten.

voorzieningen aan te brengen dat het opdrijven van de vloer wordt voorkomen.

Op elementair niveau zijn er twee mogelijkheden om een onder water gestorte betonnen sluisvloer uit te voeren:



- 2.1 - gewapend onderwaterbeton;
- 2.2 - ongewapend onderwaterbeton.

ad. 2.1: Gewapend onderwaterbeton sluisvloeren zijn reeds enkele malen uitgevoerd. Het voordeel is dat men grotere buig- en trekspanningen op de vloer kan toelaten, wanneer de sluisvloer wordt verankerd aan trekpalen en/of de kolkwanden. Hierdoor is het mogelijk de sluisvloer dunner uit te voeren dan wanneer deze ongewapend zou zijn. Een onder water te storten sluisvloer wapenen is echter geen sinecure. De bodem moet voor het storten goed worden afgevlakt en gecontroleerd door duikers. Daarna moeten van tevoren klaargemaakte wapeningskorven in het water op de bodem worden geplaatst. De korven moeten weer door duikers op een juiste ligging worden gecontroleerd. Tenslotte is een goede verdichting van het beton rond de wapening moeilijk te bereiken.

Dit alles maakt dat gewapend onderwaterbeton vloeren niet gauw rendabel zullen zijn. Dit alternatief wordt niet direct verworpen, maar voorlopig even in de ijskast gezet. Eerst zal worden onderzocht of een sluisvloer niet goedkoper ongewapend kan worden uitgevoerd. Pas als dit niet het geval is, zal de gewapende vloer worden bekeken.

ad. 2.2: De ongewapend onderwaterbeton sluisvloer kan op de bovengeschreven wijze eenvoudig met de Hop-dobber worden aangebracht.

In principe bestaan er drie manieren waarop een onder water gestorte betonnen sluisvloer kan worden uitgevoerd:

- 2.2.1 - een gewichtsvloer;
- 2.2.2 - een vloer welke wordt gefundeerd met behulp van trekpalen;
- 2.2.3 - een vloer welke wordt verankerd aan de kolkwanden.

ad. 2.2.1: Een gewichtsvloer is een vloer welke zo zwaar (dik) wordt uitgevoerd dat deze door zijn eigen gewicht niet opdrijft, ondanks de onder de vloer aanwezige wateroverspanning. Tegenwoordig zijn echter de verankerings- en trekmiddelen (e.g. trekpalen of groutankers) van een dergelijk goede kwaliteit dat een gewichtsvloer zeker geen noodzaak is. Vaak zal deze te duur uitkomen.

ad. 2.2.2: Wanneer een vloer te licht (te dun) is uitgevoerd om opdrijven te voorkomen, zal deze moeten worden verankerd. Een van de middelen om dit te bereiken is verankering met behulp van trekpalen. Dit kunnen in het algemeen voorgespannen betonnen of stalen palen zijn. Echter, op de locatie te Schijndel is, met name nabij het bovenhoofd, de grond zo hard dat het Laboratorium voor Grondmechanica te Delft (L.G.M.) verwacht dat normale geprefabriceerde betonnen palen niet kunnen worden toegepast. Zij zouden eenvoudig worden stukgeslagen. Toepassing van stalen palen ligt dan voor de hand.

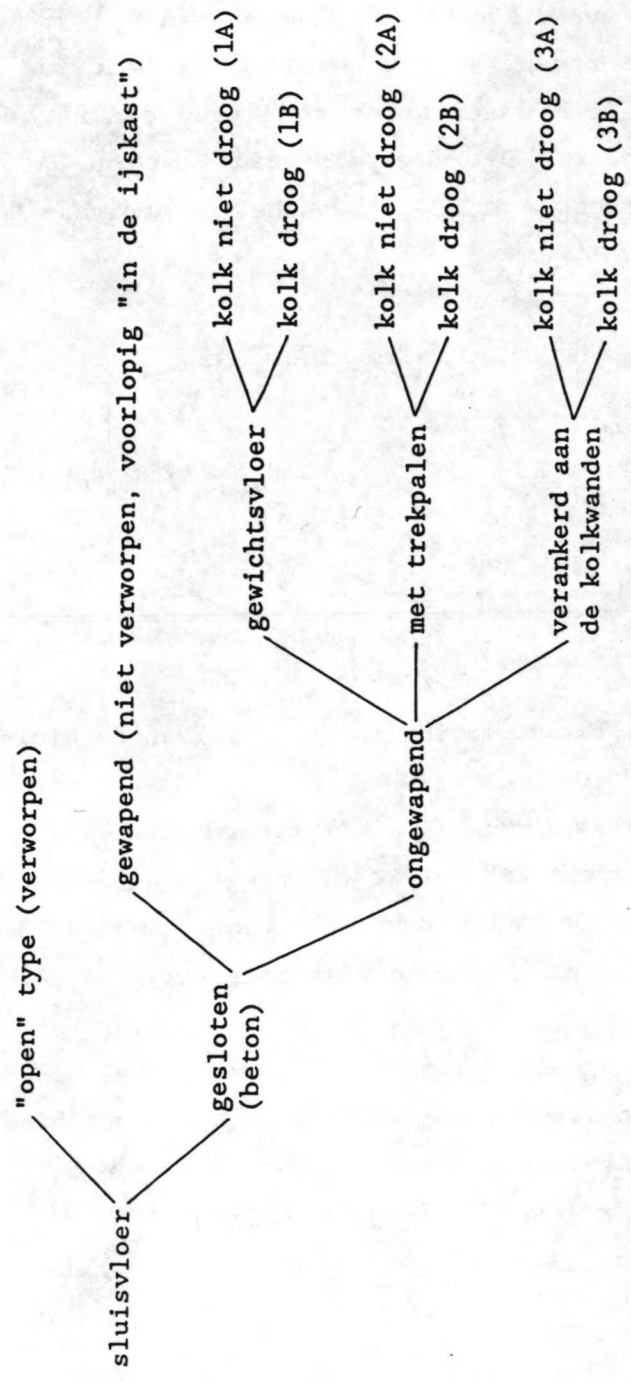
ad. 2.2.3: Wanneer een vloer wordt verankerd aan de kolkwanden, is het noodzakelijk extra voorzieningen in de vorm van ankers aan deze kolkwanden aan te brengen. Dit kan bij van te voren in de grond aan te brengen wanddelen (zoals in hoofdstuk A.2.6 is besproken) een nadeel betekenen, in die zin dat het de mogelijkheden bij het ontwerpen zou kunnen beperken. Zeker is dit echter niet.

De afweging welk type sluisvloer te kiezen is voornamelijk een kostenkwestie. Er kunnen echter ook nog secundaire effecten meespelen. Wanneer bijvoorbeeld een gewichtsvloer een dikte krijgt, welke buiten alle proporties is, kan dit een reden zijn om een dergelijke vloer niet toe te passen.

Voor alle drie de alternatieven kan nog worden nagegaan of het financieel haalbaar is de vloer zó te ontwerpen dat de sluis kolk, tijdens de bouwfase en nadat de vloer gereed is gekomen, kan worden drooggezet. Een belangrijke reden om de kolk tijdens de bouw geheel droog te zetten is dat de voegen dan eenvoudig en netjes kunnen worden afgewerkt. Indien dit teveel geld zou gaan kosten moet worden gezocht naar een voegoplossing waarbij de kolk niet hoeft te worden drooggezet. Daarom worden voor alle drie de alternatieven beide mogelijkheden onderzocht.

Resumerend:

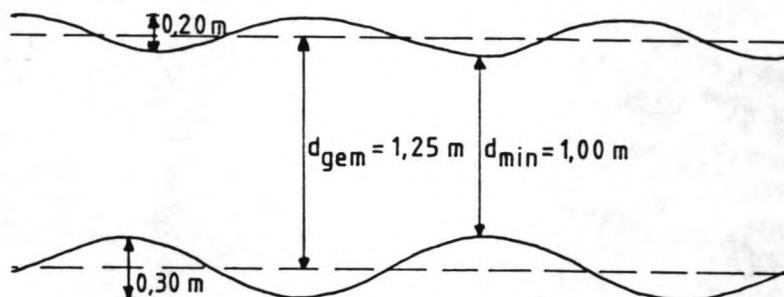
De tot nu toe besproken mogelijkheden voor de sluisvloer zijn schematisch weergegeven in figuur A.13.



figuur A.13 Mogelijkheden voor de sluisvloer.

A.2.7.2. De uitwerking en keuze van de sluisvloer

Ontgraven kan tot op $\pm 0,15$ m nauwkeurig geschieden; onderwaterbeton storten kan met de Hop-dobber methode tot op $\pm 0,10$ m nauwkeurig gebeuren. Om een veilige dikte van de vloer te krijgen moet dus een overdikte worden genomen van $0,25$ m (zie figuur A.14). Om dezelfde reden zal het gemiddelde niveau van de bovenkant van de vloer $0,15$ m lager komen te liggen dan het drempelniveau in het benedenhoofd. Dit drempelniveau komt op NAP + $0,65$ m te liggen (zie hoofdstuk A.2.3), zodat het vloerniveau NAP + $0,50$ m wordt.



figuur A.14 Variaties in de dikte van de sluisvloer.

De berekeningen zijn uitgevoerd in deel B, hoofdstuk B.2.7.2, waarin tevens wat dieper is ingegaan op de fundering van een vloer op palen. De resultaten zijn weergegeven in tabel A.3, waarin de alternatieven 1, 2 en 3 respectievelijk de volgende betekenis hebben:

- 1 - een gewichtsvloer;
- 2 - een vloer welke wordt gefundeerd met behulp van trekpalen;
- 3 - een vloer welke wordt verankerd aan de kolkwanden.

De alternatieven waarbij de kolk niet wordt drooggezet zijn aangegeven met het achtervoegsel A, en de alternatieven, waarbij de kolk tijdens de bouw wordt drooggezet zijn aangegeven met het achtervoegsel B.

Uit tabel A.3 blijkt dat er tussen de kosten van de alternatieven 1A tot en met 3B frappante verschillen bestaan. Als eerste valt op dat een gewichtsvloer veel te duur zou worden. Verder is gebleken dat het eventueel tijdens de bouw droogzetten van de

Alternatief	1A	1B	2A	2B	3A	3B
vloerdikte (m)	3,50	5,00	1,25	1,25	1,90	3,40
niveau onderkant vloer t.o.v. NAP (m)	3,00	4,50	0,75	0,75	1,40	2,90
benodigd aantal palen HE 300A	-	-	84	152	-	-
lengte van de palen (m ¹)	-	-	12	12	-	-
relatieve kosten (f)	1.066.780	1.523.870	532.450	654.850	579.110	1.036.200
meerkosten t.o.v. het goedkoopste alternatief (f)	534.330	991.420	0	122.400	46.660	503.750

tabel A.3 Gegevens betreffende de sluisvloer-alternatieven.

sluiskolk dermate hoge kosten met zich mee brengt, dat deze meerkosten niet zullen opwegen tegen het gemak van het droogzetten van de kolk.

Nu zal nog een keuze tussen de alternatieven 2A en 3A moeten worden gemaakt. Deze liggen qua kosten namelijk erg dicht bij elkaar, zodat ook op andere punten dan de kosten alleen moet worden beoordeeld.

Wanneer op de dikte van de vloer wordt gelet, ziet men dat alternatief 2A (vloer met paalfundering) 0,65 m dunner kan worden uitgevoerd dan alternatief 3A (vloer verankerd aan de kolkwanden). Dit maakt bij de bouw van de sluis nu niet direkt zoveel uit, maar wanneer de sluis na 50 of 100 jaar eventueel moet worden gesloopt, gaat de dikte van het beton wel een rol spelen. Dit is ook een extra reden om alternatief 1 niet te kiezen. Men zou het nageslacht namelijk wel wat nalaten, wanneer men de vloer in 3,5 of 5 m dik beton zou uitvoeren.

De stempelfunctie die de sluisvloer ten opzichte van de kolkwanden heeft is niet van invloed op de dikte van de sluisvloer. Beton kan erg goed drukspanningen opnemen en deze zullen zeker ondergeschikt zijn aan eventuele buigspanningen, welke bij een dunne vloer optreden.

Een ander voordeel van alternatief 2A is dat de kolkwanden niet van extra verankeringen, teneinde het opdrijven van de sluisvloer te voorkomen, hoeven worden voorzien. Dit is bij alternatief 3A wel het geval.

Conclusie:

Er kan worden gesteld dat alternatief 2A (vloer van onder water gestort beton, welke wordt gefundeerd met behulp van trekpalen; kolk niet droog gezet) er het gunstigst uitkomt, zodat voor deze oplossing wordt gekozen.

A.2.8. De vormgeving van de kolkwand-elementen - uitgangspunten

Het keuzeproces is nu zover gevorderd dat bekend is welke sluisen in aanmerking komen voor prefabricage, welke sluis als "voorbeeld" dient, welke onderdelen van deze sluis worden geprefabriceerd, de aard van het bouwterrein en welk type sluisvloer wordt toegepast. Tot dusver is nog geen specifieke vorm gegeven aan de te prefabriceren elementen.

In dit stadium kan worden begonnen met de elementen vorm te geven. Het is wellicht nuttig alle uitgangspunten nog eens te herhalen.

Resumerend, de uitgangspunten zijn:

- Van de elf te bouwen sluisen in de Zuid-Willemsvaart en het Kanaal Wessem Nederweert komen acht in aanmerking voor prefabricage.
- Van deze acht sluisen is Sluis Schijndel uitgekozen voor concrete uitwerking.
- Slechts de kolkwanden van de sluis komen in aanmerking voor prefabricage.
- De bouw zal geschieden vanaf een geëgaliseerd bouwterrein, met het maaiveld op NAP + 5,75 m.
- Tijdens de bouw wordt de grondwaterstand niet langdurig verder verlaagd dan tot NAP + 5,50 m.
- De kolkwanden worden uit elementen opgebouwd. Elementen, welke naast elkaar, maar ook boven elkaar worden geplaatst.
- Het onderste deel van de kolkwanden moet onder de grond worden gerealiseerd. Hier bovenop worden op maaiveldniveau aparte elementen geplaatst. De elementen worden onderling gekoppeld.
- De kolkwand-elementen worden, wanneer deze niet op het bouwterrein zelf worden vervaardigd, over de weg of per schip getransporteerd.
- De bouw van de sluishoofden zal geschieden in bouwkuipen, bestaande uit damwanden en een onder water te storten betonnen bouwkuip-werkvloer. De sluishoofden zelf worden in het werk gestort.

A.2.8.1. Programma van eisen, randvoorwaarden en wensen voor de kolkwand-elementen

Aan de te prefabriceren elementen kunnen de volgende gebruikseisen worden gesteld:

- De te prefabriceren elementen moeten universeel toepasbaar zijn, d.w.z. dat zij met eventuele geringe aanpassingen ook bij andere sluizen langs de Zuid-Willemsvaart moeten kunnen worden toegepast.
- De elementen moeten eenvoudig te fabriceren zijn, omdat de fabricage-kosten mede bepalend zijn voor de uiteindelijke bouwkosten.
- Wanneer de elementen niet op het bouwterrein zelf worden vervaardigd, moeten deze over de weg, dan wel over het water kunnen worden vervoerd.
- Omdat de elementen vanaf het maaiveld moeten worden samengesteld, moeten deze qua gewicht en afmetingen hijsbaar zijn, zonder dat dit ten koste gaat van buitensporig hoge bedragen. In bijlage 2 zijn gegevens opgenomen van enige mobiele kranen. De huurprijzen zijn als volgt:
 - mobiele hydraulische kraan, 200 ton hefvermogen:
 - voorrijkosten: f 4000,--
 - huurprijs: f 4000,--/week
 - mobiele hydraulische kraan, 300 ton hefvermogen:
 - voorrijkosten: f 4000,--
 - huurprijs: f 6000,--/week
 - mobiele opbouwkraan, 250 ton hefvermogen:
 - voorrijkosten: f 15000,--
 - huurprijs: f 4000,--/week
- aangezien de elementen tot een geheel moeten worden samengesteld, moeten deze onderling kunnen worden gekoppeld.
- De elementen moeten als zij eenmaal op hun plaats zijn aangebracht, kunnen worden gesteld, zodat geen ontoelaatbare verspringingen in de kolkwanden ontstaan.
- Zettingen van de kolkwanden van meer dan 2 cm ten gevolge van achter de kolkwanden aanwezige grond, worden ontoelaatbaar geacht.
- De kolkwand-elementen moeten ongevoelig zijn voor schade en aanvaringen van schepen. Bij betonnen kolkwand-elementen is

aan de dagzijde van de kolkwanden een minimale betondekking van 40 mm vereist. Scheepsstoten worden voorgesteld als een drukbelasting van 200 kN.

- Ook mogen de kolkwanden tijdens het schutten geen schade aan schepen veroorzaken, bijvoorbeeld doordat een schip tijdens het opschutten met het gangboord onder een richel blijft hangen.
- Tijdens de bouwfase moet op het maaiveld bij de sluis rekening worden gehouden met een mobiele bovenbelasting van 15 kN/m^2 . Tijdens de gebruiksfase blijft deze mobiele bovenbelasting beperkt tot 10 kN/m^2 .

Tevens kunnen aan de kolk de volgende "uitrustings-eisen" worden gesteld:

- In de kolk moeten voor de beroepsvaart bolders en haalkommen met een toelaatbare belasting van 200 kN worden aangebracht. De hart-op-hart afstand bedraagt 15 à 20 m.
- In de kolk moeten voor de pleziervaart bolders en haalkommen met een toelaatbare belasting van 40 kN worden aangebracht. De bolders en haalkommen moeten worden uitgerust met een breekpen, zodat deze onbruikbaar zijn voor de beroepsvaart. De hart-op-hart afstand bedraagt 15 (maximaal).
- In de kolk moeten aan weerszijden stalen ladders aanwezig zijn. De h.o.h.-afstand van de ladders bedraagt 30 à 35 m.
- De randen van de laddernissen moeten zonodig worden uitgerust met hoekbescherminingsprofielen.
- De bovenrand van de kolk moet worden voorzien van een stalen dekzerkprofiel.
- In de kolk moeten zonodig dilatatievoegen ter voorkoming van scheuren aanwezig zijn. De h.o.h.-afstand van de voegen bedraagt 15 à 20 m (maximaal).

Met betrekking tot de bouw kunnen nog de volgende randvoorwaarden worden vermeld:

- De grond van de bouwlocatie te Schijndel boven NAP is van matige kwaliteit. De grond bestaat uit zandige klei en veen.
- Op NAP is, met name nabij het benedenhoofd een dun kleilaagje aanwezig.
- Beneden NAP neemt de kwaliteit van de grond sterk toe. vooral

nabij het bovenhoofd is de grond op geringe diepte al zo hard (er zijn conusweerstand van meer dan 80 MN/m^2 gemeten) dat het L.G.M. verwacht dat gewone geprefabriceerde betonpalen niet kunnen worden toegepast. Zij zouden eenvoudig worden stukgeslagen. Het toepassen van Vibro-palen of stalen palen is wel mogelijk.

Ook voor de overige sluizen moet rekening worden gehouden met harde grond. Vooral naarmate men langs de Zuid-Willemsvaart in zuidelijke richting gaat, krijgt men steeds meer te maken met grindhoudende lagen. Bij de bouwlocatie van de sluis te Panheel zijn grindhoudende lagen met stenen met diameters van enige decimeters aangetroffen.

Bij het ontwerp van de kolkwand-elementen kunnen nog de volgende wensen worden gesteld:

- De fabricagekosten van de elementen moeten zo laag mogelijk zijn.
- De bouwmethode moet eenvoudig en zo goedkoop mogelijk zijn.
- De elementen moeten goedkoop in onderhoud zijn.
- De elementen moeten als het enigszins kan mooi zijn.

Resumerend:

Eisen:

- De elementen moeten universeel toepasbaar zijn.
- De elementen moeten eenvoudig te fabriceren zijn.
- De elementen moeten transportabel zijn.
- De elementen moeten hijsbaar zijn.
- De elementen moeten kunnen worden gekoppeld.
- De elementen moeten kunnen worden gesteld.
- Zettingen groter dan 2 cm zijn ontoelaatbaar.
- De elementen moeten ongevoelig zijn voor schade/aanvaringen. Bij betonnen kolkwanden minimaal 40 mm betondekking. Scheepstoten worden voorgesteld als een drukbelasting van 200 kN.
- De elementen mogen geen schade aan schepen veroorzaken.
- Bolders en haalkommen 200 kN, h.o.h. 15 à 20 m.
- Bolders en haalkommen 40 kN, h.o.h. 15 m (maximaal).
- Ladders h.o.h. 30 à 35 m.

- Hoekbescherminingsprofielen op hoeken van laddernissen.
- Dekzerkprofiel op bovenranden van de sluiskolk.
- Zonodig dilatatievoegen.
- Mobiele bovenbelasting tijdens de bouwfase: 15 kN/m².
- Mobiele bovenbelasting tijdens de gebruiksfase: 10 kN/m².

Randvoorwaarden:

- Boven NAP is een matige grondslag aanwezig.
- Op NAP is een dun kleilaagje aanwezig.
- Beneden NAP is een (zeer) harde grondslag aanwezig.

Wensen:

- De fabricagekosten van de elementen moeten laag zijn.
- De bouwmethode moet eenvoudig en goedkoop zijn.
- De elementen moeten goedkoop in onderhoud zijn.
- De elementen moeten mooi zijn.

A.2.8.2. De elementen voor het bovenste deel van de kolkwanden

In het hierna volgende worden de elementen voor het bovenste deel van de kolkwanden (de "bovenbouw") als op zichzelf staande constructies gezien. In het kader van het ontwerp van de bovenbouw dienen de elementen voor het onderste deel van de kolkwanden (de "onderbouw") slechts als fundering van de bovenbouw.

De functie van het bovenste deel van de kolkwanden kan in de eerste plaats worden omschreven als wand om aan te leggen. Daartoe moeten de bovenste elementen worden uitgevoerd met bolders en haalkommen. De elementen moeten in verband met scheepsstoten ook zeer degelijk worden uitgevoerd.

Bij de materiaalkeuze voor de elementen voor het bovenste deel van de kolkwanden zijn er twee mogelijkheden:

- 1 - staal;
- 2 - beton.

ad. 1: Reeds in hoofdstuk A.2.6 is de damwandsluis verworpen vanwege het feit dat deze niets nieuws inhoudt en zodoende ook niet interessant is voor een afstudeerverslag. Het heeft bovendien

weinig zin de damwanden in twee delen op te bouwen als dit niet strikt noodzakelijk is.

ad. 2: De bovenste elementen kunnen uitstekend van beton worden vervaardigd. Het grote nadeel van betonnen elementen is dat deze zwaar zijn, hetgeen uiteraard consequenties heeft voor de transport- en hijskosten.

Bij de vormgeving in beton zijn er twee reële mogelijkheden:

2.1 - een vlakke wand;

2.2 - een L-wand of hoog gefundeerde L-muur.

ad. 2.1: De vlakke wand is in principe een goede keuze. De vormgeving is uiterst simpel, zodat de fabricage eenvoudig is. verder nemen de elementen bij opslag en transport weinig ruimte in. Er kleven echter ook een paar nadelen aan.

Men moet bedenken dat de prefab wand-elementen bij de assemblage moeten worden gemonteerd op het prefab onderste deel van de kolkwand. Daarnaast zal de verankering van de kolkwand (bijvoorbeeld groutankers of trekpalen) aan het bovenste deel van de kolkwand (boven maaiveld) moeten worden bevestigd. In dit geval is het dus noodzaak de verbinding tussen het bovenste en het onderste deel van de kolkwand momentvast te maken, daar anders de kolkwand instabiel zou zijn. Het zal een groot probleem zijn een goede momentvaste verbinding tussen de twee delen te verkrijgen, als deze ook nog eenvoudig in de uitvoering moet zijn.

Wanneer men de verbinding tussen het bovenste en het onderste wanddeel als een scharnier uitvoert, zal men twee verankeringslagen boven elkaar moeten aanbrengen, teneinde geen labiele constructie te verkrijgen. Omdat de onderste verankeringslaag waarschijnlijk beneden maaiveldniveau moet worden bevestigd, zal een en ander er niet eenvoudiger op worden.

Een ander probleem is de verankering van de wand zelf. Wanneer men groutankers zou toepassen zou men bij de noordelijke kolkwand in de knoop komen met de kanaalscheidingsdamwand. Het zou noodzakelijk zijn de ankers onder een grote helling aan te brengen, hetgeen een zeer negatief effect heeft op de toelaatbare belasting van de ankers. Daarnaast is het noodzakelijk zogenaamde permanente ankers toe te passen. Deze ankers hebben een veel betere bescherming tegen corrosie dan tijdelijke groutankers. Rijkswaterstaat is

echter niet zo'n voorstander van de toepassing van (permanente) groutankers. Men is enigszins bevreesd voor het permanente karakter van deze ankers.

Een andere mogelijkheid voor de verankering van de kolkwand is de toepassing van trekpalen. Willen de palen enig effect hebben, dan zullen deze onder een grote schoorstand (bijvoorbeeld 1:1) moeten worden geheid. Echter, bij het heien onder een dergelijke schoorstand gaat de effectiviteit van het heiblok sterk achteruit en het is nog maar zeer de vraag of het mogelijk is de palen in de aanwezige harde grond te krijgen.

Er zitten dus nogal wat haken en ogen aan het qua vorm zo eenvoudige alternatief van de vlakke kolkwand, zodat dit alternatief voorlopig wordt verworpen.

ad. 2.2: De L-wand is zeker een uit te voeren constructievorm. Doordat de ontlastplaat een eigen fundering heeft, is het niet noodzakelijk, zoals bij alternatief 2.1, de verbinding tussen de twee kolkwanddelen momentvast uit te voeren. De fundering van de L-wand is een probleem apart en hierop zal in hoofdstuk A.2.8.3 en de volgende hoofdstukken nader worden ingegaan.

Het nadeel van een L-muur ten opzichte van alternatief 2.1 is dat deze veel zwaarder is en bovendien meer ruimte bij opslag en transport inneemt. Om aan het bezwaar van het hoge gewicht tegemoet te komen is het mogelijk de L-muur elementen te verstijven en met een achterschot uit te voeren. Men kan de L-muur dus alweer op twee manieren vorm geven:

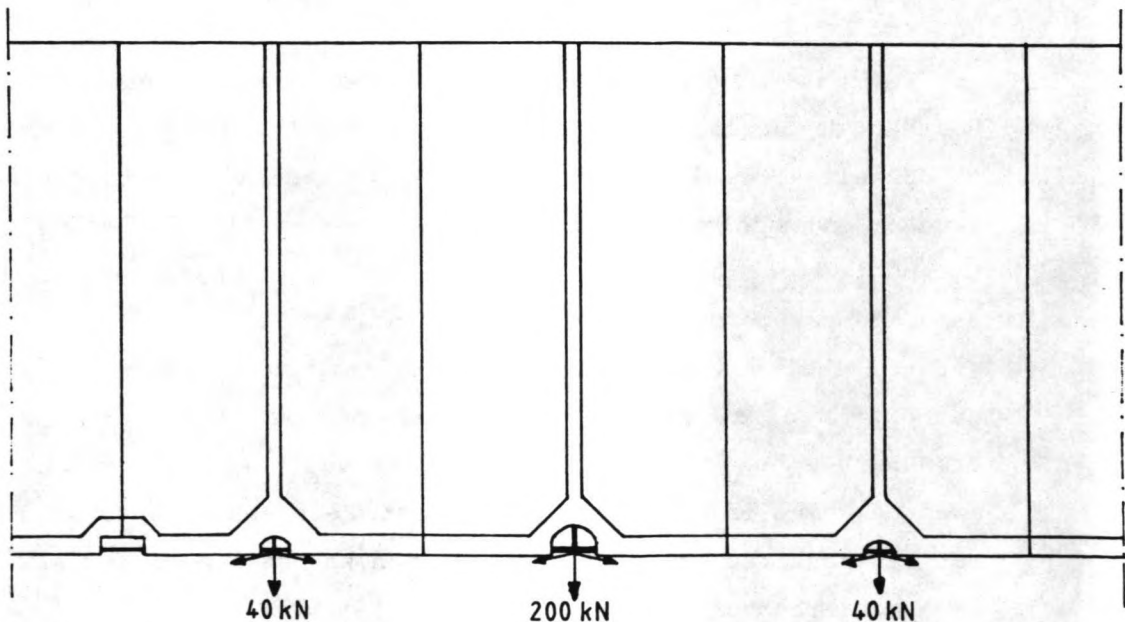
2.2.1 - een vlakke kolkwand met een vlakke ontlastplaat;

2.2.2 - hetzelfde, maar nu zijn de kolkwand en de ontlastplaat onderling verbonden door een verstijvingsschot.

ad. 2.2.1: Voordeel hiervan is de eenvoudige constructievorm, maar het grootste nadeel is het genoemde hoge gewicht. Dit heeft zeker consequenties voor de verhijsbaarheid van de elementen. Voorlopig wordt dit als een onoverkomelijk probleem gezien, zodat dit alternatief voorlopig wordt verworpen.

ad. 2.2.2: Bolderkrachten worden bij dit alternatief dus niet via de kolkwand en de ontlastplaat naar de fundering afgeleid, maar deze gaan rechtstreeks via het achterschot (ook wel steunbeer

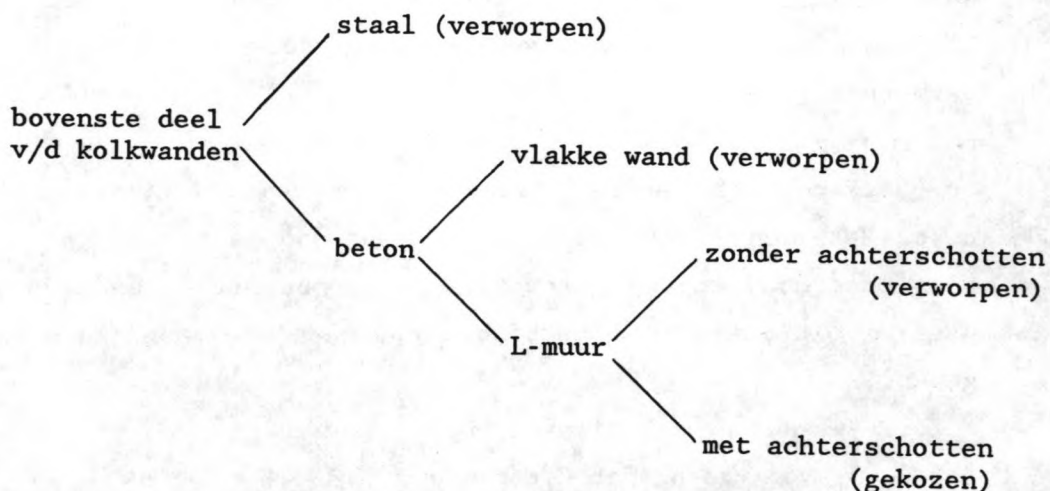
genoemd) naar de fundering (zie ook figuur A.15). Het gevolg is dat in de kolkwand veel kleinere momenten ontstaan, zodat deze dunner kan worden uitgevoerd. Ook de ontlastplaat, waar het gewicht van enige meters grond op komt te rusten, wordt veel stijver. Naast het feit dat bolderkrachten veel beter kunnen worden opgenomen, geldt dit ook voor scheepsstoten tegen de kolkwand. Het nadeel van dit alternatief is dat de constructievorm weer moeilijker is te vervaardigen, wat ook in de bouwprijs merkbaar zal zijn. Ondanks dit laatst genoemde nadeel is dit wel de constructievorm voor het bovenste deel van de kolkwand, waarop verder zal worden doorgestudeerd.



figuur A.15 Bovenaanzicht van de prefab L-muur elementen met achterschot.

Resumerend:

Voor het bovenste deel van de kolkwandconstructie is gekozen voor (hoog gefundeerde) L-muur elementen met achterschotten (steunberen). Het keuzeproces, zoals dit in deze paragraaf heeft plaatsgevonden, is schematisch weergegeven in figuur A.16.



figuur A.16 Keuzeprocess voor het bovenste deel van de kolkwanden.

A.2.8.3. De elementen voor het onderste deel van de kolkwanden

De functie van de elementen voor het onderste deel van de kolkwand kan in de eerste plaats worden omschreven als onderdeel van de wand zelf, waartegen de schepen bij de laagste kolkwaterstand aanleggen. Verder kan de functie van deze elementen worden omschreven als onderdeel van de fundering van de L-muur elementen. Ze hebben dus tevens een dragende functie.

Bij de materiaalkeuze voor de elementen voor het onderste deel van de kolkwanden zijn er weer twee mogelijkheden:

- 1 - staal;
- 2 - beton.

ad. 1: In principe zou een damwand voor het onderste deel van de kolkwand goed voldoen. Een damwand kan voldoende draagvermogen leveren om de L-muur en de daarop aanwezige grond te dragen. Deze constructie is ook veel als kademuur toegepast. Immers, een kolkwand is niet veel anders dan een kademuur met haalkommen.

Het probleem zit in het feit dat de damwand bij de laagste kolkwaterstand 1,30 m in het zicht komt. De aanblik hiervan is niet fraai. Tevens zal het moeilijk zijn de overgang tussen damwand en prefab L-muur netjes uit te voeren. Al gauw bestaat de kans dat

schepen bij het opschutten met het gangboord onder deze richel blijven hangen. Dit is onaanvaardbaar en dus wordt dit alternatief verworpen.

ad. 2: Een prefab betonnen wand kent de bovenbeschreven problemen niet. Het aangezicht van prefab diepwanden is fraai, ze vereisen geen onderhoud en de voegovergangen kunnen netjes en glad worden uitgevoerd. Men kan de prefab diepwanden op twee manieren vorm geven:

2.1 - vlakke prefab diepwanden;

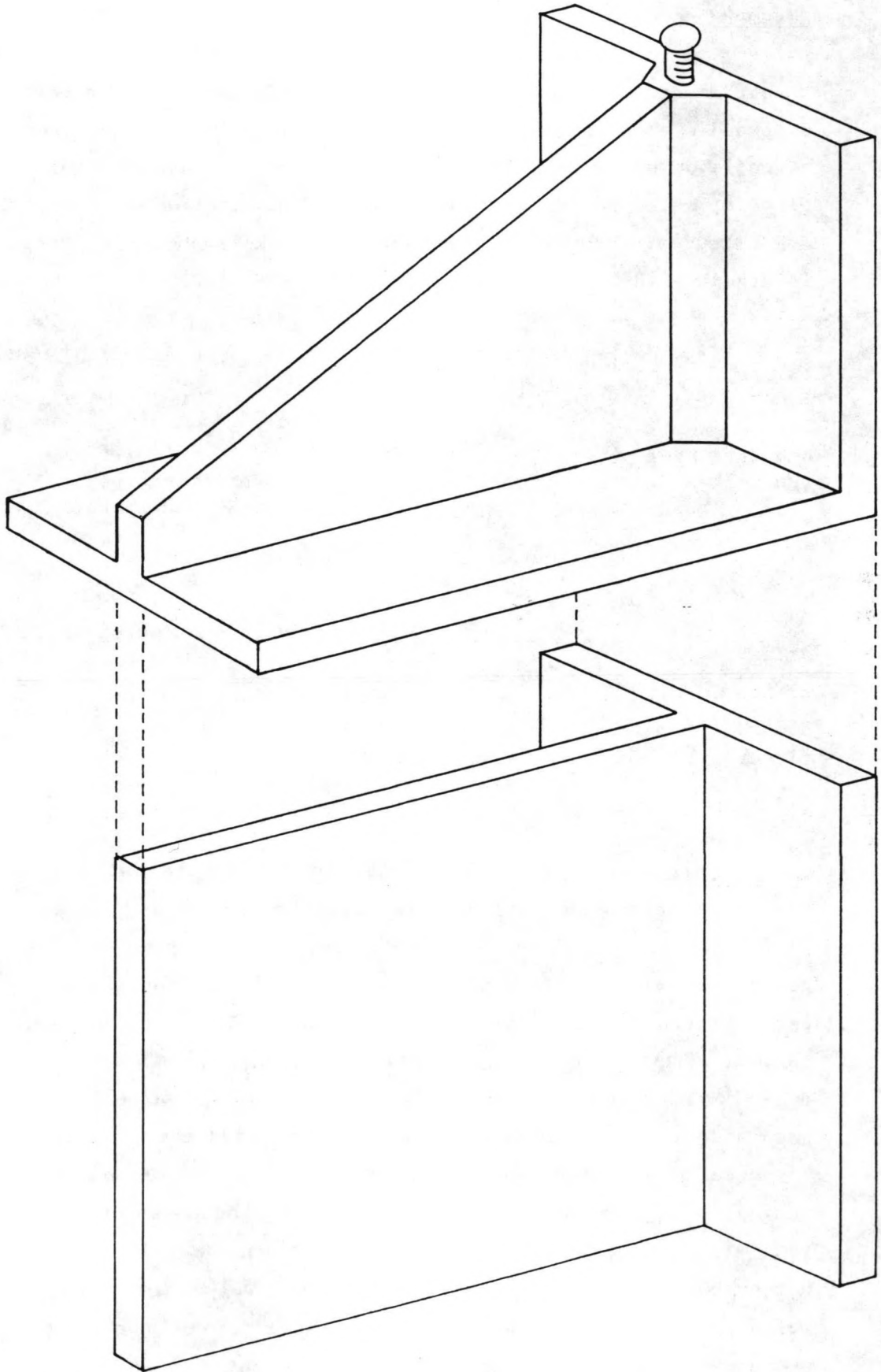
2.2 - T-vormige prefab diepwanden.

ad. 2.1: Vlakke diepwanden hebben als voordelen dat deze eenvoudig zijn te prefabriceren en weinig ruimte vereisen bij het transport en de opslag van de elementen. Een vlakke diepwand kan bovendien voldoende draagvermogen leveren om (een deel van) de L-muur en de daarop aanwezige grond^{te}dragen. Het overige deel van het benodigde draagvermogen moet worden geleverd door palen, welke de L-muur elementen aan de achterzijde ondersteunen. De palen moeten ook het horizontale evenwicht van de kolkwanden verzorgen en moeten daarom met een schoorstand worden geheid.

Het benodigde heiwerk is tevens het nadeel van deze constructie, want zoals bekend verondersteld, wordt langs de gehele Zuid-Willemsvaart zeer zwaar heiwerk verwacht. Toch is het zeker nuttig deze constructievorm verder te onderzoeken op zijn haalbaarheid.

ad. 2.2: In principe moet het mogelijk zijn de diepwand elementen een T-vorm te geven, zodanig dat de poot van de T het L-muur element recht onder het achterschot ondersteunt (zie figuur A.17). Met deze oplossing omzeilt men het probleem van het zware heiwerk van alternatief 2.1, maar ook dit alternatief heeft zijn eigen problemen. Deze betreffen voornamelijk het in de grond brengen van de T-vormige diepwand elementen (we spreken hier tenslotte nog steeds over vooraf vervaardigde elementen) en het stellen van de elementen. Ook is het de vraag of de kosten niet te veel uit de hand lopen. Het idee biedt echter een aantal interessante aspecten, welke het de moeite waard maken ook dit alternatief op zijn haalbaarheid te toetsen.

✓

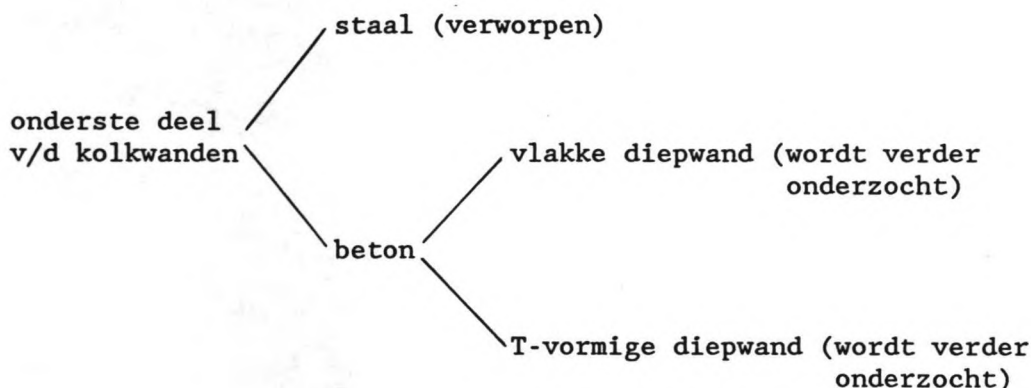


figuur A.17 De L-muur met T-vormige diepwand, ruimtelijk weer-
gegeven.

Resumerend:

Voor de onderste kolkwand-elementen wordt uitgegaan van betonnen diepwand-elementen. Uit het keuzeproces zijn twee mogelijke constructievormen (vlakke en T-vormige diepwand-elementen) naar voren gekomen, welke nader op hun haalbaarheid zullen worden onderzocht.

Het keuzeproces van de onderbouw van de kolkwand is weergegeven in figuur A.18.



figuur A.18 Keuzeproces voor het onderste deel van de kolkwanden.

Ter afsluiting van hoofdstuk 2 kan worden gesteld dat alleen de kolkwanden als onderdelen van sluizen in aanmerking komen voor prefabricage. De kolkwanden worden uit elementen opgebouwd. Op de gekozen bouwlocatie van Sluis Schijndel (A) is het noodzakelijk een deel van de kolkwanden onder het maaiveld van het bouwterrein te realiseren en een ander deel boven dit maaiveld. Daartoe worden de kolkwanden boven en onder het maaiveld uit aparte onderdelen gedacht, welke op het werk moeten worden samengesteld. Voor het bovenste deel van de kolkwanden wordt uitgegaan van betonnen L-muur elementen, welke worden verstijfd met behulp van achterschotten (steunberen). Voor het onderste deel van de kolkwanden wordt uitgegaan van geprefabriceerde diepwanden, welke ofwel vlak, danwel in een T-vorm worden uitgevoerd. Er zijn dus twee mogelijkheden om de kolkwandconstructie uit te voeren:

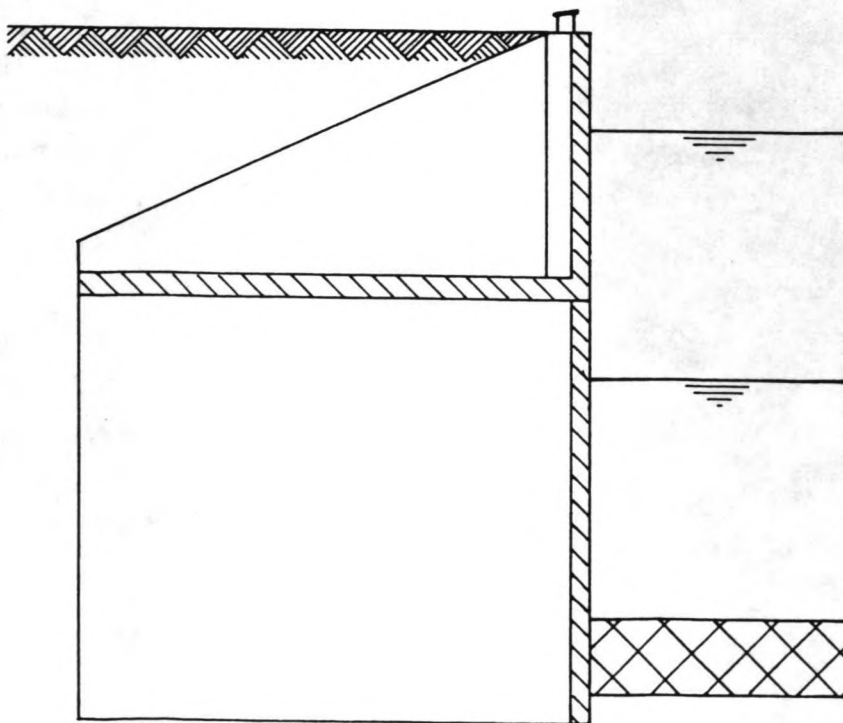
- 1 - een hoog gefundeerde L-muur, welke wordt ondersteund door een T-vormige diepwand. In dit geval kan dus worden gesproken van een gewichtsconstructie;
- 2 - een hoog gefundeerde L-muur, welke aan de voorzijde door een vlakke diepwand en aan de achterzijde door schoorpalen wordt ondersteund.

Beide constructievormen zullen in de volgende hoofdstukken op hun haalbaarheid worden onderzocht. In hoofdstuk 3 zal dit geschieden voor de L-muur met de T-vormige diepwand, in hoofdstuk 4 voor de L-muur met de vlakke diepwand en palen.

A.3. Onderzoek naar de haalbaarheid van de hoog gefundeerde L-muur met T-vormige diepwand als onderbouw

A.3.1. Beschrijving van de constructie - uitgangspunten

Het gekozen alternatief betreft een hoog gefundeerde L-muur, met achterschotten, welke uit geprefabriceerde elementen wordt samengesteld. De L-muur elementen worden door een T-vormige diepwand ondersteund. Er kan in dit geval dus worden gesproken van een op staal gefundeerde constructie. De constructie wordt tegen afschuiven verzekerd door middel van wrijving tussen de onderzijde van de diepwand en voor het overige door stempeling door de onderwaterbeton vloer. Het geheel wordt tegen kantelen verzekerd door het eigen gewicht van de constructie en door het gewicht van de grond dat op de ontlastplaat van de L-muur rust (zie figuur A.19).



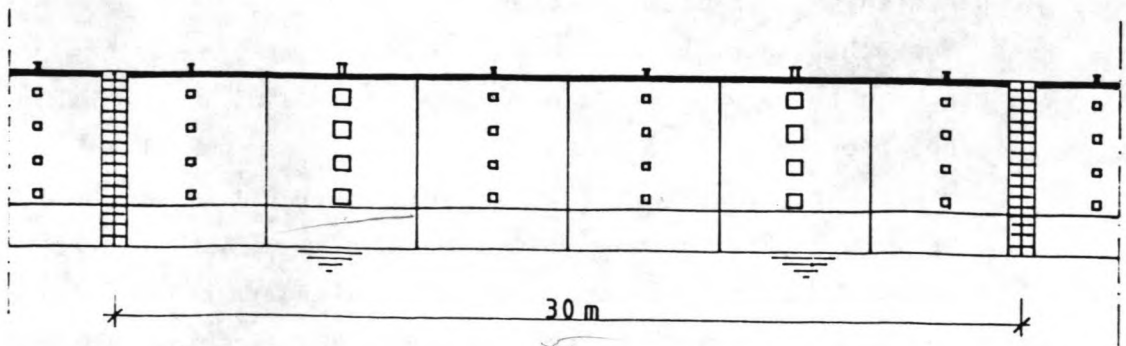
figuur A.19 Dwarsdoorsnede van de constructie.

De elementen moeten onderling zodanig worden gekoppeld dat de verbinding dwarskrachten en normaal-drukkrachten kan overbrengen. Deuvels zouden hier goed kunnen voldoen.

Verder moeten de elementen zodanige afmetingen hebben dat de elementen stabiel zijn, de sterkte- en stijfheids-eigenschappen voldoende zijn en de elementen tevens transportabel en hijsbaar zijn. Aangezien beton een zwaar constructiemateriaal is, zal dit niet eenvoudig zijn. Het gewicht is in hoge mate afhankelijk van de breedte van de elementen. Brede elementen hebben een hoog gewicht (dus hogere transport- en hijskosten), maar het aantal verticale voegen blijft beperkt. Met smalle elementen kan men de transport- en hijskosten drukken, maar heeft men weer veel verticale voegen, welke ook duur zijn. Ook moet men met de breedte van de elementen rekening houden met de lengte van de schutkolk (opdeling in kolkmoten) en de doorvaartwijdte van bruggen en sluizen op de Zuid-Willemsvaart (6,90 m).

De nuttige lengte van de schutkolk bedraagt 110 m (zie hoofdstuk A.2.3). Volgens het ontwerp van Rijkswaterstaat wordt 5 m¹ van de nuttige lengte van de schutkolk opgenomen in de sluishoofden (zie ook de relaties tussen de sluishoofden en de schutkolk, hoofdstuk A.2.4). De te prefabriceren kolkwand-elementen moeten dus een gezamenlijke lengte hebben van 105 m. Deze 105 m kan men opdelen in 7 groepen van 3 elementen (L-muur elementen én diepwand-elementen). De elementen krijgen volgens deze maatvoering een breedte van 5 m en zijn dus transportabel over het kanaal, terwijl het aantal verticale voegen beperkt blijft.

De groepen bestaan uit 1 element met zware 200 kN-haalkommen, geflankeerd door 2 elementen met lichte 40 kN-haalkommen (zie figuur A.20). Laddernissen kan men om de 6 elementen in de wanden opnemen.



figuur A.20 Vooraanzicht van een kolkwand met prefab elementen.

Overeenkomstig de uitrustings-eisen die aan de kolkwanden zijn gesteld (hoofdstuk A.2.8.1) is de h.o.h.-afstand van de grote haalkommen en bolders 15 m en de h.o.h.-afstand van de kleine haalkommen en bolders 5 à 10 m. De h.o.h.-afstand van de ladders bedraagt 30 m.

A.3.2. De sterkte en stijfheid van de elementen

Het zal duidelijk zijn dat het gewicht van de prefab elementen zo laag mogelijk moet worden gehouden, om de elementen handelbaar en hijsbaar te houden. Daartoe moeten de plaatdelen van de elementen relatief dun worden uitgevoerd. Dit kan ook, omdat de vormgeving van de elementen zodanig is, dat de elementen erg stijf zijn.

Zoals reeds in hoofdstuk A.2.8.2 besproken, worden bolderkrachten rechtstreeks via het achterschot van de kolkwand van de L-muur elementen afgevoerd. Daarom zijn ten gevolge van de bolderkrachten geen of geringe momenten en dwarskrachten in de kolkwanden te verwachten. Dit is wel in enige mate het geval ten gevolge van de gronddruk, afkomstig van de achter de kolkwand aanwezige grond. Omdat het vrij uitkragende deel van de kolkwanden beperkt blijft tot minder dan 2,5 m (zie figuur A.15), zijn ook de invloeden van scheepsstoten gering. Om deze redenen is het mogelijk, rekening houdende met een betondekking van 40 mm, de dikte van de kolkwanden beperkt te houden tot 300 mm. Voor de betonkwaliteit van de kolkwanden wordt uitgegaan van B 30, zodat de wanden een hoge bestendigheid tegen scheepsstoten hebben en tevens de verwerkbaarheid van het beton goed is.

Het achterschot van de L-muur elementen krijgt slechts normaalkrachten te verwerken. Om deze reden kan de dikte van het achterschot beperkt blijven tot 200 mm. Voor de betonkwaliteit van het achterschot wordt evenals bij de kolkwanden uitgegaan van B 30.

De ontlastplaat van de L-muur elementen is het zwaarst belaste onderdeel van de constructie. Deze wordt immers belast door ruwweg 4,5 m grond en eventueel een mobiele bovenbelasting. In deel B is met een ruwe controleberekening bepaald dat een dikte van 400 mm voor de ontlastplaat voor het overgrote deel voldoende is. Slechts nabij inklemming door het achterschot is in verband met afschuif-

problemen een iets grotere dikte vereist: 430 mm. Voor de betonkwaliteit van de ontlastplaat is hier in verband met de genoemde afschuifproblemen uitgegaan van een hogere betonkwaliteit B 45. Dit is mogelijk omdat de L-muur elementen in twee storten kunnen worden vervaardigd: eerst wordt de ontlastplaat gestort, daarna de verticale wanden. Met toepassing van een superplastificeerder is B 45 goed verwerkbaar en zelfs nog te verdichten met een trilnaald.

Het ligt voor de hand dat aan de plaatdelen van de T-vormige diepwand-elementen afmetingen, overeenkomstig de plaatdelen van de L-muur elementen, worden gegeven. Dus: dikte kolkwand is 300 mm, dikte achterschot is 200 mm. De betonkwaliteit van de diepwand-elementen is B 30.

Resumerend, de dikten van de plaatdelen van de elementen zijn als volgt:

L-muur elementen:

- kolkwand: 300 mm
- achterschot: 200 mm
- ontlastplaat: 400 mm

Diepwand-elementen:

- kolkwand: 300 mm
- achterschot: 200 mm

A.3.3. De stabiliteitscontrole

Tot nu toe is er nog niets vermeld over de lengte van de ontlastplaat of, de "diepte" van de constructie. Omdat bij het gekozen alternatief van een gewichtsconstructie kan worden gesproken, is de lengte van de ontlastplaat afhankelijk van de stabiliteit van de constructie. Wordt de ontlastplaat te kort gemaakt, dan zal de er op liggende grond onvoldoende tegenwicht kunnen geven aan de horizontale grondbelasting en eventuele bolderkrachten, en zal de constructie bezwijken.

Tevens is de hoogte van de diepwand-elementen nog niet bekend. Ook deze afmeting is afhankelijk van de stabiliteit van de elementen. Het funderingsniveau van de constructie moet zodanig zijn dat de grond onder de diepwand-elementen niet bezwijkt. Tevens mag de constructie in de bouwfase, wanneer de sluisolk wel is ontgraven, maar de sluisvloer nog niet is gestort, niet kolkinwaarts afschuiven.

Er zal dus een aanname moeten worden gedaan van de nog onbekende afmetingen van de constructie en met behulp van deze gegevens zullen controle-berekeningen moeten worden uitgevoerd ten aanzien van de stabiliteit van de constructie.

Voorlopig wordt er van uitgegaan dat de lengte van de ontlastplaat 7,70 m bedraagt. Dit is niet gering en de controle-berekeningen zullen dan ook moeten uitwijzen of de gekozen afmeting de juiste is.

De hoogte van de diepwand-elementen wordt aangehouden op 7,5 m, zodat de diepwanden tot NAP - 1,75 m in de grond reiken. Het funderingsniveau wordt evenwel aangehouden op NAP - 2,25 m. Hierop wordt in de volgende paragraaf nader ingegaan.

Voor de stabiliteitsberekeningen wordt uitgegaan van de vier fasen, waarin de constructie komt te verkeren. Deze zijn:

- 1 - bouwfase: grondwaterstand is NAP + 5,50 m; de kolk is wel ontgraven, maar de sluisvloer is nog niet gestort;
- 2 - bouwfase: grondwaterstand is NAP + 5,50 m; de kolk is ontgraven en de sluisvloer is gestort en verhard, zodat deze zijn stempelende functie kan uitvoeren;
- 3 - gebruiksfase: grondwaterstand is NAP + 6,50 m; laagste kolkwaterstand is NAP + 4,45 m;
- 4 - gebruiksfase: grondwaterstand is NAP + 7,50 m; laagste kolkwaterstand is NAP + 4,45 m.

Tijdens de bouwfase zijn in principe twee volgorden van uitvoering mogelijk:

- 1 - diepwanden plaatsen - sluisolk ontgraven - onderwaterbeton sluisvloer storten - L-muur elementen plaatsen - grond op de constructie aanvullen;

2 - diepwanden plaatsen - L-muur elementen plaatsen - grond op de constructie aanvullen - sluisolk ontgraven - onderwaterbeton sluisvloer storten.

Indien bouwvolgorde 1 qua stabiliteit mogelijk is, zou deze te prefereren zijn boven bouwvolgorde 2. Het ontgraven kan dan namelijk geschieden van een lager niveau (NAP + 5,75 m tegen NAP + 10,15 m bij bouwvolgorde 2), zodat van eenvoudiger graafwerktuigen gebruik kan worden gemaakt. Men zou in dit geval een eenvoudige hydraulische graafmachine kunnen gebruiken, terwijl men in het andere geval eenzelfde machine met oplanger of een grijperkraan nodig heeft. Deze laatste heeft het nadeel dat hij minder vlak graafwerk aflevert. Voor beide bouwvolgorden moet dus de stabiliteit worden beschouwd.

De minimale veiligheid tegen het kolkwaarts afschuiven van de constructie tijdens de bouwfase en de veiligheid tegen het voorover kantelen van de constructie tijdens alle fasen, worden beide gelijk aan 2,0 gesteld. De veiligheid tegen het bezwijken van de grond onder de voet van de diepwand moet groter of gelijk aan 2,5 zijn, alhoewel tijdens de bouwfase een iets lagere waarde aanvaardbaar is.

De controle-berekeningen zijn uitgevoerd in deel B, hoofdstuk B.3.3, waarin tevens de uitgangspunten voor de berekeningen zijn beschreven.

Het funderingsniveau van NAP - 2,25 m is voldoende diep gebleken om een drie- tot vijfvoudige veiligheid van de draagkracht van de ondergrond te bereiken. Alleen is gebleken dat tijdens de bouwfase, wanneer de onderwaterbeton vloer nog niet is gestort, de veiligheid onder de teen van de diepwandpanelen nabij het benedenhoofd geen hogere waarde bereikt dan 2,3. Echter, omdat dit zeer plaatselijk optreedt, tijdens een korte periode van de bouwfase, is dit wel aanvaardbaar.

Uit de berekeningen is verder gebleken dat de bovenbeschreven bouwvolgorde 1 (kolk ontgraven voordat de L-muur elementen worden geplaatst) niet mogelijk is. De T-vormige diepwand elementen zouden bij het ontgraven van de kolk onmiddellijk kantelen.

Van de andere bouwvolgorde zijn de resultaten van de berekeningen voor de verschillende fasen samengevat in tabel A.4.

fase	veiligheid tegen afschuiven		veiligheid tegen kantelen	
	zonder bovenbel.	met bovenbel.	zonder bovenbel.	met bovenbel.
1 - bouwfase: sluisvloer nog niet gestort	2,2	2,3	2,4	2,2
2 - bouwfase: sluisvloer gestort en verhard	n.v.t.	n.v.t.	4,3	3,6
3 - gebruiksfase: g.w.s. = NAP + 6,5 m	n.v.t.	n.v.t.	2,0	2,0
4 - gebruiksfase: g.w.s. = NAP + 7,5 m	n.v.t.	n.v.t.	1,6	1,6

tabel A.4 Stabiliteit van de constructie in de verschillende bouw- en gebruiksfasen.

Uit tabel A.4 blijkt dat bij een grondwaterstand hoger dan NAP + 6,5 m, de vereiste veiligheid tegen het voorover kantelen van de constructie niet wordt bereikt. Er kunnen nu een aantal maatregelen worden getroffen om deze veiligheid omhoog te brengen:

- 1 - de constructie dusdanig vergroten dat het terug kantelend moment voldoende wordt vergroot;
- 2 - trekankers aanbrengen;
- 3 - groutankers aanbrengen;
- 4 - de waterstand omlaag brengen tot NAP + 6,5 m.

ad. 1: Uit berekeningen is gebleken dat de constructie in dit geval meters groter moet worden gemaakt en dus tonnen zwaarder zal worden. Doordat bij de hogere grondwaterstand van NAP + 7,50 m ruwweg $\frac{1}{4}$ deel van de grond op de L-muur onder water komt te staan, kan voor dit deel slechts een volumegewicht van 10 kN/m^3 in rekening worden gebracht. Vandaar dat vergroten van de constructie weinig effectief is.

ad. 2: Het aanbrengen van trekankers is door de aanwezigheid van de kanaalscheidingswand slechts aan één zijde van de constructie

mogelijk. Omdat de afstand tussen de kanaalscheidingswand en de kolkwandconstructie te gering is, kan de damwand onvoldoende grond mobiliseren, zodat deze niet als ankerwand kan worden gebruikt. Bovendien bestaat het gevaar dat bij het bezwijken van een ankerstaaf (bijvoorbeeld door niet te controleren corrosie) de constructie bezwijkt.

ad. 3: Het aanbrengen van groutankers is wel mogelijk omdat deze diep in de grond kunnen worden aangebracht. Het is echter wel een dure oplossing, zodat aan deze oplossing niet de voorkeur wordt gegeven.

ad. 4: Omdat onder normale omstandigheden een grondwaterstand wordt verwacht van NAP + 6,5 m en slechts onder extreme omstandigheden NAP + 7,5 m (met name in de beginperiode), lijkt het een goede oplossing de pieken in de grondwaterstand d.m.v. drainage af te vlakken. Er is dan tevens de zekerheid dat de grondwaterstand nooit hoger zal komen dan tot NAP + 6,5 m. Bovendien is het aanleggen van een drainage in de vorm van plastic drains relatief goedkoop. Dit is de oplossing waarvoor wordt gekozen.

Conclusie:

De kolkwandconstructie is voldoende stabiel gebleken wanneer de lengte van de ontlastplaat 7,70 m is en het funderingsniveau NAP-2,25 m is, mits de grondwaterstand niet verder stijgt dan tot NAP + 6,5 m. Om er voor te zorgen dat dit niet gebeurt, wordt het terrein rond de sluis met behulp van plastic drains gedraineerd. Deze drains zijn slechts de eerste periode (zeg: ca. 1 jaar) na ingebruikname van de sluis benodigd.

A.3.4. De uitvoeringstechnische haalbaarheid

A.3.4.1. Uitvoerings-aspecten

Wanneer de te prefabriceren elementen met de bovenbeschreven afmetingen worden gemaakt, zal het duidelijk zijn dat deze niet over de weg kunnen worden getransporteerd. Transport over het water zal dus noodzakelijk zijn. Tevens is dit de goedkoopste vorm van transport voor dergelijk zware elementen. Wel zal het, wanneer de diepwand-elementen in een gespecialiseerde fabriek worden vervaardigd, in verband met de minimum doorvaarthoogte van de vaste bruggen op het kanaal noodzakelijk zijn de diepwand-elementen in twee delen te vervaardigen. Ook een betonfabriek kan in de hallen geen elementen met een hoogte van 7,5 m maken. De elementen zullen dus op het bouwterrein tot een geheel moeten worden samengesteld. Wanneer de elementen op het bouwterrein zelf worden vervaardigd, is het wel mogelijk deze uit één stuk te maken.

De gewichten van de elementen zijn als volgt:

- L-muur elementen: ca. 65 ton;
- diepwand elementen: ca. 55 ton.

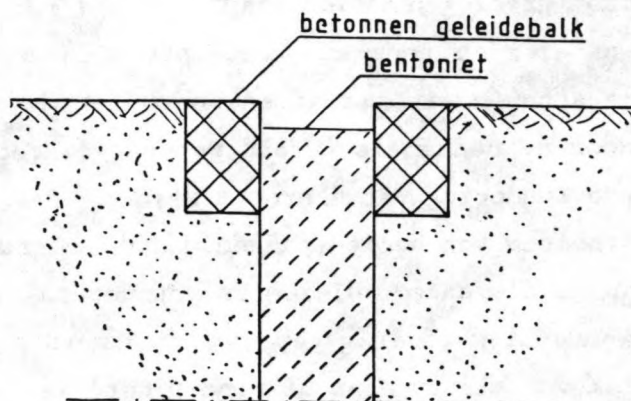
Dit is niet gering, maar de elementen zijn wel hijsbaar. Wanneer voor de hijswerkzaamheden gebruik wordt gemaakt van mobiele kranen, moet men rekening houden met een benodigde gieklenkte van de kraan van 25 à 30 m en een radius van 14 à 16 m. Uit de gegevens van bijlage 2 blijkt dat een 200 tons hydraulische kraan nooit kan voldoen, maar dat een 300 tons hydraulische kraan wel het gestelde gewicht kan tillen. Een 250 tons opbouwkraan voldoet zelfs ruimschoots aan de gestelde eisen.

Het volgende (en tevens grootste) probleem betreft het in de grond brengen van de T-vormige diepwand-elementen. Om de diepwanden in de grond te krijgen zijn er twee mogelijkheden:

- 1 - diepwandsleuven graven, waarna de diepwanden kunnen worden afgehangen;
- 2 - de diepwanden inspuiten.

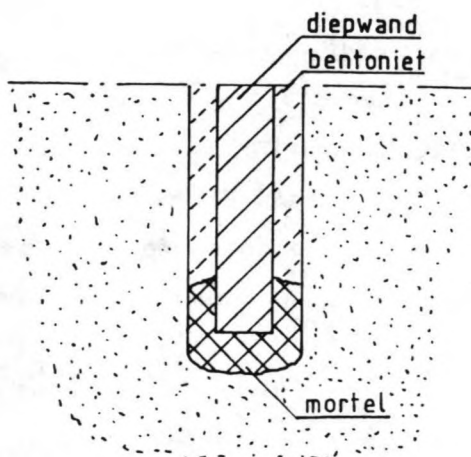
ad. 1: Om een diepwandsleuf te graven moet eerst een tijdelijke betonnen geleideconstructie worden gemaakt. Tijdens het graven

wordt de sleuf open gehouden door bentoniet, een steunvloeistof (zie figuur A.21). De sleuf wordt ongeveer een halve meter dieper gegraven dan het niveau van de onderkant van de diepwand. Het ontgravingsniveau is dus NAP - 2,25 m.



figuur A.21 Dwarsdoorsnede over een diepwandsleuf.

Voordat de elementen in de gegraven sleuf worden gebracht, wordt onder in de sleuf een ca. 1 m dikke laag mortel aangebracht. De elementen moeten met een kraan in de sleuf worden gehesen, waarna ze hangend aan dwarsliggers op vijzels worden geplaatst en gesteld. De vijzels rusten op de betonnen geleidebalken. De elementen zakken met de voet in de pas aangebrachte mortel (zie figuur A.22). Na verharding van de mortel zal deze een goede fundering van de diepwand-elementen verzekeren, zodat het funderingsniveau van de diepwanden NAP - 2,25 m is.

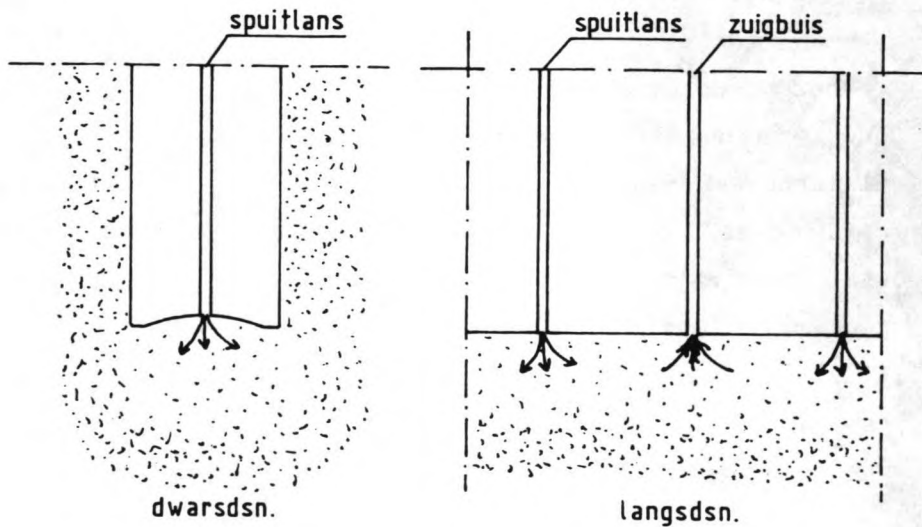


figuur A.22 De voet van de prefab diepwand gestort in mortel.

ad. 2: Om de diepwanden in te spuiten moeten spuitlansen in de betonconstructie worden opgenomen. Het principe van inspuiten is dat door de waterstralen wateroverspanning in de grond wordt gecreëerd. Er wordt in feite drijfzand gemaakt. Tegelijk met het inspuiten van water wordt de losgewoelde grond door middel van zuigbuizen afgezogen (zie figuur A.23).

Is een element eenmaal op diepte gekomen dan moet, nadat de wateroverspanning is verdwenen, de onder de constructie aanwezige grond door de buizen met grout worden geïnjecteerd. Dit is om van een goede fundering verzekerd te zijn.

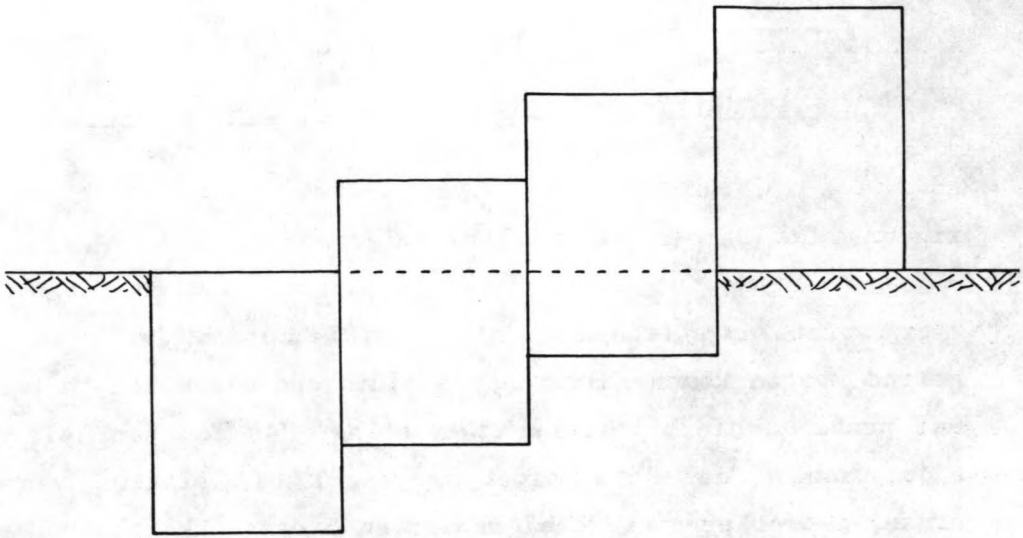
Een probleem van het inspuiten van de diepwanden vormt de besturing van de elementen. Hierom is het noodzakelijk dat de spuitlansen afzonderlijk of in groepen kunnen worden bediend, zodat onafhankelijk van elkaar meer of minder hard kan worden gespoten.



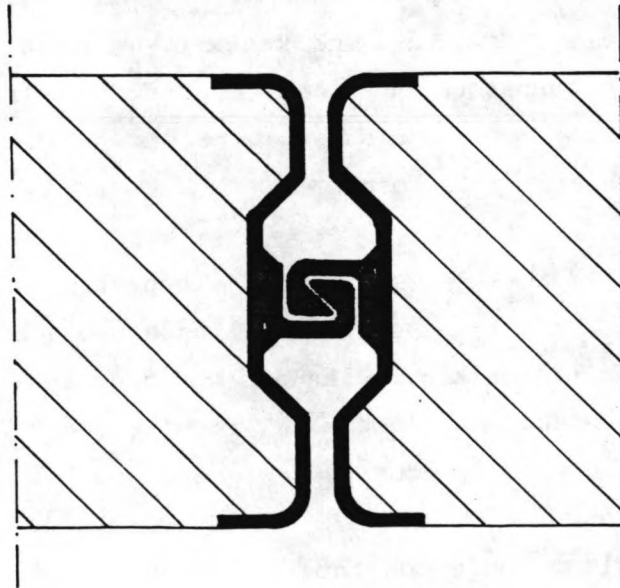
figuur A.23 In de diepwanden opgenomen spuitlansen en zuigbuizen.

Verder is het belangrijk dat de diepwanden goed op elkaar aansluiten en in lijn staan. Hierom is het noodzakelijk om een goede geleiding tussen de elementen te bedenken en de elementen gestafeld (getrapt in groepen van 3 of meer) in te spuiten (zie figuur A.24).

De geleiding tussen de elementen zou kunnen worden verzorgd door een soort damwandslot of iets dergelijks (zie figuur A.25), welke tevens als voegconstructie dient.

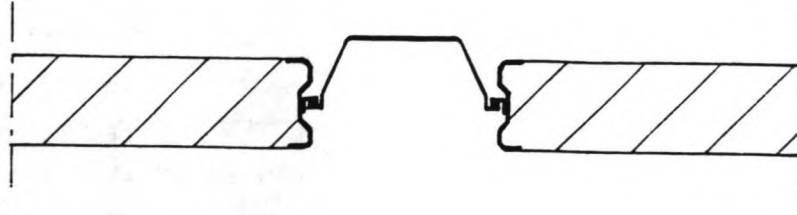


figuur A.24 Gestaffeld inspuiten van de diepwanden.



figuur A.25 Geleiding tussen de elementen d.m.v. een damwandslot.

Als laddernissen kunnen damplanken, die tussen de betonnen elementen worden geplaatst, dienen (zie figuur A.26). Op deze wijze hoeven geen speciale eisen te worden gesteld aan de bekisting van de elementen, welke aansluiten op de laddernissen, zodat alle elementen in principe hetzelfde kunnen worden uitgevoerd.



figuur A.26 Damplanken als laddernissen.

Er wordt van uitgegaan dat de sluishoofden eerst in ruwbouw gereed moeten komen, alvorens de sluiswand-elementen te plaatsen. Het probleem hierbij is de maatvoering. Het zou een zeldzaamheid zijn wanneer de sluishoofden op exact dié afstand van elkaar staan, dat er precies 21 elementen en 5 damplanken tussen passen. Men kan echter wel damplanken voor de aansluiting op de beide sluishoofden gebruiken. Door damplanken van de laagst leverbare staalkwaliteit te gebruiken, zijn deze eenvoudig te heien. De planken passen zich binnen zekere grenzen gemakkelijk aan de beschikbare breedte aan. Ook kan men de breedte van de damplanken eenvoudig aanpassen door deze over de lengte door te snijden en weer op aangepaste breedte vast te lassen. Hiermee is het maatvoeringsprobleem op te lossen.

Het zal duidelijk zijn dat bij toepassing van de eerste methode veel en tamelijk complexe handelingen nodig zijn. Ten eerste moeten de geleidebalken, welke als verloren kunnen worden beschouwd, worden gemaakt. Dan moet een T-vormige sleuf worden gegraven, wat een kostbare en langdurige bezigheid is. Het graven van diepwandsleuven kost ca. $f 100,--/m^2$ sleuf en voor één element is ongeveer $105 m^2$ sleuf nodig. De totale kosten voor de diepwandsleuven bedragen dan ongeveer $f 440.000,--$. Voor het graven van een sleuf voor een diepwandpaneel kan men zeker wel een dag rekenen en omdat de wanden één voor één moeten worden geplaatst, moet continu een kraan aanwezig zijn. Het zal duidelijk zijn dat men niet voor elke gereedgekomen diepwandsleuf de kraan opnieuw kan laten aanrukken. De kraan staat dus voor een groot gedeelte van de tijd werkloos en omdat de huur van een zware kraan een zeer kostbare ($f 4000,--$ tot $f 6000,--$ per dag) aangelegenheid is, gaat er erg veel geld verloren. Dit verlies is wel te verminderen door aan de twee kolkwanden tegelijk te beginnen. De kraan moet dan in het midden van de toekomstige sluisolk staan.

Een volgend probleem is of de wanden van de diepwandsleuf (met name de hoeken van de T) wel voldoende stabiel blijven, zeker wanneer op korte afstand een zware kraan staat.

Dan is het stellen van de wanden nog een probleem, want men kan zich geen sprongen in de wand veroorloven. Er moet dus een vijzelconstructie worden ontworpen, welke zowel in het verticale als het horizontale vlak kan worden versteld.

Kortom, deze oplossing is te moeilijk, te langdurig en te duur in toepassing.

Bij toepassing van de tweede methode zijn alle handelingen teruggebracht tot twee min of meer "routinematige" handelingen, namelijk het inspuiten van de wanden en het injecteren van de grond. Omdat routine bij elementenbouw zeer belangrijk is, is dit zeker een voordeel.

Het injecteren van grond mag geen problemen opleveren, maar het inspuiten van de wanden is moeilijker. Dit moet namelijk zeer gelijkmatig gebeuren, zodat de geleideconstructie tussen de wanden (damwandslot?) niet klem loopt. Als bijvoorbeeld een slot vast loopt en de diepwand gaat voor een deel hangen aan het slot, is het de vraag of dit sterk genoeg is en niet ontoelaatbaar gaat vervormen. Het is dus zeker zaak na te gaan in hoeverre aannemers gecontroleerd kunnen inspuiten en verder is het belangrijk een zodanige geleideconstructie te ontwerpen welke zowel sterk als betaalbaar is.

De verwachting is wel dat het inspuiten van de elementen veel sneller zal gaan dan het ingraven bij methode 1, zodat efficiënter gebruik van de kraan kan worden gemaakt.

De conclusie is dat het zeker de moeite waard is de methode van het inspuiten nader te onderzoeken. Is het mogelijk om de diepwanden in te spuiten, dan kan veel op tijd en geld worden bespaard. Een en ander zal echter afhangen van de mogelijkheden van de aannemers, welke het werk zouden moeten uitvoeren.

A.3.4.2. De meningen van ter zake kundigen

Nu de vorderingen zodanig zijn dat er een duidelijk beeld is ontstaan hoe de gekozen constructie er uit komt te zien, hoe de op de constructie werkende krachten een evenwichtssysteem vormen en hoe de constructie zou moeten worden uitgevoerd, wordt het tijd naar de meningen van deskundigen te informeren. Het betreft namelijk een volledig nieuwe bouwwijze, waaraan nogal wat haken en ogen zitten, voornamelijk op uitvoeringstechnisch gebied. De uitvoerbaarheid hangt volledig af van de mogelijkheden van de aannemers. Daarom zijn drie grote aannemers geconsulteerd. De verslagen van de gesprekken zijn weergegeven in bijlage 5.

A.3.4.3. Beoordeling van de gesprekken met de aannemers

Gesprek met ir. J.J. van Bijsterveld (Ballast-Nedam): De heer Van Bijsterveld ziet het gebruik van het damwandslot als geleidemiddel niet zo zitten, omdat de verwachte wrijving in het slot te groot is. Dit is een punt waar de schrijver dezes ook steeds grote twijfels over heeft gehad.

Echter, zonder geleideconstructie levert het inspuiten van de diepwand elementen grote problemen op voor het punt van de maatvoering: hoe zijn de elementen netjes op hun plaats te krijgen? De heer Van Bijsterveld stelde voor dit op te lossen met behulp van groutankers naast de diepwand, waaraan een vizel is bevestigd die de diepwand gecontroleerd naar beneden drukt. Dit lijkt echter een kostbare oplossing.

Het voorstel om aan de zijkanten van de vlakken bentoniet te injecteren om de glijweerstand te verlagen lijkt een goede suggestie, alhoewel deze bentoniet niet kan worden teruggewonnen voor hergebruik. Hierdoor wordt het bentonietverbruik hoog, wat ongunstig op de kosten werkt.

De opblaasbare voegverbinding van Bachy ("le joint gonflable") die hij voorstelt lijkt een zeer goede oplossing voor losse elementen zoals het hier betreft. Documentatie van voegprofielen van Bachy is in bijlage 6 opgenomen.

Zonder er aan gerekend te hebben lijkt het hier niet rendabel om

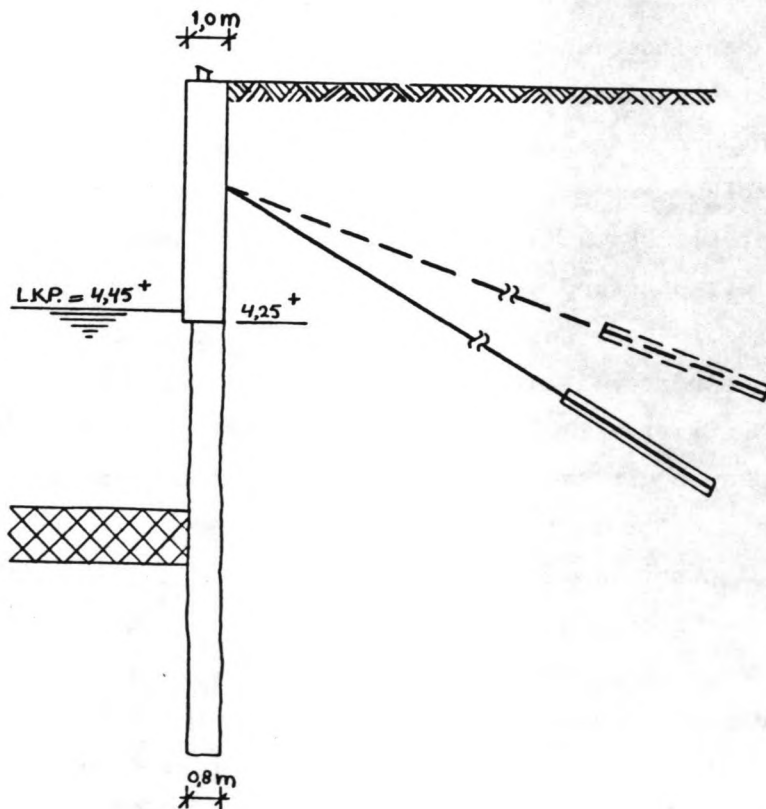
een gewapende onderwaterbeton sluisvloer toe te passen. De bepaalde dikte van de ongewapende sluisvloer bedraagt 1,25 m. Indien de vloer zou worden gewapend kan er misschien 0,50 m af. Het is niet raadzaam de vloer dunner te maken dan 0,75 m. Het verschil van 0,50 m lijkt niet op te wegen tegen het aanbrengen van wapening welke ook nog eens door duikers op de ligging moet worden gecontroleerd. Het valt een beetje buiten het kader van dit rapport om een uitgebreide beschouwing hiervan te geven en ook de tijd ontbreekt. Vandaar dat hier verder niet op wordt ingegaan.

De aangegeven oplossing van de vlakke wand met groutankers lijkt een mooie en eenvoudige oplossing. Wanneer men de grondwaterstand onder geen enkel beding verder mag verlagen dan tot NAP + 5,50 m, zal men inderdaad genoodzaakt zijn prefab diepwandpanelen voor het onderste gedeelte van de kolkwand toe te passen, teneinde voor het zichtbare gedeelte van de kolkwand een vlak oppervlak te krijgen.

Indien men echter methoden kan vinden om de grondwaterstand plaatselijk verder te verlagen tot ongeveer NAP + 3,00 m, zonder dat dit de grondwaterstand in de omgeving nadelig beïnvloedt (bijvoorbeeld door het toepassen van retourbemaling), dan is het mogelijk een normale in de grond gevormde diepwand toe te passen. Een in de grond gevormde diepwand komt qua kosten ca. f 150,--/m² goedkoper uit dan zijn prefab concurrent. Door de kop van de diepwand niet boven het niveau NAP + 4,25 m te laten uitkomen, blijft de diepwand ook bij de laagste kolkwaterstand (NAP + 4,45 m) aan het zicht onttrokken. Bovenop de diepwand kan het vlakke zichtbare deel van de kolkwand, waarin ook de haalkommen en laddernissen worden opgenomen, worden gestort. Door de diepwand ten opzichte van het opgestorte deel ca. 0,20 m in te laten springen, kan er voor worden gezorgd dat ook de scheepvaart geen last ondervindt van eventuele uitstulpingen in het oppervlak van de in de grond vervaardigde diepwand (zie figuur A.27).

Om de stijve wand goed te verankeren is wel het gebruik van groutankers of schoorpalen nodig, en hier ligt gelijk het probleem voor toepassing bij Sluis Schijndel. De sluis wordt namelijk half in het bestaande kanaal gebouwd en het bouwterrein wordt van het kanaal gescheiden door middel van een damwand (zie bijlage 7). Misschien is dit tijdens het gesprek onvoldoende tot uitdrukking gebracht. Door de aanwezigheid van de kanaalscheidingsdamwand is het niet goed mogelijk de noordelijke kolkwand met behulp van

groutankers te fixeren, tenzij de ankers onder een grote helling worden aangebracht. De effectiviteit van de ankers gaat dan echter wel sterk achteruit. Een andere oplossing is om de kolkwand te fixeren met behulp van schoorpalen. Met name M.V.-palen zouden door hun grote draagvermogen voor deze functie bijzonder geschikt zijn. Om enig effect te krijgen moeten de palen dan wel met een grote schoorstand worden geheid (1:1 of 1,2:1). Een dergelijke schoorstand zal in combinatie met de harde grond grote moeilijkheden bij het heien geven en het is nog maar zeer de vraag of het mogelijk is de palen zo de grond in te krijgen.



figuur A.27 Vlakke kolkwand, bestaande uit een in de grond vervaardigde diepwand en een daarop in het werk gestorte vlakke wand.

Een andere mogelijkheid zou kunnen zijn om de noordelijke kolkwand met behulp van ankerstaven te verankeren aan de kanaalscheidingsdamwand. Er wordt dan een soort kistdam gecreëerd. Er bestaat dan wel de kans dat de horizontale verplaatsingen van de wand te groot worden.

Om een indruk te krijgen van de te verwachten ankerkrachten is een eenvoudige computerberekening uitgevoerd (niet weergegeven in deel B), waarbij moet worden aangetekend dat er geen optimalisaties betreffende de lengte en de dikte van de diepwand en het niveau waarop de ankers zijn aangebracht, zijn uitgevoerd. Er zijn slechts aannemelijk goede waarden gekozen. Deze zijn:

- de totale hoogte van de kolkwand, van de rand van de kolkwand tot aan de voet van de diepwand bedraagt 16 m. Het niveau van de voet van de diepwand is dan NAP - 5,85 m;
- de dikte van de diepwand is 0,80 m;
- de wapeningspercentages aan de dag- en de grondzijde van de diepwand bedragen beide 0,3% (\emptyset 20 - 150 mm);
- de ankers zijn bevestigd op NAP + 6,65 m, 3,5 m beneden het maaiveld.

Wanneer met deze gegevens een berekening wordt uitgevoerd, waarbij tevens een bovenbelasting van 10 kN/m^2 en een over 5 m breedte gespreide bolderkracht van 200 kN in rekening wordt gebracht, zijn horizontale ankerkrachten te verwachten in de orde van grootte van 360 kN/m^1 wand.

Vermeld kan nog worden dat in de zeehaven van Le Havre (Frankrijk) volgens hetzelfde principe een 750 m lange kademuur is gebouwd, welke een kerende hoogte heeft van 18 m! De diepwand heeft hier een dikte van 1,20 m, en de voet reikt tot 23,50 m beneden het maaiveld. De verankering bestaat uit 623 permanente groutankers met een capaciteit van 90 ton.

Indien men een dergelijke wand als kolkwand of kademuur wil toepassen, zal men wel permanente ankers als definitieve verankering moeten aanvaarden, en hier ligt nu juist het struikelblok. Bij Rijkswaterstaat is men enigszins terughoudend over het "permanente" karakter van deze ankers. De ankers heten corrosievrij te zijn, maar kan ook worden gegarandeerd dat ze na 50 jaar dienst nog even betrouwbaar zijn? Dit type anker bestaat heden ongeveer 20 jaar en de ervaringen zijn tot nu toe over het algemeen positief.

Omdat een dergelijk type kolkwand niets met prefabricage heeft te maken, zou het te ver voeren hier verder op door te gaan. Er zou te veel van de doelstelling van het rapport worden afgeweken.

Gesprek met ir. E.J. Huiden (Nederhorst Grondtechniek): Evenals ir. Van Bijsterveld is deze geen voorstander van de slotverbinding met het damwandslot.

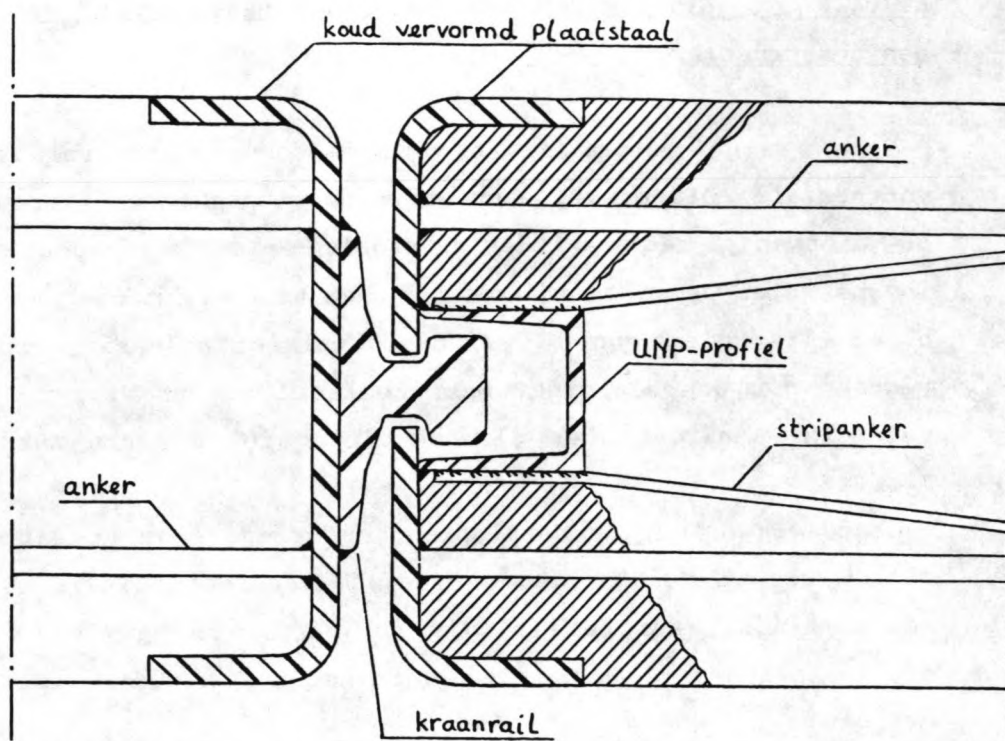
De door hem geopperde graafinrichting met behulp van de schoepketting lijkt niet erg reëel. Er zijn onoplosbare problemen ter plaatse van de voorwand van de diepwand (in de voeg van de al staande diepwand en de in te graven diepwand kan geen ketting lopen) en ter plaatse van de aansluiting van de achterwand aan de voorwand (de twee kettingen zouden elkaar hier moeten kruisen). Deze problemen werden tijdens het gesprek al onderkend. De oplossing was dan ook meer een gedachtenspinsel.

De argumentatie die hij geeft om de elementen niet te staffelen is overtuigend. De oplossing die hij geeft om de elementen te geleiden (een stevig stalen geleideraam, bevestigd aan een rupskraan) zou een goede oplossing kunnen zijn, maar levert ondergronds toch problemen op. Dit stalen geleideraam kan namelijk alleen bovengronds aanwezig zijn. Zodra het diepwand-element dieper in de grond zakt, wordt hierdoor de geleiding steeds minder. Bovendien moet door het verwachte waterballet en de daardoor veroorzaakte verweking van de grond toch worden getwijfeld aan de plaatsvastheid van de rupskraan.

Omdat de spuitlansen $\pm 0,5$ m van elkaar moeten worden geplaatst en op elke spuitlans apart een waterpomp moet worden aangesloten, zijn er nogal wat pompen nodig (ca. 24!). Het onafhankelijk bedienen van deze pompen zal niet eenvoudig zijn.

Gesprek met ing. P.W. Suijs en ing. H.C. Epskamp (Volker-Stevin): De twijfels van de heer Suijs om de grondwaterstand met een meter te verlagen lijken niet geheel gegrond. Het moet zeker mogelijk zijn de grondwaterstand te verlagen tot NAP + 5,50 m.

Ook deze heren zijn tegen de damwandslotverbinding. Het idee van de kraanrailverbinding dat zij voorstelden was al eerder gerezen, maar om de volgende reden verworpen: het kraanrailprofiel zelf is bijzonder sterk, maar de contra van de verbinding (zie figuur A.28) is de zwakke schakel. Wanneer de verbinding gaat wrikken zal het beton van één van de gearceerde hoeken in de figuur zeker afscheuren. De gehele diepwand moet dan als verloren worden beschouwd. Er is wel wat aan te doen door wapening aan de hoekbeschermingsprofielen vast te lassen, maar het geheel komt dan zo



figuur A.28 Voegverbinding, uitgevoerd met een kraanrailprofiel.

vol met wapening te zitten dat er bijna geen beton meer tussen kan.

Een andere mogelijkheid is de contra geheel van staal te maken (dus inclusief de zwakke hoeken), maar dit is onbetaalbaar.

De opmerking over het te creëren waterballet zal zeker grond van waarheid hebben, zodat de begaanbaarheid van het terrein slecht is.

Dat de grout zich bij het injecteren van de ondergrond niet mooi gelijkmatig zal verspreiden zal ook waar zijn, maar dit is ook niet helemaal nodig. De diepwand is een monoliete constructie die, ook wanneer hij niet geheel gelijkmatig is ondersteund, toch wel voldoende ondersteuning kan vinden.

De opmerking dat de spuitmonden direkt zullen dichtslaan wanneer wordt gestopt met spuiten, is het zeker waard te onthouden. Het is echter mogelijk een soort ventiel op de spuitmonden te plaatsen, waardoor verstopping wordt voorkomen.

A.3.4.4. Conclusies ten aanzien van de haalbaarheid van de gekozen constructie

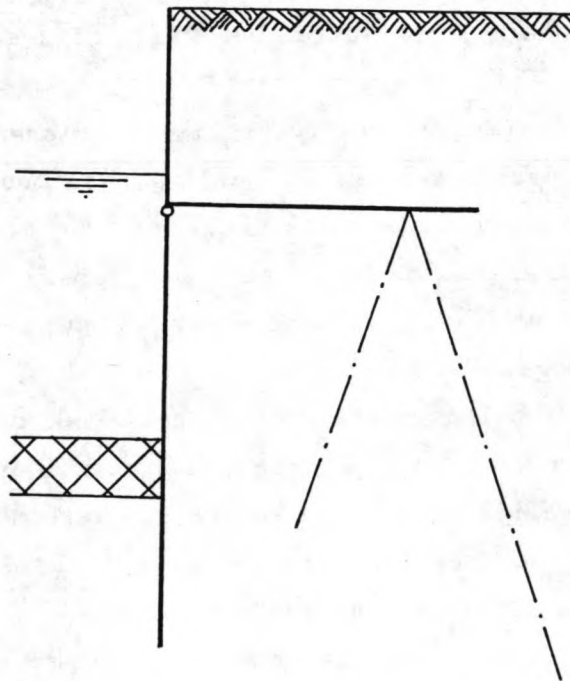
Geen van de aannemers was voor de damwandslotverbinding zoals voorgesteld. Dit maakt, wanneer wordt uitgegaan van inspuiten van de diepwand, het maatvoeringsprobleem tot een echt obstakel. Tevens wordt de voegverbinding en het aanbrengen daarvan een probleem. Ir. Huiden van N.G.T. heeft wel een oplossing proberen te vinden voor de geleiding, maar zoals al eerder vermeld wordt de geleiding, naarmate het element dieper in de grond zakt, steeds minder.

Gaandeweg dringt de conclusie zich steeds meer op dat de ingeslagen weg van de T-vormige diepwand doodlopend is. Misschien is het mogelijk, maar de risico's zijn groot en het levert te veel problemen op welke de uiteindelijke bouwkosten flink omhoog zullen drijven.

A.4. Onderzoek naar de haalbaarheid van de hoog gefundeerde L-muur met vlakke diepwand en paalfundering als onderbouw

A.4.1. Beschrijving van de constructie - uitgangspunten

Het tweede in hoofdstuk A.2.8.3 gekozen alternatief betreft kolkwanden, welke zijn opgebouwd uit geprefabriceerde hooggefundeerde L-muur elementen en vlakke geprefabriceerde diepwanden. De L-muur elementen zijn aan de kolkzijde gefundeerd op de diepwanden, aan de achterzijde op een juk van palen. De diepwand-elementen zijn gestempeld tegen de betonnen sluisvloer. Een constructieschema is weergegeven in figuur A.29.



figuur A.29 Constructieschema van de L-muur, gefundeerd op een vlakke prefab diepwand en palen.

Een aantal problemen, welke zich voordeden bij de in hoofdstuk A.3 beschreven constructie, komen bij dit alternatief niet, of in mindere mate voor.

Een probleem van de in hoofdstuk A.3 beschreven gewichtsconstructie was de grote lengte van de ontlastplaat. Dit maakt de L-muur en de diepwand niet alleen zwaar, maar ook tamelijk onhan-

delbaar. De grote lengte van de ontlastplaat was echter wel noodzakelijk om de constructie voldoende stabiel te maken. Door nu gebruik te maken van een combinatie van druk- en trekpalen, kan de L-muur een stuk korter worden gemaakt.

Ook bleek uit reacties van mensen van Rijkswaterstaat dat men een kolkwand met een dikte van 0,30 m te dun vindt. Zij vinden 0,50 m de minimale dikte. Doordat nu door de kortere ontlastplaat op gewicht wordt bespaard, is het mogelijk de kolkwand dikker te maken zonder dat dit de constructie ontoelaatbaar zwaar maakt.

Het inspuiten van de T-vormige diepwanden bij het vorige alternatief zou in de praktijk te veel problemen opleveren. Aan de andere kant zou het graven van een T-vormige, door bentoniet opengehouden sleuf een te tijdrovende en kostbare zaak worden. Het graven van een sleuf voor vlakke elementen gaat veel sneller, zodat veel efficiënter gebruik kan worden gemaakt van de graafwerktuigen en daarmee ook van de benodigde hijswerktuigen.

De stabiliteit van de constructie is in belangrijke mate afhankelijk van de paalfundering. De helling, waaronder de palen zijn geheid, is hierbij van essentieel belang.

Met het plaatsen van de palen moet met verscheidene zaken rekening worden gehouden. In de eerste plaats zal men de palen onder een zo groot mogelijke schoorstand willen heien, teneinde er voor te zorgen dat de palen zo effectief mogelijk de horizontale belasting kunnen opnemen. Een erg grote schoorstand van de drukpalen is echter niet mogelijk omdat de diepwand dit verhindert. Om dezelfde reden moet bij de trekpalen van de noordelijke kolkwand rekening worden gehouden met de kanaalscheidingswand.

Daarnaast moet men rekening houden met de maximale schoorstand waarmee de heistellingen kunnen werken. Door de aanwezigheid van het kanaal zullen de drukpalen van de noordelijke kolkwand "achteruit" moeten worden geheid. Dit geeft, in verband met de stabiliteit van de heistelling, beperkingen aan de maximaal haalbare schoorstand. Een helling van 4:1 is altijd wel haalbaar, maar, omdat het hier korte palen betreft (de draagkrachtige laag is op geringe diepte onder het maaiveld aanwezig), is 3:1 ook mogelijk. De laatst genoemde schoorstand voldoet ook uitstekend voor de trekpalen.

Men zal er voor moeten zorgen dat de drukpalen een behoorlijke

afstand (3 à 4 maal de paaldiameter) van de diepwanden verwijderd blijven, teneinde te voorkomen dat het gebied van grondopspanning rond de paalpunten geen negatieve invloed op de diepwanden kan uitoefenen.

Enkele voor de bouwmethode essentiële constructiedetails

De mogelijkheid tot (gedeeltelijke) prefabricage van kunstwerken is vaak in grote mate afhankelijk van bepaalde constructiedetails. Het zijn juist deze details, welke assemblage van de prefab-elementen wel of niet mogelijk maken. Daarom is het belangrijk deze details globaal te behandelen, voordat de bouwmethode op zijn haalbaarheid wordt getoetst. De realisering van de details zal in hoofdstuk A.4.3 (Uitvoerings-aspecten - details) nader worden beschouwd.

Er wordt van uitgegaan dat de diepwand-elementen, als boven beschreven, in een met behulp van bentoniet gegraven sleuf worden afgehangen. Probleem hierbij is dat men de elementen wel aan de bovenzijde precies in lijn kan stellen, maar het is helemaal niet zeker dat de elementen aan ook de onderzijde gelijk hangen. Kortom, zonder hulpconstructie zijn verspringingen in de wanden mogelijk. Ook de breedte van de verticale voegen tussen de elementen zou niet constant zijn.

Wanneer men de diepwandpanelen aan de onderzijde aan één zijde voorziet van twee opleghaken en aan de andere zijde van een ophangstaaf, zoals deze zijn aangegeven op bijlage 8, is een koppeling van de elementen op grote diepte mogelijk. Tijdens het afhangen van een diepwandpaneel omklemmen de twee opleghaken het vorig afgehangen element. Verspringingen in de wand zijn dus niet mogelijk. Wanneer het element eenmaal op diepte is gekomen komen de opleghaken zodanig op de ophangstaaf van het buurelement te liggen, dat de breedte van de verticale voeg een van te voren bepaalde constante breedte krijgt.

Uit het constructieschema (figuur A.29) valt reeds op te maken dat de diepwanden op buiging worden belast. De L-muur elementen gedragen zich echter zeer stijf. Ook moet bij deze constructie

rekening worden gehouden met zettingen van de palen (later te bespreken). Ten gevolge van deze zettingen zullen de kolkwanden een geringe kolkinwaartse verplaatsing ondergaan. In hoofdstuk B.4.2 wordt hier nog uitvoerig op ingegaan. Door deze horizontale verplaatsing van de elementen zal de bovenzijde van de diepwanden een kleine hoekverdraaiing ten opzichte van de L-wanden ondergaan. Het zou dus onverstandig (en overbodig) zijn om de koppeling tussen de L-muur en de diepwand buigstijf uit te voeren. Een scharnieroplegging zou hier uitstekend voldoen. Eisen welke aan een dergelijke oplegging kunnen worden gesteld zijn:

- de verbinding moet grote normaal-drukkrachten kunnen opnemen;
- de verbinding moet grote dwarskrachten kunnen opnemen;
- de verbinding mag geen moment kunnen opnemen;
- de verbinding moet redelijk waterdicht zijn (voegfunctie);
- de verbinding moet volledig grondkerend zijn (voegfunctie);
- de verbinding moet een eenvoudige assemblage van de elementen mogelijk maken;
- de verbinding moet een strakke maatvoering mogelijk maken;
- de verbinding moet duurzaam zijn.

Na enig zoeken is een oplegging met kraanrail en UNP-profiel gevonden, zoals afgebeeld op bijlage 8. Voor dit detail worden eerst kraanrails over de volle lengte van de kolkmoten op de diepwanden gemonteerd. Op deze wijze geven de kraanrails ook aan de bovenzijde van de diepwandpanelen een goede verbinding tussen de elementen. De assemblage van de L-muur elementen is bij deze oplegging wel zeer eenvoudig.

Een volgend probleem wordt gevormd door de verbinding tussen de palen en de L-muur elementen. Eisen welke aan een dergelijke verbinding kunnen worden gesteld zijn:

- de verbinding moet grote druk- en trekkrachten kunnen opnemen;
- de verbinding moet dwarskrachten kunnen opnemen;
- de verbinding moet een eenvoudige assemblage van de elementen mogelijk maken;
- de verbinding moet een strakke maatvoering mogelijk maken;
- de verbinding moet duurzaam zijn.

Er zijn in principe twee mogelijkheden om de verbinding tot stand te brengen:

- 1 - de palen heien, sparingen in de ontlastplaat van de L-muur elementen opnemen, de elementen met de sparingen over de paalkoppen laten zakken en de sparingen met krimparme mortel opvullen;
- 2 - de palen heien, betonnen kespen over de paalkoppen maken en de L-muur elementen op de kespen leggen.

ad. 1: Wanneer palen worden geheid, moet er rekening mee worden gehouden dat de palen niet precies op de bedoelde plaats komen te staan. Er moet dus een zekere tolerantie in het horizontale vlak bestaan. Dit betekent dat de benodigde sparingen in de ontlastplaat van de L-muur elementen vrij royaal van afmeting moeten zijn. Dit is niet ideaal.

Een volgend probleem is dat de L-muur elementen aan de achterzijde in hoogte moeten kunnen worden gesteld, teneinde de kolkwand verticaal en in één vlak te kunnen realiseren. Het stellen van de zware elementen zal zeker een probleem zijn.

Het laatste probleem is dat in de relatief dunne ontlastplaat van de elementen ter plaatse van de palen grote afschuifkrachten zijn te verwachten. De platen zullen dus ter plaatse van de paalkoppen moeten worden verdikt, teneinde pons te voorkomen.

Kortom, deze methode is te bewerkelijk, levert bij de assemblage van de elementen te veel problemen op en is in de praktijk te duur.

ad. 2: Wanneer men de palen heit met de koppen beneden het niveau onderkant ontlastplaat, dan kan over de paalkoppen een betonnen kesp maken. Door de kesp vrij royale afmetingen te geven, is men niet gehinderd door palen welke niet goed in lijn staan. Men kan de bovenkant van de kesp op precies dié hoogte afstrijken, dat de L-muur elementen op de goede hoogte komen te liggen.

Doordat de uit de palen voortkomende krachten door de kesp worden verdeeld, wordt de ontlastplaat van de L-muur elementen niet extra zwaar belast (geen kans op pons). In tegendeel, de kesp zorgt aan de vrij uitkragende achterzijde van de ^{ontlastplaat} ∇ voor extra ondersteuning. Voor dit alternatief wordt dan ook gekozen.

Wat de laddernissen betreft, lijkt het nog steeds een goede oplossing hier damplanken voor te gebruiken. Men hoeft dan geen speciale voorzieningen aan de bekisting van de prefab elementen te

treffen, zodat men zo veel mogelijk eenheids-elementen kan gebruiken. Het enige wat men hoeft te doen is een damwandslot aan de betonnen elementen te bevestigen. Met de damplanken is tevens het maatvoeringsprobleem opgelost. Dit is reeds in hoofdstuk A.3.4.1 beschreven. Wanneer men de kolk (lang 105 m) in 4 moten met een totaal van 21 kolkwand-elementen opdeelt en men past tussen de kolkmoten onderling en tussen de kolkmoten en de sluishoofden een laddernisdamplank toe (overeenkomstig de overzichtstekening, bijlage 7), dan moeten de kolkwand-elementen 4,85 m h.o.h. worden geplaatst.

Resumerend:

- De kolkwandconstructie bestaat uit ^{uit} geprefabriceerde L-muur elementen, met achterschot, welke worden gefundeerd op vlakke prefab diepwanden en palen.
- De ontlastplaat kan door het gebruik van palen korter worden dan bij het in hoofdstuk A.3 beschreven alternatief.
- De kolkwand (L-muur elementen én diepwand-elementen) wordt dikker: 0,50 m.
- De diepwandpanelen worden in een met behulp van bentoniet gegraven sleuf afgehangen.
- Zowel de druk- als de trekpalen worden onder een helling 3:1 geheid. De paalpunten van de drukpalen moeten minimaal 3 à 4 maal de paaldiameter van de diepwanden verwijderd blijven.
- De geleiding en koppeling aan de onderzijde van de diepwand-elementen wordt verzorgd door opleghaken, zoals aangegeven op bijlage 8.
- De koppeling van de diepwand-elementen en de L-muur elementen wordt verzorgd door een kraanrail en UNP-profiel, zoals in detail aangegeven op bijlage 8. De kraanrail verzorgt bovendien de koppeling van de diepwandpanelen onderling aan de bovenzijde.
- Over de paalkoppen wordt een gewapend betonnen kesp gemaakt. De L-muur elementen worden aan de achterzijde op deze kesp gelegd.
- Voor de laddernissen worden in te heien damplanken gebruikt, zoals aangegeven op de bijlagen 7 en 8 en zoals reeds beschreven in hoofdstuk A.3.4.1.

✓

A.4.2. Ruwe controle van de stabiliteit van de constructie

Voordat de constructie wordt gedimensioneerd is het van belang te controleren of deze voldoende stabiel blijft. De lengte van de diepwandpanelen moet in orde van grootte worden bepaald. Eveneens moeten de paalreacties in orde van grootte worden bepaald om te controleren of deze niet buitensporig groot zijn en er wellicht twee paalrijen noodzakelijk zijn.

Voor de bepaling van de lengte van de diepwand is de bouwfase, wanneer de kolk wel is ontgraven, maar de sluisvloer nog niet gestort, maatgevend. In dit stadium is aan één zijde van de diepwand gronddruk aanwezig, terwijl de diepwand aan de onderzijde nog niet wordt gestempeld door de sluisvloer. De diepwand mag nu met een veiligheid 1,5 niet onderuit gaan. In deel B is berekend dat de vereiste veiligheid met een 10 m lange diepwand wordt bereikt. De diepwand-elementen krijgen nu een gewicht: $10 \times 4,84 \times 0,5 \times 2,4 = 58$ ton. Dit is een goed hijsbaar gewicht.

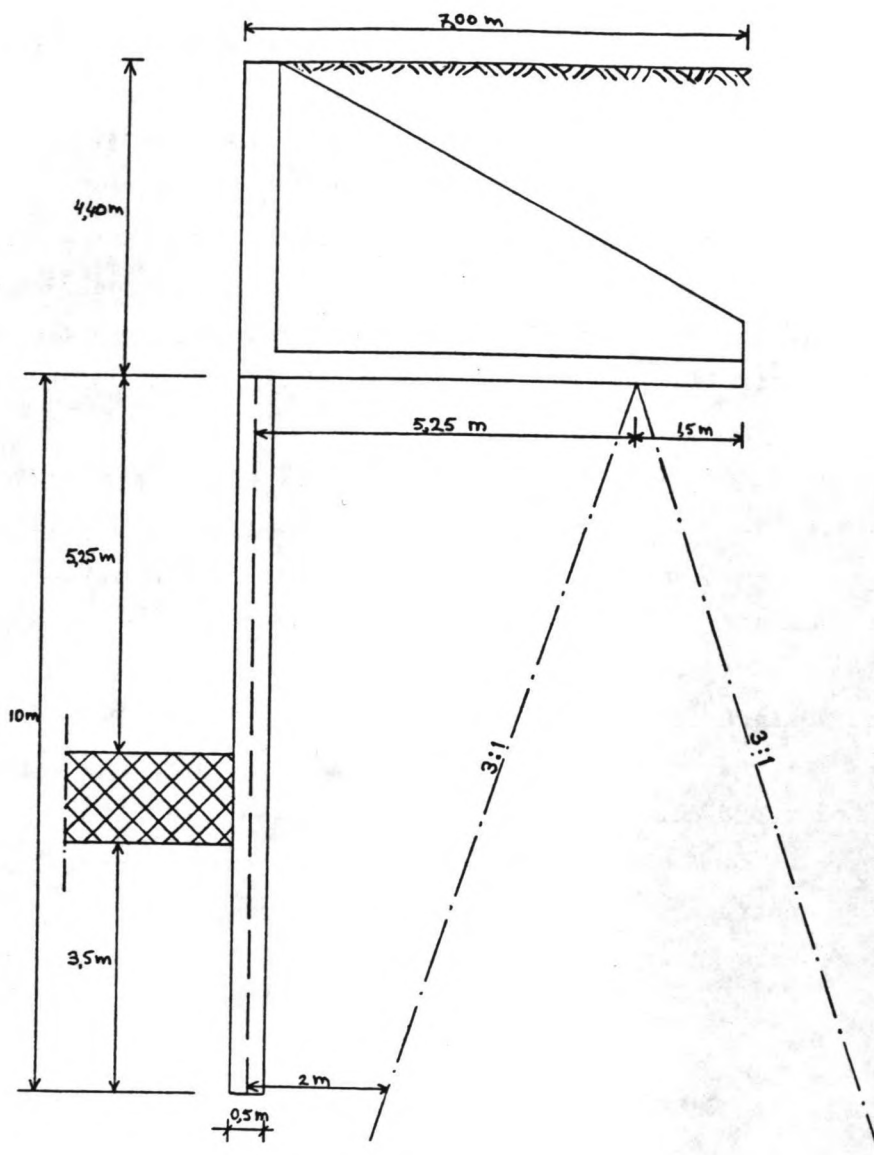
De constructie krijgt nu in dwarsdoorsnede schematisch de afmetingen als in figuur A.30 aangegeven.

De op de fundering werkende belastingen

De verticale belasting van de constructie, afkomstig van de L-muur en de daarop aanwezige grond en eventuele mobiele bovenbelasting, moet voor een deel door de paalfundering, en voor het overige door de diepwand worden opgenomen. De tegen de constructie werkende horizontale belasting zal voornamelijk door de palen worden opgenomen. Een kleiner deel van de laatst genoemde belasting zal door de stijve diepwand worden opgenomen.

In deel B is berekend dat de L-wanden, en daarmee ook de kop van de diepwanden, onder de maximaal verwachte belasting een horizontale kolkinwaartse verplaatsing van 15 mm kunnen ondergaan. Dit is het gevolg van de zetting van de palen, welke altijd optreedt. Het is dus iets waarmee rekening moet worden gehouden.

Omdat de diepwand door de sluisvloer wordt gestempeld, zal deze buigen en zo door zijn grote stijfheid een deel van de horizontale belasting voor zijn rekening nemen. Een belangrijk aandeel van de



figuur A.30 De kolkconstructie in dwarsdoorsnede.

belasting op de paalfundering komt voort uit de horizontale belasting, zodat de paalfundering gedeeltelijk wordt ontlast.

Reeds in het begin van deze paragraaf werd vermeld dat de belastingen op de palen afkomstig zijn van de L-muur en de daarop aanwezige grond en eventuele bovenbelasting, benevens de horizontale, tegen de kolkwand werkende gronddruk. Doch, dit is niet helemaal volledig. Wat is het geval?

Tussen de niveaus NAP + 5,75 m en NAP - 0,25 m bevindt zich een betrekkelijk slap grondpakket. Wanneer later hierop een grondaanvulling van een 4,40 m dikke laag zand plaatsvindt, zal het slappe

grondpakket gaan consolideren. De grond zal ten dele op de trekpalen komen te rusten. Hierdoor zullen momenten en dwarskrachten in de trekpalen worden geïntroduceerd. In deel B is hier uitvoerig op ingegaan.

De in deel B bepaalde inklemmingsmomenten (ter plaatse van de aansluiting van de paalkop op de kesp), maximum veldmomenten (tussen 5,75⁺ en 0,25⁻) en maximum dwarskrachten (ter plaatse van de paalkop) in de trekpalen, bij verschillende grondwaterstanden zijn weergegeven in tabel A.5

	g.w.s.= 5,75 ⁺	g.w.s.= 6,50 ⁺	g.w.s.= 7,50 ⁺
inklemmingsmoment (kNm)	171	162	143
maximum veldmoment (kNm)	166	157	138
maximum dwarskracht (kN)	145	137	121

tabel A.5 Maximum in de trekpalen optredende momenten en dwarskrachten, bij verschillende grondwaterstanden.

Het is met name de dwarskracht in de paalkoppen van de trekpalen (oplegkracht F in figuur B.33), welke de uiteindelijke paalreacties vrij aanzienlijk beïnvloedt.

Nu alle op de constructie werkende krachten bekend zijn, kunnen de paalreacties worden bepaald. Om een indruk van de grootte van de paalkrachten te krijgen is in deel B een handberekening uitgevoerd. Uitgangspunten bij deze handberekening zijn:

- de druk- en trekpalen worden om en om worden geplaatst;
- zowel de druk- als de trekpalen worden h.o.h. 2,50 m geheid. Een L-muur element wordt dus gefundeerd door gemiddeld twee drukpalen en twee trekpalen;
- de op de fundering werkende belastingen, voor de breedte van één element, zijn weergegeven in tabel B.11. De in deze tabel genoemde grootheden hebben betrekking op figuur B.33.

Volgens de handberekening moet voor de drukpalen rekening worden gehouden met een belasting van 1450 kN bij een bolderbelasting van

200 kN en 1300 kN zonder bolderbelasting. Voor de trekpalen moet rekening worden gehouden met een trekbelasting van 500 kN bij een bolderbelasting van 200 kN en 350 kN zonder bolderbelasting.

De gevonden verticale ontwerpbelasting op de diepwand bedraagt 252 kN/m^1 , bij een grondwaterstand van NAP + 5,75 m.

Bij de handberekening zijn bolderkrachten, welke op één L-muur element worden uitgeoefend, opgenomen door de palen onder dit prefab element. In werkelijkheid zal echter een belastingspreiding over de buigstijve kesp optreden. Daarom zal later, wanneer de fundering moet worden gedimensioneerd, de handberekening nog eens met een computerberekening moeten worden overgedaan, waarbij ook belastingspreiding over de buigstijve kesp kan worden meegenomen.

De draagkracht van de grond onder de diepwand

In deel B is berekend dat, wanneer de diepwandsleuf tot NAP - 4,75 m wordt ontgraven, de diepwand ruim voldoende draagkracht kan leveren.

Slechts voor de korte kolkmoet nabij het benedenhoofd wordt geadviseerd de sleuf verder te ontgraven tot het niveau NAP - 6,00 m. Dit is noodzakelijk omdat nabij het benedenhoofd een dun kleilaagje aanwezig is op niveau NAP - 5,50 m. Wanneer men de diepwandsleuf graaft tot 6,00 m, wordt dit kleilaagje verwijderd en behoeft men zich geen enkele zorgen te maken over ontoelaatbare zettingen van de kolkwand.

Resumerend:

In deze paragraaf is bepaald dat de diepwand-elementen een lengte van 10 m moeten krijgen. Met een breedte van 4,84 m en een dikte van 0,50 m krijgen de elementen een gewicht van 58 ton. Hoewel zwaar, is dit een goed hijsbaar gewicht.

De kolkwand constructie zal ten gevolge van zettingen van de palen een kolkinwaartse verplaatsing van ca. 15 mm ondergaan.

Ten gevolge van horizontale gronddruk zijn in de trekpalen aanzienlijke momenten en dwarskrachten te verwachten:



- maximum in de trekpalen optredend moment: 171 kNm;
- maximum in de trekpalen optredende dwarskracht: 145 kN.

Wanneer de druk- en de trekpalen om en om worden geplaatst en zowel de druk- als de trekpalen h.o.h. 2,50 m worden geheid, zijn de volgens de handberekening verwachte paalbelastingen als volgt:

- drukpalen: - 1450 kN bij aanwezigheid van een bolderkracht van 200 kN;
 - 1300 kN bij afwezigheid van de bolderkracht;
- trekpalen: - 500 kN bij aanwezigheid van een bolderkracht van 200 kN;
 - 350 kN bij afwezigheid van de bolderkracht;

De verwachte paalbelastingen zijn van dien aard, dat met één rij van druk- en trekpalen kan worden volstaan. Wel zal bij de dimensionering van de fundering de handberekening nog eens met de computer moeten worden overgedaan, omdat door de buigstijve kesp belastingsspreiding over meerdere palen wordt verwacht.

Uit controle-berekeningen is gebleken dat de draagkracht van de grond onder de diepwanden voldoende is om de verticale belasting van de diepwanden te weerstaan.

A.4.3. Uitvoerings-aspecten - details

Tot nu toe is weinig aandacht besteed aan uitvoerings-aspecten tijdens de bouw. In dit hoofdstuk zal op een aantal punten nader worden ingegaan. Voor de geïnteresseerde lezer is in bijlage 13 een bestek opgenomen, volgens welke het werk zou moeten worden uitgevoerd. In dit bestek zijn de constructie en de uitvoerings-aspecten tot in detail behandeld.

Er wordt van uitgegaan dat de elementen ofwel in een gespecialiseerde betonfabriek worden vervaardigd en dan per schip worden aangevoerd, danwel op het bouwterrein zelf worden gemaakt. In beide gevallen is op het bouwterrein een hijswerktuig nodig om de elementen op hun plaats te brengen. Al in een eerder stadium is melding gemaakt van de mogelijkheid een mobiele kraan voor deze werkzaamheden te gebruiken. Het grote nadeel van een zware mobiele kraan is de extreem hoge huurprijs. Een alternatieve mogelijkheid

om de zware elementen te tillen is het gebruik van een portaalkraan (traverse). Door zijn vorm (lang en relatief smal) is een sluis bij uitstek geschikt om, bij de bouw ervan, een traverse te gebruiken. Men kan aan beide zijden van de sluis een rail leggen, zodat de gehele sluis wordt overspannen. Men kan portaalcranen huren, maar het is ook mogelijk er één speciaal voor dit doel te maken. Normaal gesproken is dit nooit rendabel, maar omdat in de Zuid-Willemsvaart een reeks van dezelfde sluizen wordt gebouwd, is dit het overwegen waard. De portaalkraan kan dan over de bouw van een aantal sluizen worden afgeschreven.

Wanneer de elementen in een fabriek worden gemaakt en per schip worden aangevoerd, zullen deze nabij de bouwplaats moeten worden gelost. Voor de lossing van de elementen zijn een aantal mogelijkheden:

- 1 - Lossing van de elementen met het schip langs de kanaalscheidingswand;
- 2 - Lossing van de elementen met het schip dwars op de as van de sluis, nabij één van de hoofden;
- 3 - Lossing van de elementen met het schip in de lengterichting van de as van de sluis, nabij één van de hoofden;
- 4 - Lossing van de elementen met het schip langs de wal van het kanaal, nabij de sluis.

ad. 1: Reeds in hoofdstuk A.2.3 is vermeld dat het scheepvaartverkeer niet mag worden gestremd. Lossing van de elementen langs de kanaalscheidingswand is dus niet mogelijk.

ad. 2: Bij de bouwlocatie is niet de ruimte aanwezig om een schip dwars op de sluisrichting tegen één van de hoofden aan te leggen, zonder het overige scheepvaartverkeer te blokkeren. Deze oplossing is dus niet mogelijk.

ad. 3: In tegenstelling van punt 2, is het wel mogelijk een schip met de as van het schip in het verlengde van de sluis te leggen. Optie 3 is dus een mogelijkheid.

ad. 4: Het is mogelijk een schip langs de wal van het kanaal te leggen, alwaar de elementen worden gelost. Er zit echter wel een en ander aan vast. Er zal voor de lossing van de zware elementen een degelijke loswal moeten worden gemaakt. Dit is een kostbare constructie, welke maar een tijdelijke functie heeft. Dan moeten de elementen nog over de weg en het bouwterrein van de loswal naar

de bouwplaats worden getransporteerd. Deze oplossing is dus veel te duur.

Wanneer de elementen in een fabriek worden vervaardigd en per schip worden aangevoerd, zullen deze dus in het verlengde van de sluis moeten worden gelost. Hiervoor is het nodig in het verlengde van de sluis een tijdelijke meerconstructie te maken. Wanneer een schip met de as in het verlengde van de sluis ligt, is het onmogelijk de elementen met een mobiele kraan te lossen. De kraan zou over het sluishoofd tot boven het schip moeten reiken. Nu is dit wel mogelijk, maar de kraan kan dan vrijwel niets meer tillen (zie hiervoor bijlage 2). De lossing moet dus geschieden met een portaalkraan, op gelijke wijze als schepen bij de meeste betonfabrieken worden geladen. De kraanbaan moet in dit geval dus tot boven het water worden doorgetrokken.

Wanneer de elementen op de bouwlocatie zelf worden vervaardigd, kan voor de hijswerkzaamheden zowel een mobiele kraan als een portaalkraan worden gebruikt.

Reeds in hoofdstuk A.4.1 is vermeld dat de diepwand-elementen in een met behulp van bentoniet gegraven sleuf worden afgehangen. Tevens is beschreven dat de L-muur elementen aan de achterzijde op palen komen te rusten.

Men zal moeten beslissen of de palen moeten worden geheid vóórdat de diepwanden worden vervaardigd, of erna. Wanneer de palen worden geheid nadat de diepwanden zijn gemaakt, loopt men het risico dat grote spanningen in de diepwanden optreden, als gevolg van grondopspanning rond de paalpunt en door het heien veroorzaakte trillingen.

Wanneer men de palen heit voordat de diepwandsleuven worden gegraven, moet men zich realiseren dat grondverdringende drukpalen een groot deel van hun draagvermogen (ca. de helft) ontlenen aan grondopspanning rond de onderste meters van de paal. Wanneer men nu in de directe nabijheid van de palen een sleuf gaat graven, is ontspanning van de sterk verdichte grond te verwachten, waarmee ook het paal draagvermogen ontoelaatbaar afneemt.

Het is dus noodzakelijk dat de diepwanden eerst worden geplaatst, voordat de drukpalen worden geheid. Uiteraard dient dan tevens de gestabiliseerde bentoniet voldoende te zijn verhard.

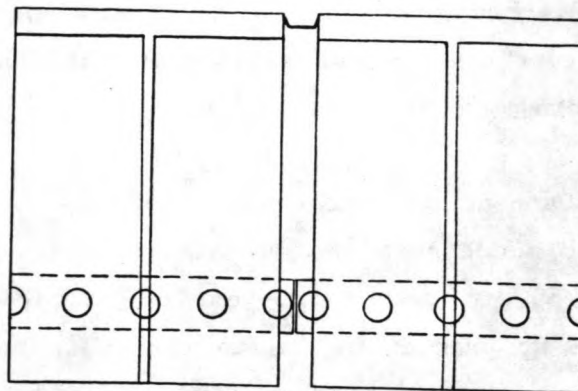
Door er voor te zorgen dat er voldoende afstand blijft tussen de paalpunten en de diepwanden (zoals in hoofdstuk A.4.2 beschreven), kan men de negatieve invloed van de grondopspanning op de diepwanden beperken.

Zoals bekend verondersteld, worden de palen zodanig geheid dat de paalkoppen in één lijn komen en dat de druk- en de trekpalen om en om komen te staan. Over de paalkoppen wordt dan de betonnen kesp gestort. Deze kesp kan echter niet over de volle lengte van de sluis uit één stuk bestaan, in verband met het ontstaan van krimpscheuren.

De kolkwand wordt gerealiseerd in drie moten van 30 m en één moot van 15 m, gescheiden door laddernissen. Het ligt voor de hand de kesp in gelijke moten te verdelen als de kolkwand. Er ontstaan dus lange moten van 30 m en een korte moot van 15 m.

De gebruikte paalschema's zijn weergegeven op bijlage 7. De palen moeten zó worden geheid dat de randpalen van twee aansluitende kespmoten verschillend van aard zijn. Dit, omdat het heien van twee drukpalen of twee trekpalen zo dicht op elkaar problemen kan geven. Bij toepassing van stalen of Vibropalen (casingpalen) is het overigens wel mogelijk twee palen pal naast elkaar te heien, wanneer het om incidentele gevallen gaat. Echter, omdat de grond bij de bouwlocatie te Schijndel zo verschrikkelijk hard is (met name nabij het bovenhoofd), wordt het toch al zo zware heiwerk onnodig bemoeilijkt wanneer twee palen vlak naast elkaar worden geheid. Om deze reden wordt dit niet toegepast. Blijft nog het probleem dat de koppen van de randpalen van twee aansluitende kespmoten dusdanig dicht op elkaar komen, dat ook dit bij het heien problemen geeft (zie figuur A.31).

Uit de figuur valt af te leiden dat de bedoelde palen zo dicht op elkaar zouden komen dat er, wanneer de tweede paal op diepte komt, onvoldoende ruimte voor het heiblok overblijft. De breedte van het benodigde heiblok bedraagt 0,8 à 1,0 m, afhankelijk van het te gebruiken merk en type. Aan de beide zijden van het heiblok is een minimale vrije ruimte vereist van ca. 0,25 m, zodat de minimale h.o.h.-afstand tussen twee palen varieert van 0,9 tot 1,0 m. Bij de randpalen is dit niet het geval. Dit is op drie manieren op te lossen:



figuur A.31 De koppen van de randpalen van twee aansluitende kespotten komen te dicht op elkaar.

- 1 - de randpalen een beetje inschikken, zodanig dat de tussenafstand voldoende wordt vergroot;
- 2 - eerst de betonnen druppalen heien, waarna de paalkoppen worden gesneld en de wapening wordt weggebogen. De uitvoerder zal overigens toch eerst òf de druppalen òf de trekpalen heien, omdat hij dan bij iedere volgende paal niet meer hoeft te doen dan de hei-stelling 2,50 m op te schuiven;
- 3 - desnoods een hulpstuk (opzetter) gebruiken, zodat het heiblok niet zo laag komt.

In hoofdstuk A.4.1 zijn reeds enige principe-oplossingen voor belangrijke constructiedetails gegeven. Hierbij is aangegeven hoe het detail er ruwweg uit ziet, maar kleinere problemen zijn niet behandeld. Deze problemen hebben betrekking op de constructieve uitvoering van het detail.

Om op de kessen door te gaan, het laatste in hoofdstuk A.4.1 beschreven detail betreft de oplegging van de L-muur elementen op de kesp. In hoofdstuk A.4.1 is beschreven hoe de L-muur elementen eenvoudig op de kessen kunnen worden gelegd. Hierbij is geen aandacht besteed aan de overbrenging van de horizontale krachten van de L-muur op de kesp.

De overbrenging van de horizontale krachten, welke door de L-muur elementen op de kesp moeten worden overgebracht, is op twee wijzen te verzorgen:

- 1 - de overbrenging kan geschieden met behulp van deuvels;
- 2 - de overbrenging kan geschieden met behulp van een tandverbinding.

ad. 2.1: Wanneer de overbrenging van de horizontale krachten tot stand komt met behulp van deuvels, levert dit weer maatvoeringsproblemen op. De deuvels moeten in het beton van de kesp worden ingestort. Op precies de juiste plaats in de ontlastplaat van de L-muur elementen moeten sparingen worden opgenomen. Zit een sparing niet op de goede plaats, dan kan het element niet over de deuvels zakken. Is een L-muur element eenmaal op zijn plaats, dan moeten de sparingen worden geïnjecteerd met krimparme mortel. Deze oplossing heeft te veel risico's in zich en is bovendien vrij bewerkelijk.

ad. 2.2: Wanneer men aan de onderzijde van de ontlastplaat van de L-muur elementen een tand aanbrengt (zie bijlage 8), dan kan men bij het storten van de kespen op de overeenkomstige plaats een inkassing met wat ruimere afmetingen maken. Is een L-muur element eenmaal op de juiste plaats aangebracht, dan kan men de overgebleven ruimte tussen de kesp en de ontlastplaat injecteren met krimparme mortel (dit is aangegeven op bijlage 9).

Om te voorkomen dat de L-muur elementen koud op het beton van de kespen komen te liggen, worden multiplex oplegplankjes gebruikt. De op bijlage 9 aangegeven Novalastik voegband dient als flexibele "bekisting", om te voorkomen dat de krimparme mortel wegvloeit.

Deze oplossing waarborgt een goede overbrenging van alle krachten en een eenvoudige en snelle assemblage van de elementen is mogelijk, zodat voor deze oplossing wordt gekozen.

Het eerste in hoofdstuk A.4.1 beschreven detail betreft het detail van de opleghaak met ophangstaaf. De ophangstaven moeten in het beton worden ingestort. De opleghaken moeten na verharding aan de diep wandpanelen worden bevestigd. Maatvoering is evenwel bij dit detail zeer belangrijk. Door een voorziening in de kist aan te brengen, moet het mogelijk zijn de ophangstaven met grote precisie en plaatsvast aan te brengen.

De opleghaken worden gemonteerd met draadeind M27 (kwaliteit 8.8), met bijpassende moeren en onderleggingen. Voor extra sterkte worden de haken gelijmd met epoxyhars.

Men zou het draadeind in voorgeboorde gaten kunnen inbrengen. Het boren van gaten met een diameter van 30 mm in 50 cm dik grindbeton is echter geen sinecure en zou in ieder geval veel te tijdrovend zijn. Bovendien is de plaatsvastheid bij het boren een probleem.

Veel eenvoudiger is het om reeds bij het storten van het beton stalen pijpjes met een inwendige diameter van 28,5 mm op te nemen. Door een eenvoudige voorziening in de kist aan te brengen, kunnen de pijpjes snel, met een grote mate van nauwkeurigheid, worden aangebracht. Wel is het noodzakelijk extra verankeringswapening rond deze pijpjes aan te brengen, zodat later, bij belasting van de opleghaken, uitscheuring van het beton wordt voorkomen.

Een volgend detail dat is behandeld betreft de scharnieroplegging van de L-muur elementen op de diepwanden. Zoals op het detail van bijlage 8 is te zien is de nominale speling tussen de kraanrail en het UNP-profiel erg klein. Wanneer de speling te gering zou worden zou een L-muur element plaatselijk in plaats van op het halfronde, op de flenzen van het UNP gaan rusten. Omdat deze taps toelopen, bestaat de kans dat deze uit elkaar worden gedrukt, met als gevolg dat het beton zou scheuren. Hierom is het noodzakelijk dat de rechtheid van de profielen en de bedoelde speling voor verwerking worden gecontroleerd. Indien de speling minder bedraagt dan 1 mm moet de kraanrail in voldoende mate worden afgeslepen. De controle dient zó te geschieden dat de speling tussen twee toekomstig aansluitende profieldelen wordt gemeten. Na controle moeten de profieldelen worden gemerkt, zodat bij latere assemblage van de elementen de juiste volgorde kan worden aangehouden.

Om het scharnier goed te laten functioneren, moet wel worden voorkomen dat zand en ander vuil kan doordringen in de horizontale voeg. Hierom is het noodzakelijk de voeg verder af te dichten met schuimband. Er is een goede oplossing gevonden in Novalastik voegband. Volgens opgave van de leverancier (zie bijlage 6) hecht dit materiaal goed aan beton en is, bij voldoende samendrukking, tevens waterdicht.

De montage van de kraanrails geschiedt met chemische ankers UPAT UKA 3/M16. Deze ankers zijn bij uitstek geschikt voor toepassing in grindbeton, snel aan te brengen en kunnen grote dwarskracht overbrengen. Omdat de onderflenzen van de kraanrails schuin oplo-

pen, zijn onder de moeren wel sluitplaten met een helling van 8% nodig. Deze zijn gevonden in de hellingsluitplaten van NEN 2272, met een gatdiameter van 18 mm.

Bij montage van de kraanrails moeten deze worden ondersabeld met epoxymortel. Hierdoor worden eventuele oneffenheden aan de bovenzijde van de diepwanden weggewerkt. Bovendien geeft de epoxymortel een goede verbinding tussen de kraanrails en het beton en sluit het waterdicht af.

Een belangrijk detail van de constructie waaraan tot nu toe geen aandacht is besteed, is uitvoering van de verticale voegen. Men kan voor een dergelijke voegverbinding een programma van eisen en wensen opstellen.

Eisen:

- De voegverbinding moet in redelijke mate waterdicht zijn. 100 % waterdicht is niet nodig, maar het mag niet zo zijn dat grondwater zichtbaar de kolk intreedt.
- De voegverbinding moet 100 % grondkerend zijn. Het mag niet voorkomen dat gronddeeltjes van achter de kolkwand in de kolk stromen.
- De voegverbinding moet duurzaam zijn.
- Het voegprofiel moet kunnen worden aangebracht. Dit geldt met name voor de voegprofielen tussen de diepwand-elementen.

Wensen:

- Het voegprofiel moet op eenvoudige wijze kunnen worden aangebracht. Wanneer het aanbrengen te veel problemen oplevert, zal dit duidelijk in de kosten tot uitdrukking komen.
- De voegverbinding moet goedkoop zijn.

In bijlage 6 is een overzicht opgenomen van verkrijgbare voegprofielen. Dit overzicht is niet compleet, maar geeft wel een aardige indruk van de mogelijkheden. De voegprofielen zijn ruwweg in drie hoofdgroepen in te delen:

- 1 - schuimbanden;
- 2 - in te storten voegprofielen;
- 3 - later aan te brengen voegprofielen.

ad. 1: Wanneer bijlage 6 bekijkt, is slechts een gering aantal schuimbanden opgenomen. De lijst zou nog eindeloos kunnen worden aangevuld, maar in principe berusten de schuimbanden allemaal op hetzelfde principe. Schuimbanden zijn verkrijgbaar in materialen op rubberbasis, synthetische basis of combinaties hiervan. Ze zijn wel of niet waterdicht, wel of niet zelfklevend, enzovoorts.

Schuimbanden komen voor de verticale voegen niet in aanmerking en wel om de volgende reden. De schuimbanden moeten voor assemblage van de prefab elementen op de verticale zijvlakken worden aangebracht. Tijdens het naar beneden brengen van de elementen (L-muur elementen en vooral de diepwand-elementen) mag de schuimband het eerder geplaatste buur-element niet raken. De schuimband zou bij de schurende beweging los kunnen raken en hierdoor zijn voegfunctie verder niet kunnen uitvoeren. Het is dus noodzakelijk dat de elementen op enige afstand van de buur-elementen op de juiste hoogte worden gebracht, waarna de elementen met een horizontale beweging worden aangesloten.

Het zal duidelijk zijn dat dit bij de L-muur elementen al grote problemen kan opleveren, bij de diepwand-elementen is dit onmogelijk. Daarnaast is er voor de beneden maaiveld te assembleren diepwanden geen enkele controle over het goed blijven zitten van de op het beton geplakte schuimbanden.

ad. 2: Bij traditioneel gebouwde sluizen worden de voegprofielen altijd bij het storten van het beton verwerkt. Bij elementenbouw is dit met de normale (e.g. Vredestein W9U-)profielen niet mogelijk. Dywidag heeft echter een tweeledig voegprofiel ontwikkeld wat bij elementen kan worden ingestort (zie bijlage 6, artikel over de metrobouw in München, pag. 8 en 9, fig. 4). Een deel van het profiel bestaat uit een over de lengte opengesneden stalen buis, welke in één element wordt ingestort. Het andere deel bestaat uit een buisvormig rubberprofiel, wat met een metalen voegstrip in het beton van het aan te sluiten beton-element wordt gestort. Bij assemblage van de twee delen grijpen de opengesneden stalen buis en het rubberprofiel in elkaar. Ter afdichting wordt het rubberprofiel onder hoge druk geïnjecteerd met injectiemortel, zodat het profiel uitzet en de stalen buis afsluit.

Het Dywidag voegprofiel is voor de kolkconstructie minder geschikt, omdat dit bij assemblage van de grote elementen te weinig

bewegingsruimte biedt. De elementen zijn bijzonder zwaar, en het risico is zeker aanwezig dat het rubberprofiel bij horizontale bewegingen van de betonnen elementen zal afscheuren, waardoor de voegfunctie verloren gaat.

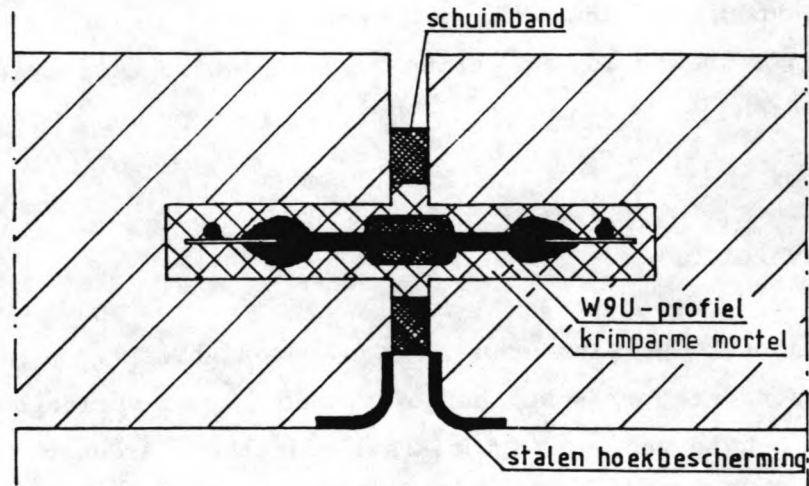
ad. 3: Uit het voorgaande volgt dat moet worden gezocht naar een voegprofiel, wat kan worden aangebracht nadat de elementen zijn geïnstalleerd. Hierbij moet er mee rekening worden gehouden dat het voegprofiel voor de diepwand-elementen in de diepwandsleuf kan worden aangebracht. Men kan later aan te brengen voegprofielen indelen in twee klassen:

- 3.1 - voegprofielen welke tussen de vlakke voeg worden aangebracht;
- 3.2 - voegprofielen welke in een speciale inkassing tussen de voeg worden aangebracht.

ad. 3.1: Wanneer voegprofielen voor de diepwand-elementen vanaf maaiveld tussen de vlakke voeg worden aangebracht, kan men niet op enige geleiding van het voegprofiel rekenen. Wanneer bijvoorbeeld de in bijlage 6 genoemde vacuüm profielen van Drop Bouw naar beneden worden gebracht, is het heel goed denkbaar dat deze op enige meters beneden maaiveld buiten de voeg, naast de betonnen elementen, terecht komen. De vacuüm profielen of de dilatatie-voegprofielen van dezelfde firma (en andere firma's) zouden wel goed voor de voegen tussen de L-muur elementen kunnen voldoen. Uit het bovenstaande mag worden geconcludeerd dat voegprofielen, welke tussen vlakke voegen worden aangebracht, niet voor de gehele constructie voldoen.

ad. 3.2: Uit 3.1 volgt dat voegprofielen, welke tussen de elementen in de diepwandsleuf worden aangebracht, enige geleiding behoeven. Het is dus noodzakelijk een inkassing in de betonnen voegvlakken aan te brengen. Wanneer dit gebeurt, is het in principe wel mogelijk de genoemde vacuüm voegprofielen aan te brengen. Echter, er wordt verwacht dat naarmate de voegprofielen dieper komen, deze ook meer weerstand ondervinden. Het ligt dus in de verwachting dat het inbrengen van de slappe profielen moeizaam zal verlopen. De profielen zouden eigenlijk naar beneden moeten kunnen worden getrokken.

Ook is het in principe mogelijk rechthoekige inkassingen in het beton te maken, waarin normale standaard Vredestein-profielen worden aangebracht (zie figuur A.32)



figuur A.32 Doorsnede over een verticale voeg met Vredestein-profiel.

Om het slappe profiel in de diepwandsleuf naar beneden te krijgen moet dit worden verstijfd. Daartoe zouden wapeningsstaven met een paar hechtlasjes op de metalen strippen van het voegprofiel worden gelast. Om nu het voegprofiel zonder buigen of knikken in de voeg te krijgen, moet dit op een IPE-profiel worden gelegd. Het geheel moet met een kraan overeind worden gebracht, waarna het voegprofiel in de sparing kan zakken. Tot zover is dit alles mogelijk. Hierna zullen de sparingen met krimparme mortel moeten worden geïnjecteerd. Echter, wanneer verder geen voorzieningen aan de voeg zouden worden getroffen, zou de injectiemortel zo via de voeg wegvloeien. Het is dus noodzakelijk de voeg af te sluiten met schuimband, zoals dit in figuur A.32 is aangegeven. Met dit schuimband zijn dezelfde problemen te verwachten als bij alternatief 1. Deze oplossing is dus niet mogelijk.

Een andere oplossing, welke wel mogelijk is, is het "oppompbare" voegprofiel van Bachy (Le joint Gonflable). Dit profiel bestaat uit een rubber slab, met aan de beide zijden een rubber slang. De beide slangen staan aan de onderzijde van het profiel met elkaar in verbinding. Het profiel wordt in een sparing met speciale vorm-

V

geving aangebracht, waarna de slangen onder hoge druk worden geïnjecteerd met krimparme mortel (zie documentatie bijlage 6). Tevens is op de bijgaande foto in de documentatie te zien dat aan de onderzijde van het profiel, op de rubber slab, een metalen ring is bevestigd. Deze dient om het profiel met een pikhaak naar beneden te duwen. De kans dat het profiel door de weerstand halverwege blijft steken is dus gering. Deze oplossing lijkt ideaal en wordt gekozen.

Resumerend:

Wanneer de elementen in een betonfabriek worden vervaardigd, worden deze per schip aangevoerd en in het verlengde van de sluis met behulp van een portaalkraan gelost en verhesen.

Wanneer de elementen op het bouwterrein zelf worden vervaardigd, kan voor de benodigde hijswerkzaamheden òf een portaalkraan òf een mobiele kraan worden gebruikt.

De diepwand-elementen worden in een met behulp van bentoniet gegraven sleuf samengesteld. De voor de constructie benodigde palen kunnen pas worden geheid als de diepwanden zijn geplaatst en de bentoniet-cement suspensie in voldoende mate is verhard.

De over de paalkoppen te maken kessen worden gerealiseerd in drie moten van 30 m en één moot van 15 m. De randpalen van twee aansluitende kespdelen moeten verschillend van aard (druk of trek) zijn. In verband met te verwachten problemen bij het heien van de randpalen moet één van de volgende drie maatregelen worden genomen:

- 1 - de randpalen een beetje inschikken, zodanig dat er voldoende ruimte voor het heiblok wordt geschapen;
- 2 - de drukpalen eerst heien. Dan de koppen van de drukpalen snellen en de trekpalen heien;
- 3 - bij het heien een opzetter gebruiken.

De L-muur elementen worden eenvoudig op de kessen gelegd. De door de L-muur elementen op de kessen uitgeoefende horizontale krachten worden overgebracht via een tandverbinding. Na plaatsing

van de L-muur elementen wordt de overblijvende ruimte bij de tand-verbinding geïnjecteerd met krimparme mortel.

De diepwanden worden aan de onderzijde onderling gekoppeld met opleghaken en een ophangstaaf. De ophangstaaf wordt in het beton gestort en met behulp van een eenvoudige voorziening in de kist plaatsvast aangebracht.

De opleghaken worden met behulp van draadeind M27 gemonteerd en verder nog met epoxyhars op de betonnen diepwand-elementen vastgelijmd. Om de draadeinden aan te kunnen brengen worden per element 4 stalen pijpjes ingestort.

De diepwandpanelen en de L-muur elementen worden onderling gekoppeld met een scharnierverbinding. Deze bestaat uit in de L-muur elementen te storten UNP-profielen en op de diepwandpanelen te monteren kraanrails. De speling tussen de aan te sluiten stalen onderdelen moet voor verwerking worden gecontroleerd. De kraanrails worden bij de montage ondersabeld met epoxymortel en bevestigd met chemische ankers. de scharnierverbinding moet tegen indringend vuil en gronddeeltjes worden beschermd met behulp van Novalastik voegband.

Voor de verticale voegen wordt het "oppompbare" voegprofiel van Bachy gebruikt. Dit profiel wordt in inkassingen met speciale vormgeving aangebracht. Het profiel voldoet aan alle gestelde eisen.

Conclusie:

De constructie is nu tot in detail besproken. In hoofdstuk A.4.1 is beschreven hoe de kolkwanden uit elementen worden opgebouwd en hoe alles in elkaar grijpt.

In hoofdstuk A.4.2 is de stabiliteit van de beschouwde constructie gecontroleerd. Volgens ruwe controle-berekeningen kunnen de kolkwanden met beperkte middelen worden gefundeerd. Ook de draagkracht van de grond onder de diepwanden is voldoende gebleken.

In dit hoofdstuk zijn een aantal uitvoerings-aspecten en details van de constructie besproken.

De vorderingen zijn nu zodanig dat de kolkwand-elementen en de fundering van de constructie verder kunnen worden gedimensioneerd. Als laatste zal een vergelijking op basis van kosten plaatsvinden, met het werk zoals dit door Rijkswaterstaat zal worden uitgevoerd.

A.4.4. De dimensionering van de constructie

A.4.4.1. De diepwand

Voor de berekening van de diepwand moet rekening worden gehouden met de opvolgende fasen, waarin de constructie komt te verkeren.

In de eerste plaats is er de bouwfase, waarin de elementen in de diepwandsleuf zijn aangebracht en de bentoniet-cement suspensie is verhard. De palen zijn geheid en ook de L-muur elementen zijn geplaatst. Tevens is de grond op de L-muur elementen aangevuld. Tot nu toe is de constructie slechts gering belast en spanningen in de diepwand treden nog nauwelijks op.

Dan wordt de sluisolk ontgraven tot het niveau onderkant sluisvloer (NAP - 0,75 m). De kolkwaterstand is nog gelijk aan de grondwaterstand tijdens de bouw (NAP + 5,75 m). Omdat de sluisvloer nog niet is gestort, kan deze zijn stempelende werking nog niet uitvoeren. De diepwanden ondergaan een buiging ten gevolge van de gronddruk.

Hierna wordt de sluisvloer gestort en de kolk in gebruik genomen. Kort na het in gebruik nemen van de sluis stijgt het grondwaterpeil tot NAP + 7,50 m. Het kolkpeil varieert tussen NAP + 4,45 m en NAP + 8,55 m. Ten gevolge van de volledige belasting van de fundering zal de constructie een geringe kolkinwaartse verplaatsing van 15 mm ondergaan, zoals dit in hoofdstuk A.4.2 is beschreven.

Na verloop van tijd zal ten gevolge van het dichtslibben van de grond de grondwaterstand rond de sluis geleidelijk afnemen tot het verwachte gemiddelde peil van NAP + 6,50 m. Het kolkpeil varieert nog steeds tussen 4,45⁺ en 8,55⁺.

Nabij het benedenhoofd zal de grondwaterstand al in eerste instantie niet zo hoog komen als bij het bovenhoofd, en er moet

rekening mee worden gehouden dat het peil uiteindelijk niet boven NAP + 5,75 m uitkomt. Het kolkpeil varieert nog immer tussen zijn hoogste en laagste waarde.

Nu de verschillende levensfasen, waarin de constructie komt te verkeren zijn beschreven, kunnen de momenten en dwarskrachten ten gevolge van de op de diepwanden uitgeoefende belastingen worden berekend. Dit is in deel B met een computerberekening gedaan.

Uit de gegevens van de computerberekening is de benodigde wapening bepaald. Het resultaat is weergegeven in de wapeningstekening van bijlage 12, met bijbehorende buigstaat. De voor de diepwand-elementen gebruikte betonkwaliteit is B 30.

Ook is in deel B de sterkte van de ophangstaaf en de opleghaken met bijbehorende montage-materiaal berekend/gecontroleerd.

Resumerend:

De opeenvolgende levensfasen van de constructie zijn:

- 1 - bouwfase: kolkwandconstructie klaar, grond op de L-wanden aangevuld, maar de kolk nog niet ontgraven. Het grondwaterpeil is NAP + 5,50 m;
- 2 - bouwfase: kolk ontgraven tot NAP - 0,75 m, sluisvloer nog niet gestort. Grondwaterpeil is NAP + 5,50 m;
- 3 - gebruiksfase: de sluisvloer is inmiddels gestort en het grondwaterpeil is gestegen tot 7,50⁺ m. De kolkwaterstand varieert tussen 4,45⁺ m en 8,55⁺ m. De kolkconstructie ondergaat een geringe kolkinwaartse verplaatsing van 15 mm.
- 4 - gebruiksfase: Het grondwaterpeil zakt geleidelijk tot NAP + 6,50 m. Voor de rest gelijk aan fase 3.
- 5 - nabij het benedenhoofd zakt de grondwaterstand verder tot NAP + 5,75 m. Voor de rest gelijk aan fase 3.

Afmetingen en wapening van de diepwand-elementen zoals aangegeven op de bijlagen 8 en 12. De afmetingen zijn als volgt:

- hoogte diepwand-elementen: 10,00 m;
- breedte diepwand-elementen: 4,84 m;
- dikte diepwand-elementen: 0,50 m.

De voor de diepwand-elementen te gebruiken betonkwaliteit is B 30.

A.4.4.2. De L-muur elementen

De fabricage van de L-muur elementen geschiedt in twee fasen (storten). Om de elementen niet overmatig zwaar te maken moeten de plaatdelen zo dun mogelijk worden uitgevoerd. De kolkwand krijgt de minimum geëiste dikte van 0,50 m. Het achterschot krijgt slechts normaalkrachten te verwerken en wordt bovendien zijdelings gesteund door de grond. De dikte van het achterschot kan daarom minimaal worden gehouden: 0,20 m.

Op de ontlastplaat komt ruim 4 m grondaanvulling te liggen, zodat de afschuifkrachten in deze plaat groot zullen zijn. Om de plaat niet te dik te hoeven maken, wordt bij de eerste stort met een hoge betonkwaliteit gewerkt: B 45. Wanneer een superplastificeerder aan de mortel wordt toegevoegd, is B 45 goed te verwerken en ook nog met een trilnaald te verdichten. Men is dus niet gebonden aan een bekistingstriller, zodat de elementen ook in een veld-fabriek kunnen worden gemaakt. Om het storten van de verticale delen (2^e stort) te vereenvoudigen kan hierbij gebruik worden gemaakt van een plastischer beton zoals B 30.

De berekeningen zijn met behulp van de computer uitgevoerd in deel B. Er is bepaald dat de dikte van de ontlastplaat beperkt kan blijven tot 0,35 m. Dit komt omdat, in tegenstelling van de in hoofdstuk A.3 beschouwde constructie, de ontlastplaat aan de achterzijde wordt ondersteund door de kesp. De ontlastplaat is dus slechts in beperkte mate vrij uitkragend.

Tevens is in deel B de benodigde wapening bepaald. Het resultaat is weergegeven in de wapeningstekening van bijlage 11, met bijbehorende buigstaat.

Resumerend:

De L-muur elementen worden in twee fasen (storten) vervaardigd. De eerste stort (ontlastplaat) wordt vervaardigd van beton met kwaliteit B 45. De tweede stort (verticale wanden) wordt vervaardigd van beton met kwaliteit B 30.

Afmetingen en wapening van de diepwand-elementen zoals aangegeven op de bijlagen 8 en 11. De afmetingen van de constructiedelen

zijn als volgt:

- breedte elementen: 4,84 m;
- hoogte elementen: 4,40 m;
- lengte ontlastplaat: 6,50 m;
- dikte ontlastplaat: 0,35 m;
- dikte kolkwand: 0,50 m;
- dikte achterschot: 0,20 m.

A.4.4.3. De fundering van de constructie

Uitgangspunten:

Reeds in hoofdstuk A.4.2 is de kolkwandconstructie op stabiliteit gecontroleerd. Er is gevonden dat de grond onder de diepwand voor de uitgeoefende belastingen voldoende draagkrachtig is. Ook is gevonden dat ten gevolge van horizontale gronddruk in de trekpalen aanzienlijke momenten en dwarskrachten te verwachten zijn:

- maximum in de trekpalen optredend moment: 171 kNm;
- maximum in de trekpalen optredende dwarskracht: 145 kN.

Tevens zijn met een handberekening de verwachte paalbelastingen uitgerekend. De met de hand berekende waarden zijn als volgt:

- drukpalen: - 1450 kN bij aanwezigheid van een bolderkracht van 200 kN;
- 1300 kN bij afwezigheid van de bolderkracht;
- trekpalen: - 500 kN bij aanwezigheid van een bolderkracht van 200 kN;
- 350 kN bij afwezigheid van de bolderkracht;

De gevonden verticale ontwerpbelasting op de diepwand bedraagt 252 kN/m^1 , bij een grondwaterstand van NAP + 5,75 m.

Bij de handberekening is een bolderkracht van 200 kN ingevoerd, welke in zijn geheel werd opgenomen door de palen onder het desbetreffende element. Er is geconcludeerd dat dit niet erg realistisch is. Door de buigstijve kesp is zeker belastings spreiding over meer palen te verwachten. Daarom zal de handberekening nog eens met de computer moeten worden overgedaan.

In deel B zijn de paalbelastingen met het computerprogramma *SUSAN* bepaald.

De gevonden ontwerpbelasting voor de drukpalen bedraagt 1375 kN, bij een grondwaterstand van NAP + 5,75 m.

De gevonden ontwerpbelasting voor de trekpalen bedraagt 400 kN, bij een grondwaterstand van NAP + 7,50 m.

Deze belastingen treden op in de gebruikstoestand.

De keuze van het type drukpaal

Reeds in een eerder hoofdstuk is gememoreerd dat het heien van geprefabriceerde betonnen palen in deze harde grond niet mogelijk is. De palen zouden eenvoudigweg worden stukgeslagen. Men zal dus zijn toevlucht moeten zoeken in stalen profielpalen of in de grond gevormde betonpalen.

Stalen palen zijn in dit geval zeker niet rendabel, zodat een keuze moet worden gemaakt uit de vele typen in de grond gevormde palen. Hierbij kan men ruwweg drie categorieën onderscheiden:

- 1 - boorpalen;
- 2 - mortelschroefpalen;
- 3 - Vibro-palen.

Van alle drie de categorieën bestaan verscheidene varianten, zoals Frankipalen, Alphapalen, Atlaspalen, NMS-palen, Fundexpalen en Tubexpalen. Deze zullen hier verder niet worden behandeld.

Boorpalen komen niet in aanmerking. Deze zijn voornamelijk bedoeld voor zeer zware belastingen. De beschikbare diameters variëren van 0,6 tot 3 m. De maximale belasting kan afhankelijk van kleef en puntdraagvermogen oplopen tot 3500 ton. Bovendien, omdat de schachten voor boorpalen worden uitgegraven met gebruik van bentoniet dikspoeling, kunnen de palen niet onder een schoorstand worden gerealiseerd.

Schroefpalen kunnen wel onder een schoorstand worden gerealiseerd. Afhankelijk van het gebruikte paaltype zijn schoorstanden mogelijk tot 3:1. Deze palen hebben echter het nadeel dat zij onder de paalvoet niet grondverdringend zijn. Slechts enkele paaltypen verdringen wel de grond langs de paalschacht in radiale richting (o.a. NMS-palen). Hierdoor zijn bij het belasten van de palen relatief grote initiële zettingen te verwachten. Dit is bij

deze constructie ongewenst, zodat dit type paal voor de kolkconstructie niet in aanmerking komt.

Vibro-palen zijn in de grond gevormde, *grondverdringende* palen met een relatief hoog draagvermogen. Het programma van Vibro-palen omvat palen met lengten tot 38 m en schachtdiameters van 300 tot 720 mm. Het draagvermogen kan worden aangepast aan de omstandigheden (grondgesteldheid) door het gebruik van paalschoenen van verschillende afmetingen. De palen sluiten goed aan op de grond rond de paalschacht. Bij drukpalen kan daardoor een belangrijk deel van het draagvermogen worden ontleend aan de kleefweerstand van de grond. Vibro-palen kunnen onder alle omstandigheden worden gehaald onder schoorstanden tot 4:1. Omdat bij de gekozen constructie slechts relatief korte palen nodig zijn, zijn, ook bij achteruit heien, schoorstanden tot 3:1 mogelijk. Vibro-palen zijn in de praktijk veel toegepaste palen en blijken uitstekend te voldoen. Daarom is voor de drukpalen voor dit type gekozen. De gebruikte schachtdiameter bedraagt \varnothing 508 mm.

De keuze van het type trekpaal

Vanwege de grote in de trekpalen optredende momenten en dwarskrachten zal het niet mogelijk zijn de trekpalen in beton uit te voeren, ook niet met toepassing van voorspanning. Daarom zal het gebruik van stalen palen noodzakelijk zijn. Ook hierin is een groot scala van typen beschikbaar.

In de klasse profielpalen kan men denken aan H-palen, buispalen, Peinerpalen, Larssen kokerpalen etc.

Een ander paaltype is de M.V.-paal. Hierbij wordt grond verdrongen terwijl tijdens het inheien de omhullende van de paal wordt omgeven met betonmortel. Deze palen zijn echter zeer kostbaar en kunnen slechts rendabel zijn wanneer lange palen met een hoog draagvermogen zijn vereist. Toepassing van profielpalen zijn dus min of meer een noodzaak en een keuze van H-palen of buispalen ligt dan voor de hand.

Wanneer men buispalen met een diameter van 457 mm en een wanddikte van 10 mm toepast, hebben deze een massa van $110,2 \text{ kg/m}^1$. Zou men daarentegen H-profielen met een equivalent oppervlak toepassen, dan heeft men HE-400 profielen nodig. Het lichtste profiel

in deze klasse, HE-400A, heeft echter een massa van 124 kg/m^1 , zodat de buispaal goedkoper is.

Nu kan men zich nog afvragen of het zin heeft om de paalvoet met een stalen plaat dicht te lassen. De paal verandert dan van een (in principe) niet-grondverdringende in een grondverdringende paal. De grond rond de paal wordt dan opgespannen en de kleefweerstand rond de paal zou dan moeten toenemen.

Hiermee komen we op een heel ander punt. Wanneer men tabel b3.1 (bijlage 3) goed bestudeert, valt op dat de vormfactor voor gesloten buisvormige palen met platte voet *lager* is dan die voor open buisvormige palen en H-profielen. Van het effect van de opgespannen grond is geheel niets terug te vinden.

Een ander vraagteken wat men bij deze tabel kan zetten is het verschil tussen de vormfactoren van de geprefabriceerde betonpalen en gesloten buisvormige palen met platte voet én die van dezelfde palen met puntige voet. Het is logisch dat de grondverdriving bij een paal met een puntige voet beter verloopt dan bij een paal met een platte voet, zodat de verdrongen grond langs de paalschacht beter aansluit. Een hogere waarde van de vormfactor is dan ook te verwachten, maar een toename van 83% lijkt niet gerechtvaardigd.

Men kan het ook anders stellen: volgens de tabel kan men op een stalen H-paal een grotere trekbelasting toelaten dan op een grondverdringende betonnen paal met gelijke afmetingen en platte voet, in dezelfde grond. Dit lijkt moeilijk te aanvaarden en ondanks het feit dat reeds vele jaren met deze tabel is gewerkt en de tabel in veel literatuur is terug te vinden, dringt de vraag zich dan ook op of de waarde van de vormfactor van betonpalen en gesloten buisvormige palen met platte voet (0,6) niet op een onjuistheid berust. Zou een waarde van 0,9 à 1,0 niet beter op zijn plaats zijn? Een dergelijke waarde zou in ieder geval beter in verhouding staan tot de overige vormfactoren.

Alhoewel het bovenstaande wel aannemelijk klinkt, is het door ondergetekende niet hard te maken. Om deze reden wordt voor de trekpalen van de kolkconstructie gekozen voor open buisvormige palen, met een schachtdiameter van 457 mm en een wanddikte van 10 mm.

De benodigde inheidiepte van de drukpalen

Uit de berekeningen in deel B is gebleken dat het voor vrijwel de gehele kolkconstructie voldoende is de drukpalen te heien tot het niveau NAP - 2,50 m. Dieper heien tot 3,00 m vergroot de kans op doorponsen van de draagkrachtige laag. Slechts nabij het benedenhoofd wordt het geëiste paal draagvermogen van 1375 kN niet gehaald. De berekende maximale draagkracht komt hier niet verder dan tot 1268 kN. Is het nu noodzakelijk de palen tot een dieper niveau (NAP - 8,00 m) te heien, of kan toch worden volstaan met het elders wel voldoende peil van 2,50 m?

Na informatie te hebben ingewonnen kan worden gesteld dat de veiligheid voldoende is gewaarborgd wanneer de drukpalen ook bij het benedenhoofd tot 2,50 m worden geheid. Omdat een sondering slechts een zeer plaatselijke weergave van de grondgesteldheid is, is het goed mogelijk dat vijf meter verderop de toestand geheel anders is. Evenzo is het mogelijk dat tussen de lokaties van twee "goede" sonderingen de grondslag, als gevolg van plaatselijke kleilenzen, sterk verslechtert. Hiermee is bij de empirische methode van Koppejan rekening gehouden. Daarbij dient de veiligheidsfactor ten dele om schommelingen in de draagkracht van de grond op te vangen.

Verder wordt bij de methode geen rekening gehouden met de vorm van de paalschacht en de invloed hiervan op de ontwikkeling van de (positieve) kleef. Een Vibro-paal zal door zijn vorm ongetwijfeld een veel groter aandeel van de belasting via wrijving aan de grond overdragen dan de gebruikelijke prefab betonpaal (vergelijk de vormfactoren van tabel b3.1).

De benodigde inheidiepte van de trekpalen

In deel B is berekend dat voor de trekpalen een inheidiepte van NAP - 8,30 m uitstekend voldoet. Wanneer de palen onder een schoorstand van 3:1 worden geheid, zijn in dit geval palen met een lengte van 14 m benodigd. Voor een groot deel van de sluiskolk zou ook kunnen worden volstaan met palen van 13 m, maar omdat het verschil slechts gering is en het voor de uitvoering eenvoudiger is om één paallengte toe te passen, is besloten alle trekpalen met

een lengte van 14 m uit te voeren.

Resumerend:

Ontwerpbelasting voor de drukpalen: 1375 kN

Ontwerpbelasting voor de trekpalen: 400 kN

Drukpalen: - type: "Vibro"
- schachtdiameter: 508 mm
- lengte: 7,75 m
- schoorstand: 3:1
- niveau paalvoet: NAP - 2,50 m

Trekpalen: - type: open stalen buispaal
- schachtdiameter: 457 mm
- lengte: 14 m
- schoorstand: 3:1
- niveau paalvoet: NAP - 8,30 m

A.4.5. De financiële haalbaarheid van de constructie

Om te weten te komen of het zinvol is om de sluiskolk te prefabriceren, is het noodzakelijk de economische haalbaarheid van een dergelijk project te bepalen. Er moet dus een kostenvergelijking plaats vinden tussen een sluis, welke volgens het in bijlage 13 beschreven bestek wordt gebouwd en een traditioneel gebouwde sluis.

De raming van kosten is uitgewerkt aan de hand van het in bijlage 13 beschreven bestek. Er zijn drie alternatieven uitgewerkt:

- a - de elementen worden fabrieksmatig gemaakt, per schip aangevoerd en met een traverse gelost en op hun plaats gebracht;
- b - de elementen worden in een veldfabriek gemaakt en met een traverse op hun plaats gebracht;
- c - de elementen worden in een veldfabriek gemaakt en met een mobiele kraan op hun plaats gebracht.

De raming van kosten is weergegeven in bijlage 14. Ir. Peters van Schokbeton b.v. is zo vriendelijk geweest de fabricagekosten van de fabrieksmatig vervaardigde elementen door de kostprijsafdeling van dit bedrijf te laten bepalen. Volgens de uitgangspunten van deze kostprijsberekening zou het bedrijf zorg dragen voor het transport van de elementen naar het werk. De transportkosten zitten dus in de kosten verwerkt. Verdere uitgangspunten, volgens welke Schokbeton de raming heeft uitgevoerd, zijn vermeld in bijlage 14. De geraamde bedragen zijn weergegeven in tabel A.6.

	geraamde kosten (f)
alternatief a	5.547.580
alternatief b	4.013.790
alternatief c	3.405.980

tabel A.6 Geraamde kosten voor de alternatieven a, b en c.

Deze bedragen zeggen op zich nog niet veel. Het gaat eerder om een prijsvergelijking met traditionele bouwmethoden. Nu is een prijsvergelijking met het werk, zoals dit door Rijkswaterstaat zal worden uitgevoerd, moeilijk op te stellen, omdat er veel neven-effecten aan de verschillende bouwmethoden kleven. Onder neven-effecten wordt verstaan: verschillende hoeveelheden grondverzet, verschillende typen sluisvloeren, etc. Tevens zijn in de raming van Rijkswaterstaat veel zaken van verschillende onderdelen van het werk (o.a. de sluiswanden, de hoofden en het spuiwerk) onder één noemer gebracht. Dit maakt het moeilijk na te gaan, op hoeveel de traditioneel gebouwde kolkwanden zijn geraamd. Met de weinige bekende gegevens is door ondergetekende toch een poging gewaagd.

Wanneer puur de kolkwanden met de direkt daarmee samenhangende kosten, zoals die voor de werkloods, kraanuur, diepwandsleuven, palen en kessen worden bekeken, kan worden gesteld dat de prefab bouwmethode ca. 3 % goedkoper is dan het ontwerp zoals dit door Rijkswaterstaat is voorgesteld.

Conclusies t.a.v. de financiële haalbaarheid:

Uit de raming is duidelijk geworden dat aan het gemak van het uitbesteden van de fabricage van de elementen aan een fabriek, een hoog prijskaartje hangt. De prijs voor 1 m³ in de diepwanden verwerkt beton bedraagt f 935,00, terwijl de m³-prijs voor de L-muur elementen zelfs f 1170,00 bedraagt. Hoe is dit te verklaren?

Als een betonfabriek rendabel wil draaien, moet er voor worden gezorgd dat de produktie zo hoog mogelijk is. De produktiehallen hebben een beperkte vloeroppervlakte en de doorstroming moet zo groot mogelijk zijn. Om dit te bereiken past men duurdere produktiemethoden toe. Men gebruikt bekistingstrillers, zodat het noodzakelijk is stijve stalen kisten toe te passen. Ook zal men vaak het uitharden van gestorte elementen willen versnellen door de elementen te stomen. Dit vraagt een aanzienlijke investering. Als laatste kan de investering in de produktiehallen en de outillage zelf worden genoemd, welke uiteindelijk door de consument moet worden betaald.

Schokbeton is voor de vervaardiging van de elementen uitgegaan van een drie-daagse cyclus: de eerste dag het betonstaal vlechten, de tweede dag storten en de derde dag ontkisten. Dit is een enorm hoog produktietempo. Verder is men er van uitgegaan dat de elementen in de fabriek te Koudekerk a/d Rijn zouden moeten worden vervaardigd, omdat deze fabriek over een grote hijscapaciteit beschikt. Aangezien de afstand van de fabriek tot Schijndel vrij groot is, heeft dit natuurlijk een nadelige invloed op de transportkosten. Deze zijn namelijk in de raming van kosten verwerkt. Men zou nog bestuderen of eventuele muren in de fabriek zouden moeten worden afgebroken of verplaatst, iets dat natuurlijk ook wordt doorberekend. De uitslag hiervan is overigens niet bekend. Ook is het mogelijk dat de kostprijsafdeling van Schokbeton geheel andere eenheidsprijzen hanteert dat de kostprijsafdeling van Sluizen en Stuwen.

Een andere oorzaak, waardoor alternatief a zo duur uitvalt, is dat voor de lossing van de elementen een portaalkraan met een lange kraanbaan benodigd is. De kraanbaan is ca. 35 % langer dan bij alternatief b, en tevens moeten aanlegvoorzieningen (steiger en beschermpanelen) worden aangebracht. Dit zijn kostbare zaken.

Uit de raming van kosten is verder gebleken dat het gebruik van

een portaalkraan voor de hijswerkzaamheden veel te duur is. De hoge kosten worden vooral veroorzaakt door het bijzonder hoge bedrag dat benodigd is voor de aanleg van de kraanbaan. Dit bedrag is overigens verantwoord door de kostprijsafdeling van Sluizen en Stuwen. Ondergetekende kwam op een veel lager bedrag uit.

Het goedkoopste alternatief, op het werk gemaakte elementen, welke met behulp van een mobiele kraan op hun plaats worden gebracht, kan economisch gezien wél concurreren met traditionele bouwmethoden.

A.4.6. Conclusie ten aanzien van de haalbaarheid van het project

Wanneer we terug keren naar de titel, en tevens het uitgangspunt van het rapport, "Prefabricage van sluizen: een haalbare zaak?", moet worden geconcludeerd dat deze vraag feitelijk twee-ledig is. Immers, men kan de technische, maar ook de economische haalbaarheid bedoelen.

Reeds in een eerder stadium is vermeld dat nieuwe ontwerpen, produktiemethoden, wanneer deze onvoldoende worden uitgewerkt, in de praktijk vaak op details stranden. Dit is de reden dat in dit rapport het gekozen ontwerp tot in de kleine details is uitgewerkt. Uit het rapport is duidelijk geworden dat het met de technische haalbaarheid wel goed zit. Er is gebruik gemaakt van een combinatie van bestaande, reeds eerder toegepaste produktietechnieken.

De economische haalbaarheid is evenwel interessanter. Een ontwerp kan technisch nog zo goed in elkaar zitten, wanneer realisatie ervan veel te kostbaar zou blijken, zou het ontwerp vrij snel in de ijskast belanden. Daarom is ook de raming van kosten vrij uitvoerig behandeld, waarbij tevens verschillende methoden van uitvoering zijn beschouwd.

Uit de raming van kosten is gebleken dat in een gespecialiseerde betonfabriek gefabriceerde elementen veel te duur zouden uitkomen. De verklaring hiervan is reeds in hoofdstuk A.4.5 gegeven. Wel moet hier bij worden aangetekend dat fabrieksmatig vervaardigde elementen een bijzonder constante en hoge kwaliteit hebben. Tevens is het zo dat wanneer men de elementen in een fabriek laat ver-

vaardigen, de tijdsplanning op het werk eenvoudiger kan zijn. Men kan continu doorwerken en men heeft ook geen opslagproblemen van reeds vervaardigde elementen. Dit zijn belangrijke redenen, waarom uiteindelijk toch zou kunnen worden gekozen voor vervaardiging van de elementen in een fabriek, ondanks de hogere kosten.

Ook het gebruik van een portaalkraan voor de hijswerkzaamheden is te duur gebleken. De oorzaak hiervan ligt in de hoge aanlegkosten van de kraanbaan

Wanneer de prefab elementen op het werk worden vervaardigd en voor de hijswerkzaamheden een mobiele kraan wordt gebruikt, kan men economisch wel concurreren met traditionele bouwmethoden. Het financiële voordeel van 3 % is natuurlijk niet zo heel veel, maar neemt in ieder geval veel vooroordelen weg dat prefabricage veel te duur zou zijn. Ondergetekende liep in de wandelgangen tegen een "muur van vooroordelen" op, in de trant van: "Prefabricage? Veel te duur".

Zitten er verder nog voordelen aan het ontwerp? Deze vraag kan bevestigend worden beantwoord.

In de eerste plaats kunnen de elementen onder gecontroleerde omstandigheden worden vervaardigd. Men is niet afhankelijk van weer en wind (vorst!). Hierdoor kan men elementen van een hoge kwaliteit verkrijgen. Door de gebruikte hogere betonkwaliteit zullen tevens de kolkwanden minder gevoelig zijn voor schade. Mocht een L-muur element zwaar beschadigd raken, dan is dit eventueel te vervangen.

Een volgend punt is de snelle assembleertijd van de elementen. Uit figuur B.50 blijkt dat men in ca. 3 maanden tijd twee complete kolkwanden kan realiseren. Dit, samen met het vorige punt, maakt dat men een nauwkeurige produktieplanning kan opzetten. Het in de tijd uitlopen van vele maanden is er dan niet meer bij.

Een laatste punt van belang is een onderwerp waar bij de bouw van een kunstwerk niet vaak aan wordt gedacht: de sloop van het object. Ter illustratie kan het volgende voorbeeld dienen. De eerste sluizen met de nummers 15 en 16 in de Zuid-Willemsvaart zijn gebouwd in het begin van de vorige eeuw. In het begin van de huidige eeuw zijn deze sluizen vervangen door er nieuwe naast te bouwen. De oude zijn met grond dichtgegooid. Nu moeten weer nieuwe sluizen naast de bestaande worden gebouwd, op de plaats van de eerste sluizen. Dit vraagt natuurlijk enorme investeringen voor

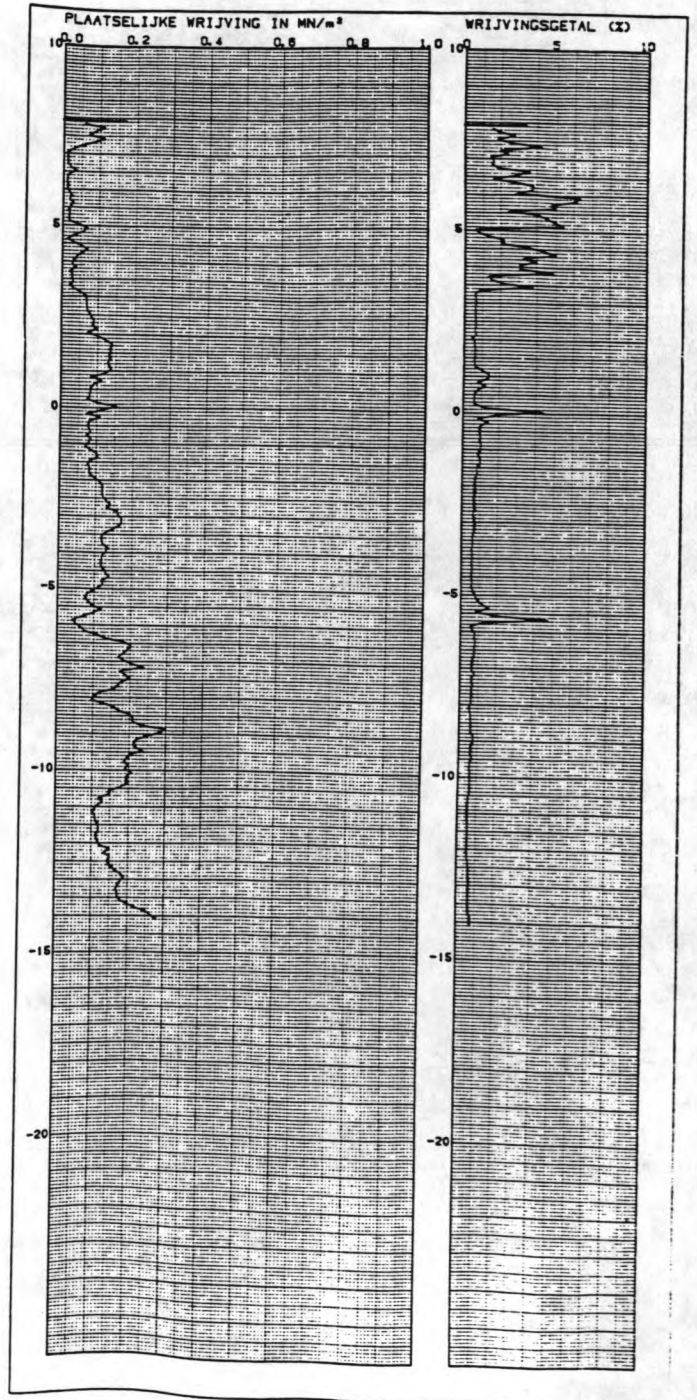
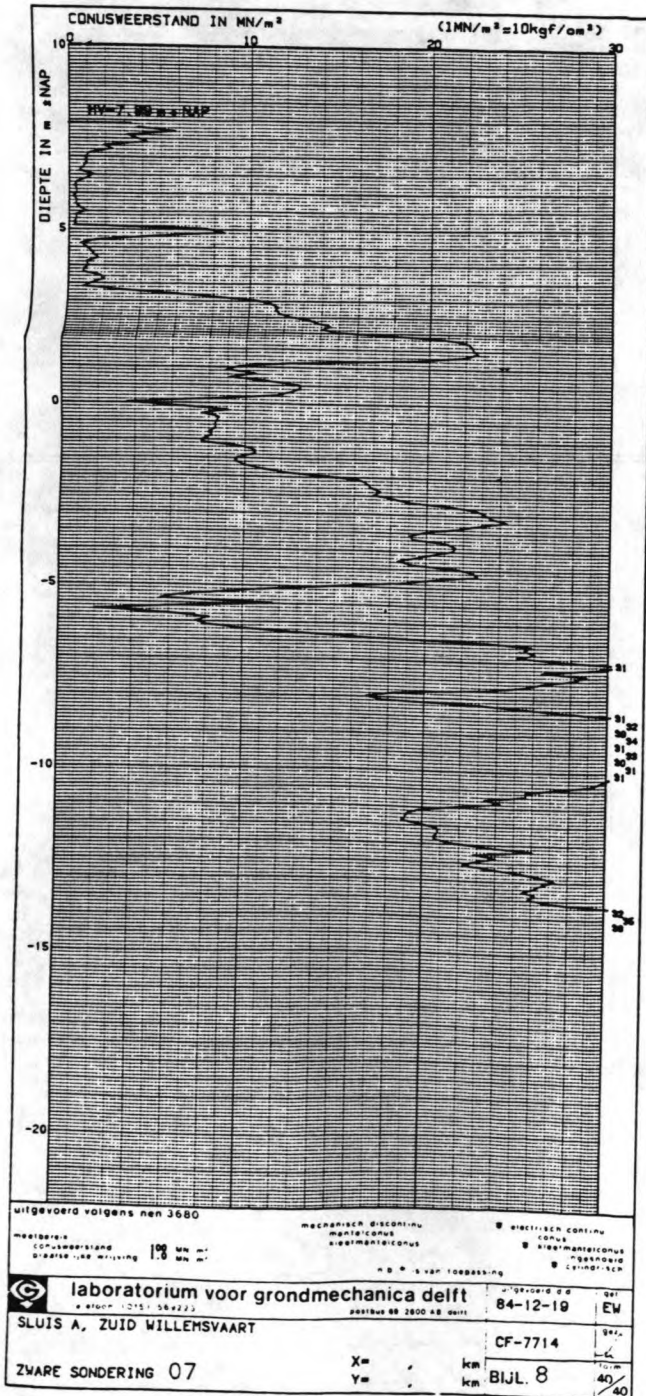
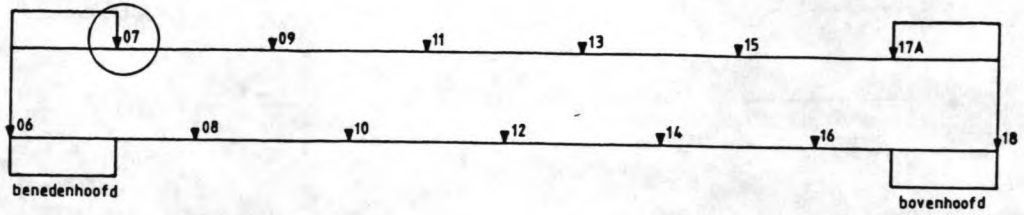
het uitgraven en slopen van deze sluizen. Nu gaat het hier nog maar om betrekkelijk kleine sluisjes van metselwerk, maar anders wordt het wanneer men praat over de huidige grote sluizen van gewapend beton met twee tot drie meter dikke wanden (de nieuwe sluis bij Panheel) of met een vele meters dikke betonnen sluisvloer (de nieuwe sluizen bij Hansweert). Wanneer deze sluizen ooit moeten worden gesloopt, zijn de kosten niet te overzien. Een sluis daarentegen, welke uit elementen is opgebouwd, trekt men "eenvoudig" uit elkaar. Mogelijk zijn de L-muur elementen voor hergebruik geschikt.

Zitten er verder nog nadelen aan het ontwerp? Ook deze vraag kan bevestigend worden beantwoord, maar dit ligt meer in de aard van de onbekendheid met het werk. Conservatieve ingenieurs zullen zeggen: "Het is op de traditionele manier altijd goed gegaan, dus waarom veranderen?" Ondanks het feit dat het ontwerp vrij ver is uitgewerkt, is het natuurlijk altijd nog mogelijk dat men tijdens de uitvoering op onverwachte, kostenverhogende problemen stuit. Bij het ontwerp van nieuwe sluizen verdient de prefab bouwmethode echter zeker de nodige aandacht.

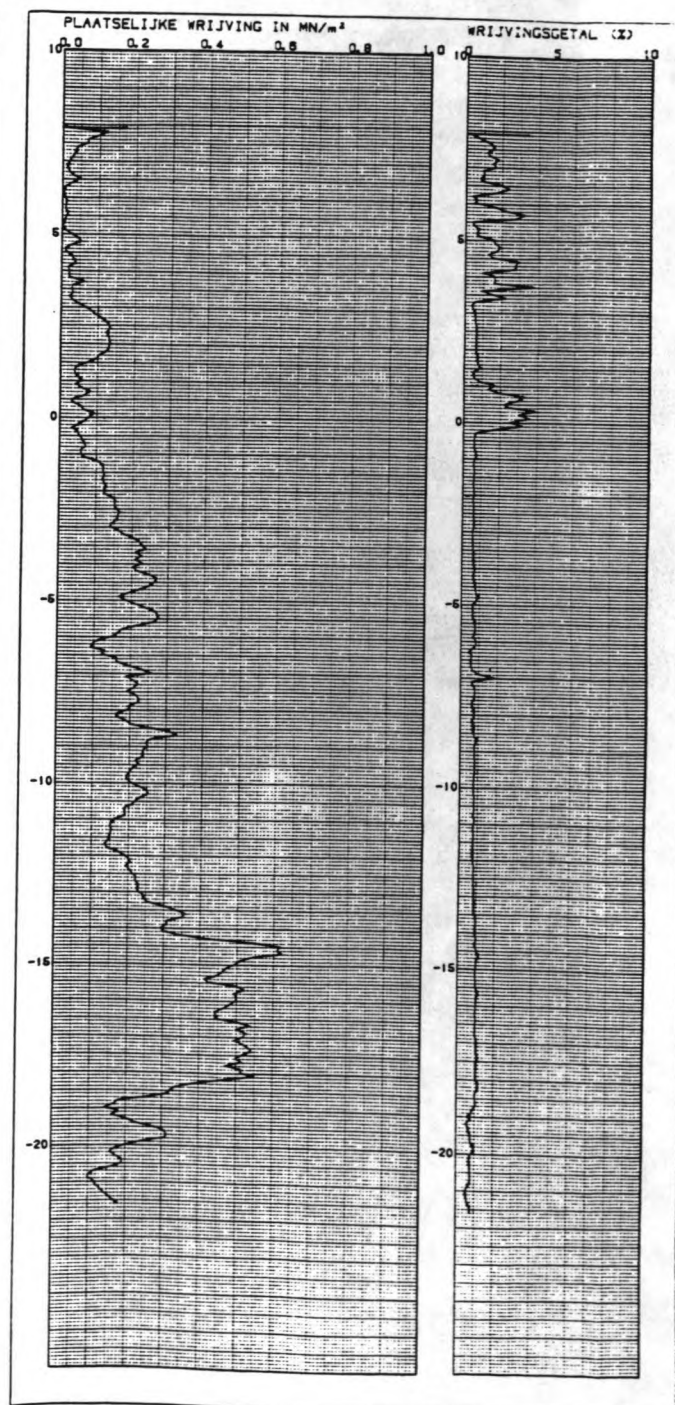
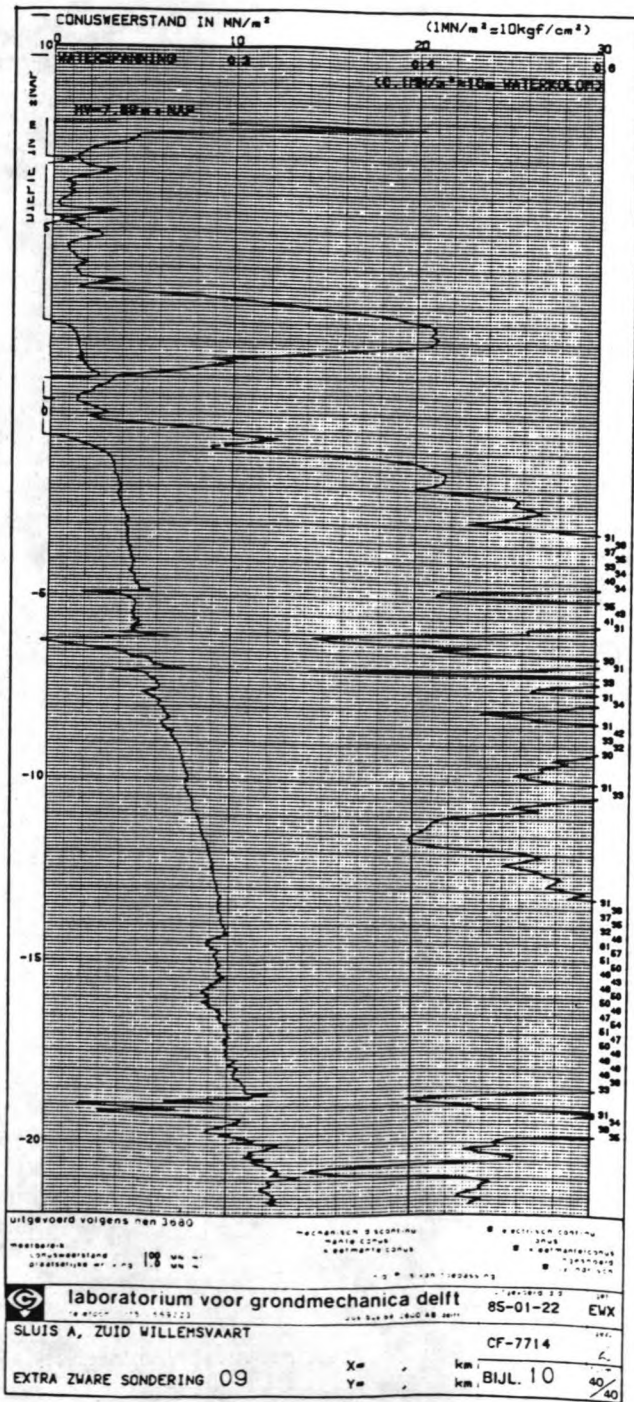
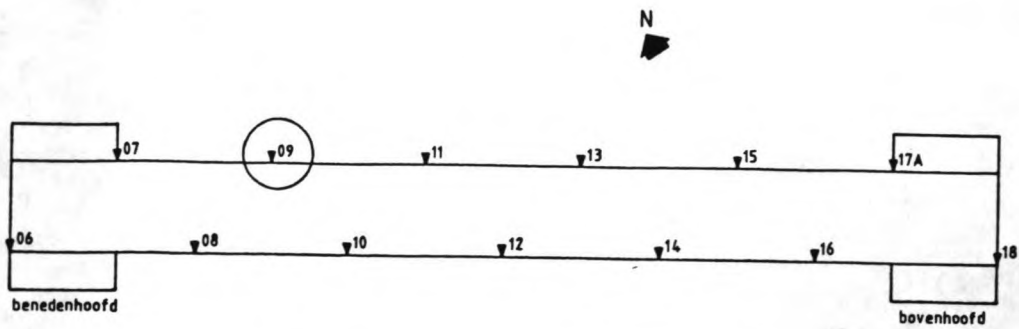
Concluderend kan worden gesteld dat het beschouwde ontwerp zowel technisch, als economisch gezien een aantrekkelijk alternatief vormt.

Bijlagen

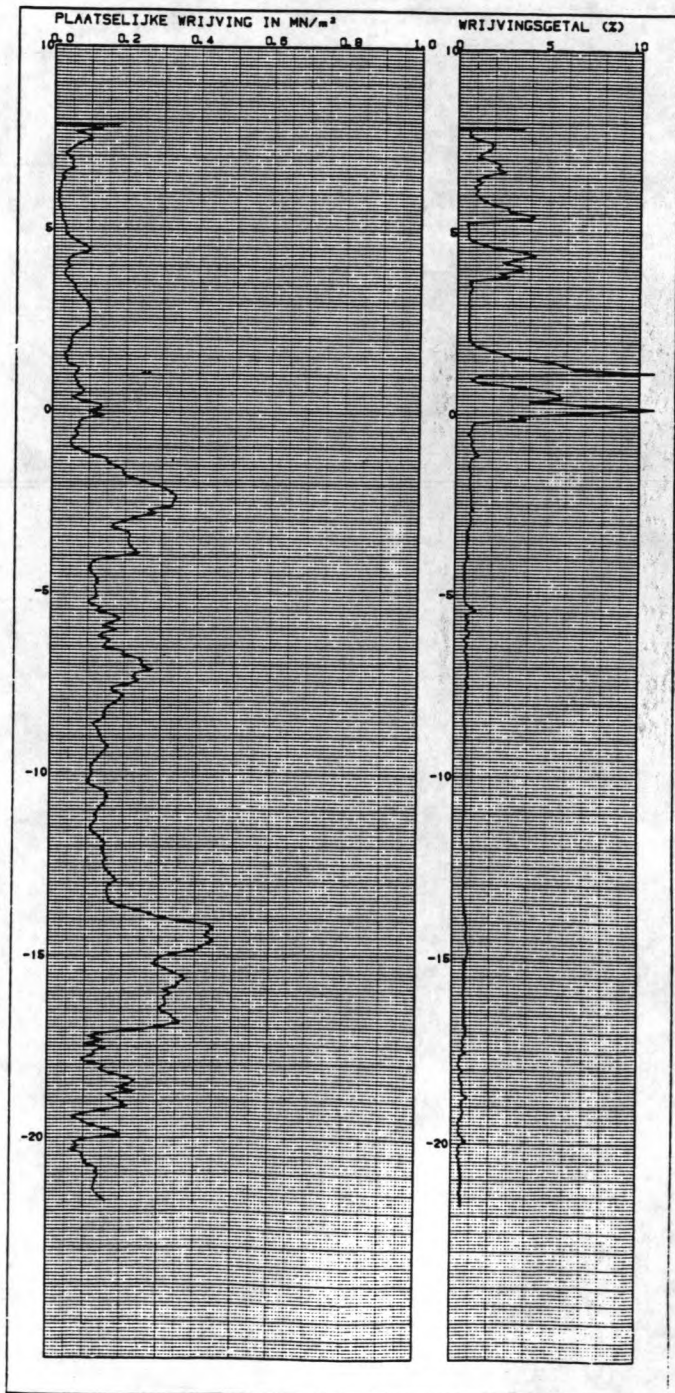
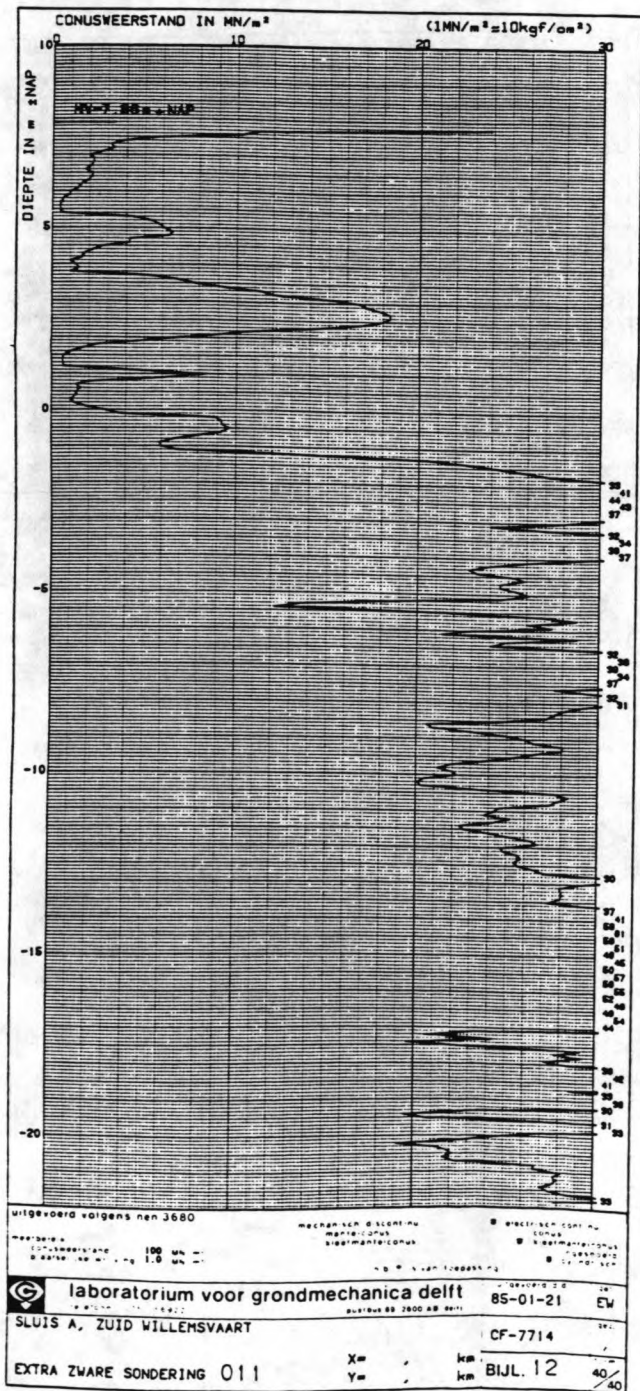
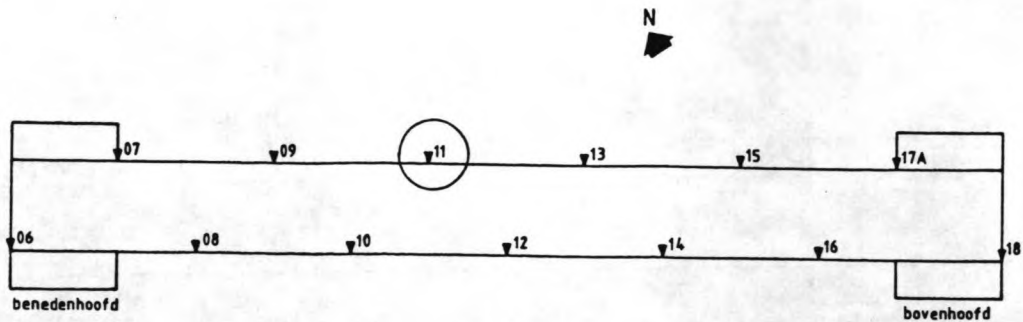
Bijlage 1 Grondgegevens van de bouwplaats van Sluis Schijndel



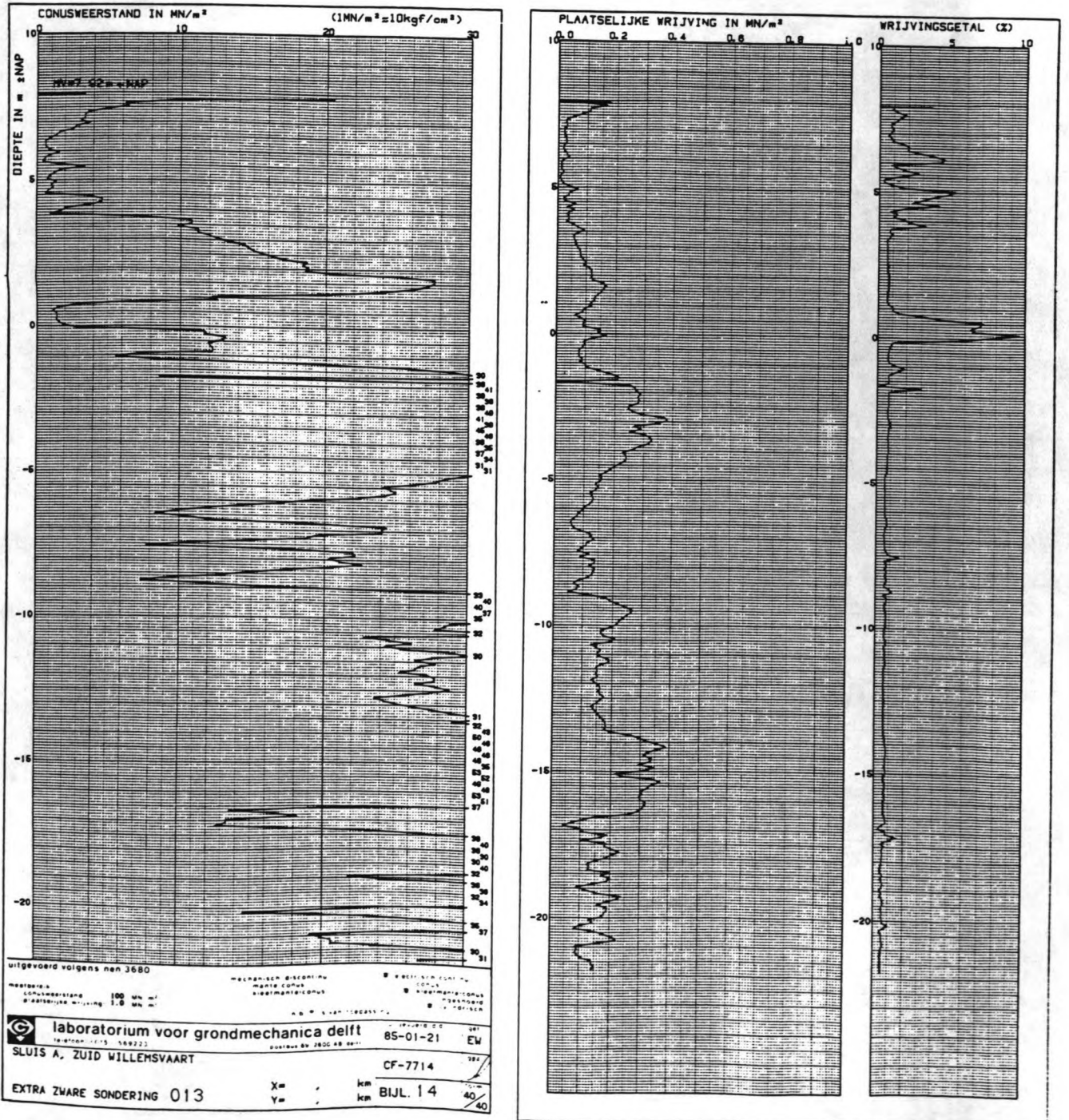
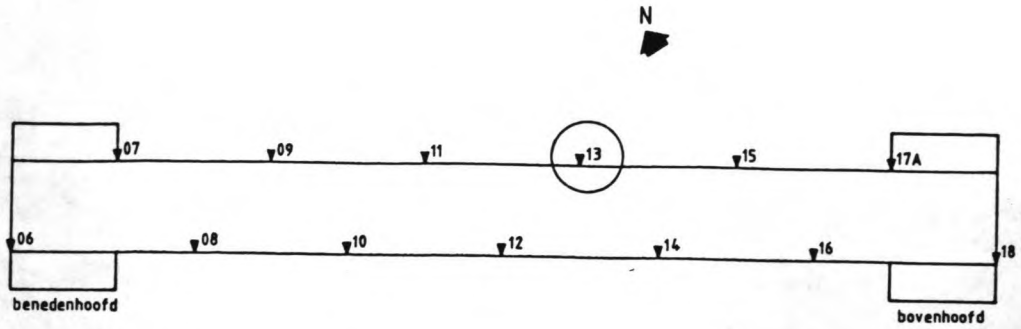
figuur b1.1 Sondering 07



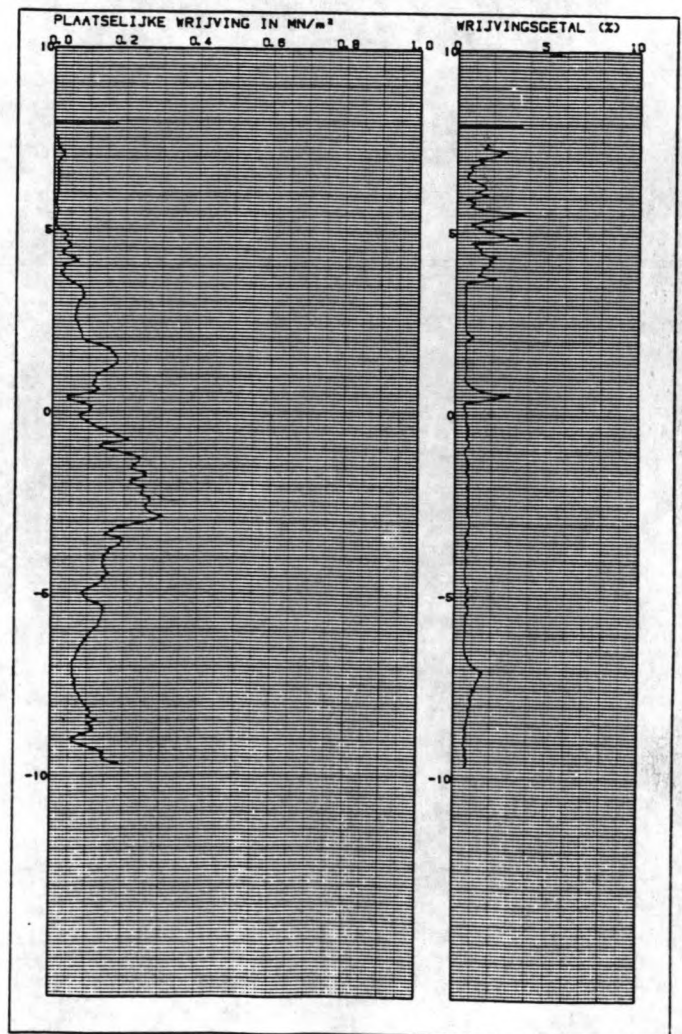
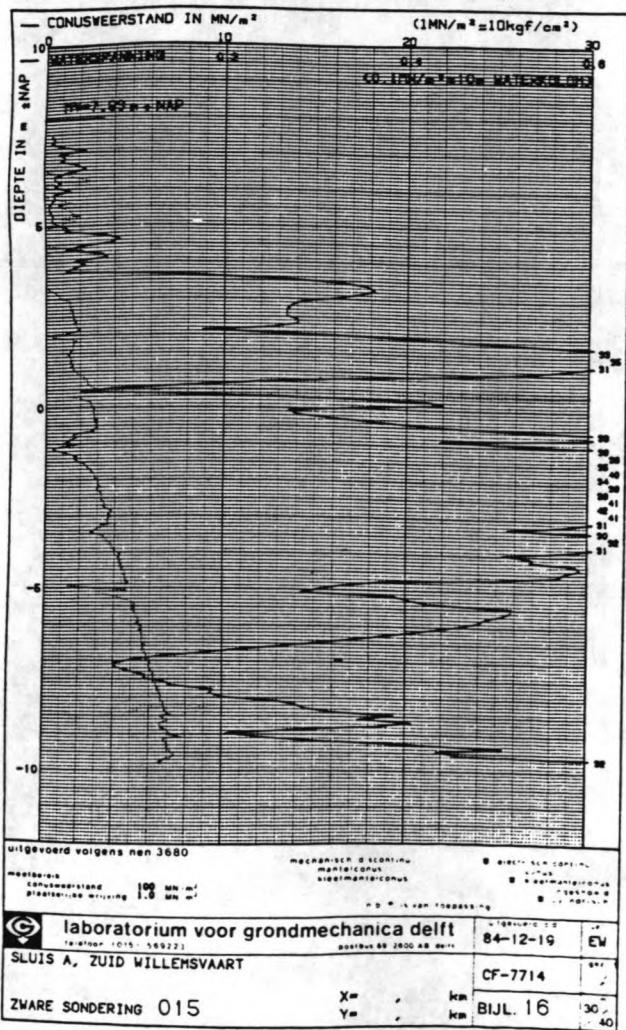
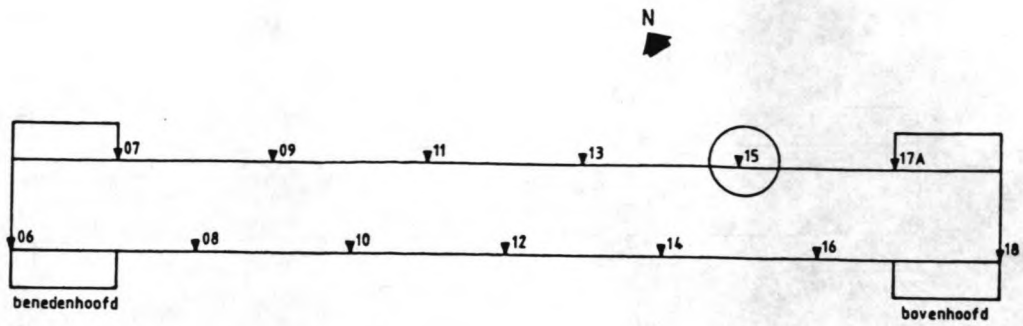
figuur bl.2 Sondering 09



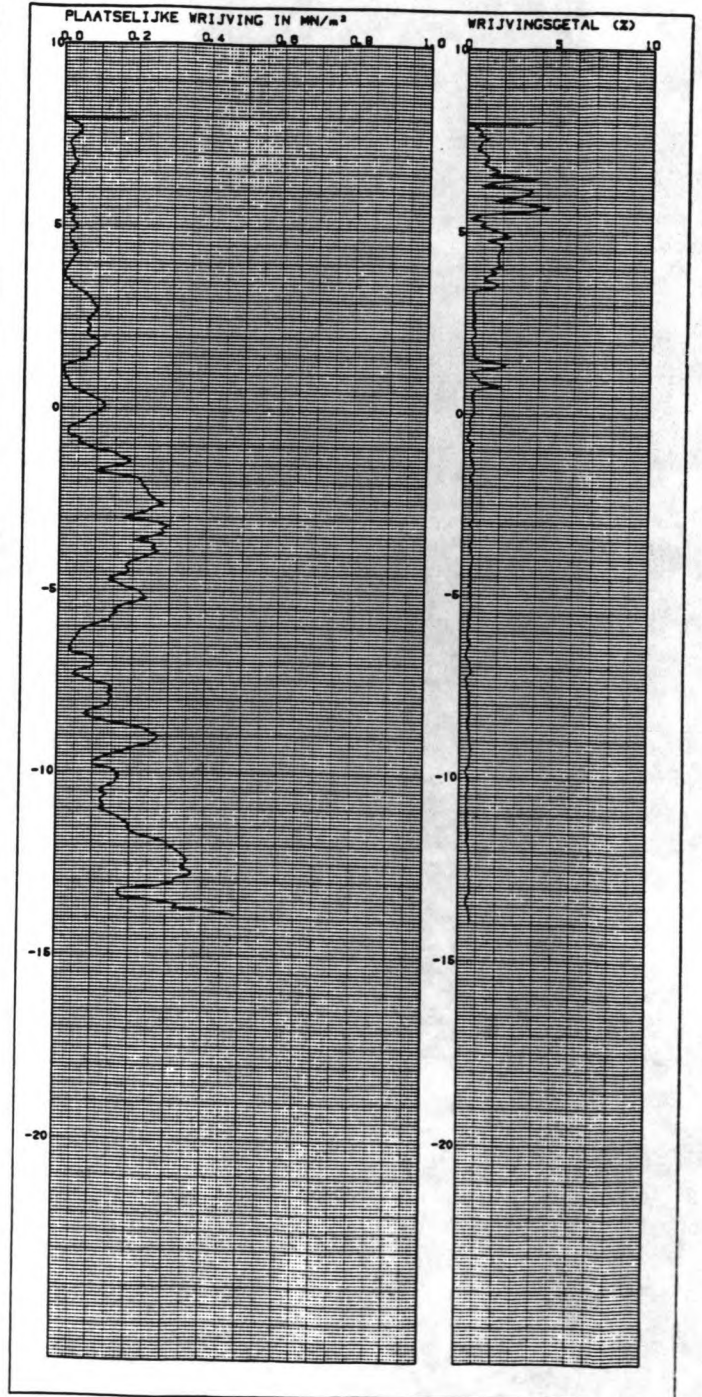
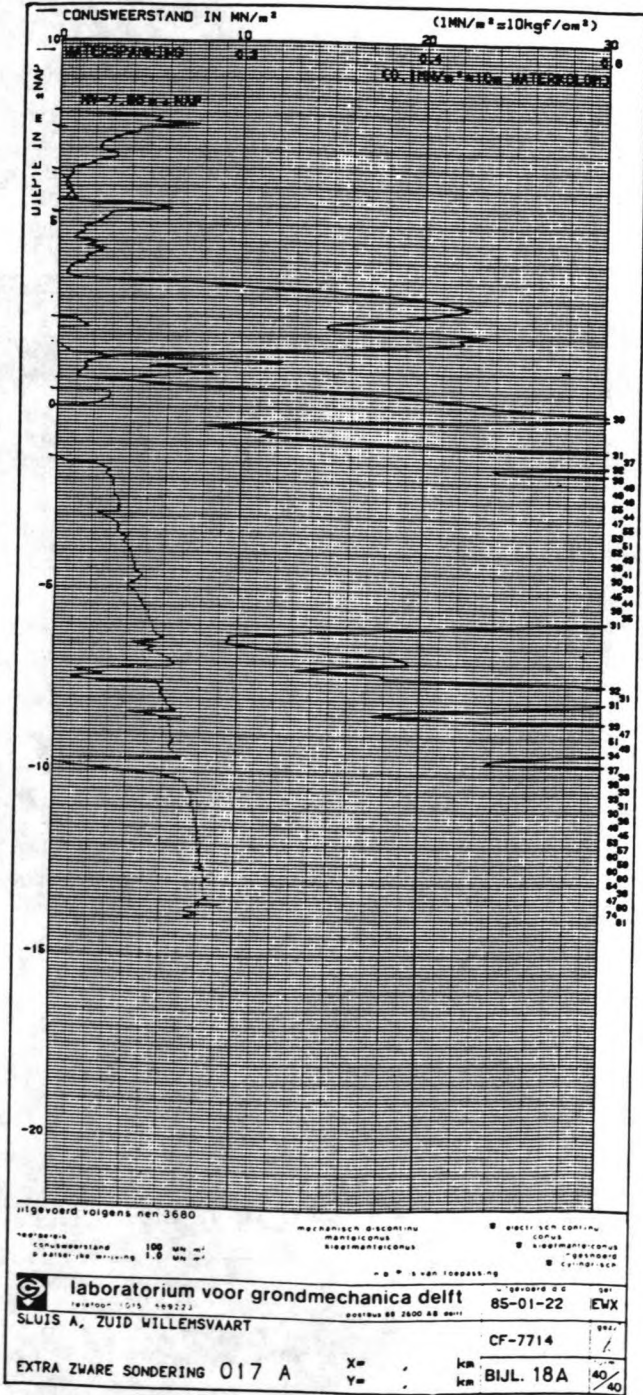
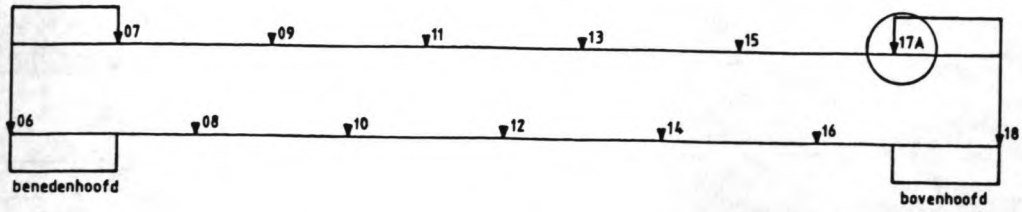
figuur bl.3 Sondering 11



figuur bl.4 Sondering 13



figuur b1.5 Sondering 15



figuur bl.6 Sondering 17A

Parameters te keuze van demansberekening *Sluis 6 Subgedeel*



berekening:

beh. door:

kenmerk:

dt:

blad:

Boring	laag no	omschrijving grondwater	diepte onderkant laag in m t.o.v. NAP	Geenbolle waarden voor			$\frac{d_p}{d_n}$ [$\frac{cm}{m^2}$]	q' [cm]	c' [$\frac{cm}{m^2}$]	k_{sp} [$\frac{cm}{m^2}$]
				d_p [$\frac{cm}{m^2}$]	d_n [$\frac{cm}{m^2}$]	c' [$\frac{cm}{m^2}$]				
07	1	silt, met fijn zand en klei	+35	16	17	17	25	1	2500	
	2	zand, fijn tot middelkorrelig	+1	17	20	20	32½	0	25000	
	3	zand, limes-land	-2	17	20	20	27½	2	15000	
	4	zand	-5	17	20	20	32½	0	30000	
	5	zand, met silt	-6	17	20	20	30	0	20000	
	6	zand	-14	17	20	20	35	0	50000	
017	1	silt, met fijn zand klei, laagje in ver. laagje	+35	17	19	19	25	1	2500	
	2	zand, fijn tot middelkorrelig	+15	17	20	20	32½	0	25000	
	3	silt, limes	+95	17	20	20	27½	2	5000	
	4	zand	-6	17	20	20	35	0	50000	
	5	zand	-7,5	17	20	20	32½	0	30000	
	6	zand	-14	17	20	20	35	0	50000	

tabel bl.1 Resultaten van twee grondboringen, genomen bij de sluishoofden.

Schuis & Schynders Resultaten celproef Tabel C

BORING NUMMER	MONSTER NUMMER	diepte monster in m b.o.v NAP	omschrijving monster	volume gemiddelde in dm^3		Resultaten ϕ ($^{\circ}$)	celproef c (dkN/m^2)
				voor de proef	na eerste kloofing proef		
07	2	+ 4,4	silt, met zand- inblijfsel en plantresten	19,2	20,3	28,6	0
	3	+ 3,4	silt, zandig stark leem	15,3	16,3	22,6	1,4
	4	- 0,1	zand, silt met met zand, silt met zand, silt met zand, silt	15,5	16,0	27,3	7,9
017	6	+ 5,9	silt, zandig en veenschuif	18,3	19,7	24,2	2,9
	7	+ 4,1	zand, siltig met leem, silt	19,0	20,0	23,2	0
	8	+ 1,0	silt, sterk leem	15,6	15,9	26,8	1,9



Berekening:

Kenmerk:

dt:

beh. door:

blad:

tabel b1.2 Resultaten van celproeven, genomen op de grondmonsters.



berekening:

beh. door:

kenmerk:

dt:

blad:

Shuis te Schijndel Tabel A

Korrelverdelingen

Boring	monda	lykz m	diepte monden in m b.o.v NAP		kenmerkende cijfers (in cm)			(gemiddelde) diameter in mm x 10 ⁴ schaal
			van	tot	d ₁₀	d ₅₀	d ₆₀	
07	12	24	+1.8	+1.5	70	155	170	97
	13	25	-3.4	-3.8	90	180	205	99
	14	26	-9.1	-9.5	120	210	220	14
017	9	27	+2.6	+2.3	70	140	155	96
	10	28	-2.4	-2.7	130	230	260	1,6
	11	29	-10.4	-10.7	110	180	210	1,1

tabel bl.3 Korrelverdelingen van de grondmonsters.



berekening: *Elus Schudel*

beh. door: *Bak*

kenmerk:

dt:

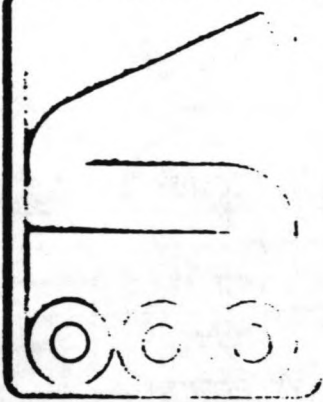
blad:

Tabel B
Resultate doorlatendheidsproeven.

Monster nummer	boring	diepte monster in m b.o.v NAP, en omschrijving	volume gemiddt (nat) in kN/m^3	korrelspanning kN/m^2	doorlatendheid in m/sec
2	07	+4,65 m silt, klei, net veenschuif	1.50	40	$5,61 \times 10^{-8}$
				60	$4,93 \times 10^{-8}$
4	07	-0,25 m vee, met lokale vastinbrenging	1.15	90	129×10^{-6}
				150	$0,94 \times 10^{-6}$
5	07	-5,7 m silt met sluif, zand	2,01	150	237×10^{-8}
				50	$4,12 \times 10^{-8}$
6	017	+6,1 m klei, veen	1,34	20	$1,43 \times 10^{-6}$
				30	$1,04 \times 10^{-6}$
8	017	+9,8 m silt, zwak klei	1,94	60	$3,09 \times 10^{-9}$
				120	$3,00 \times 10^{-9}$

tabel bl.4 Doorlatendheid van de grondmonsters.

Bijlage 2 Gegevens van mobiele kranen



VENTURING - LOCATION

SAFARI

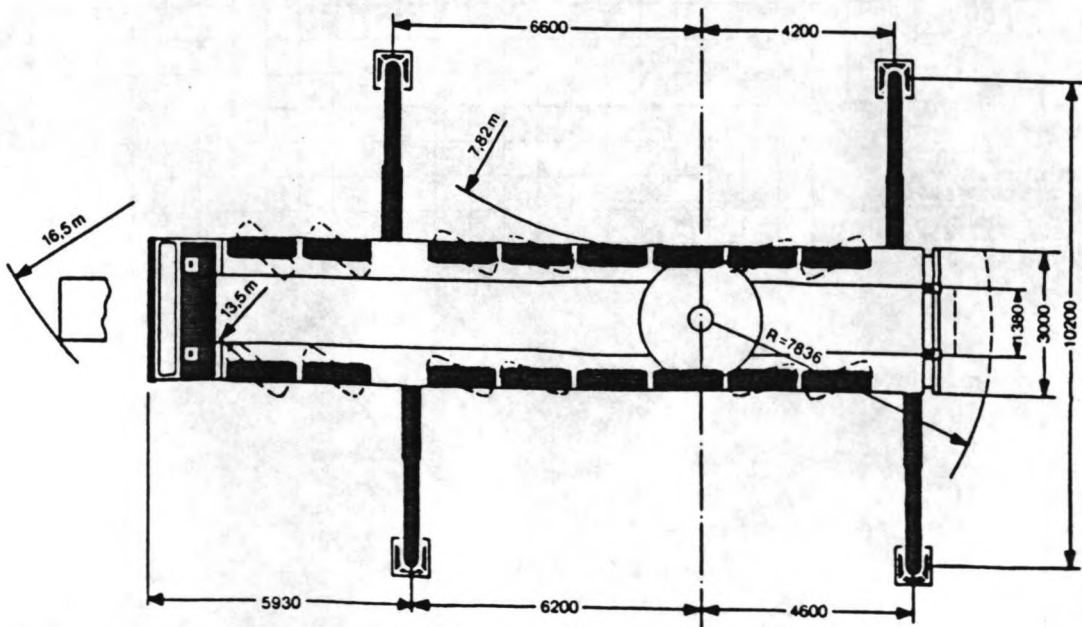
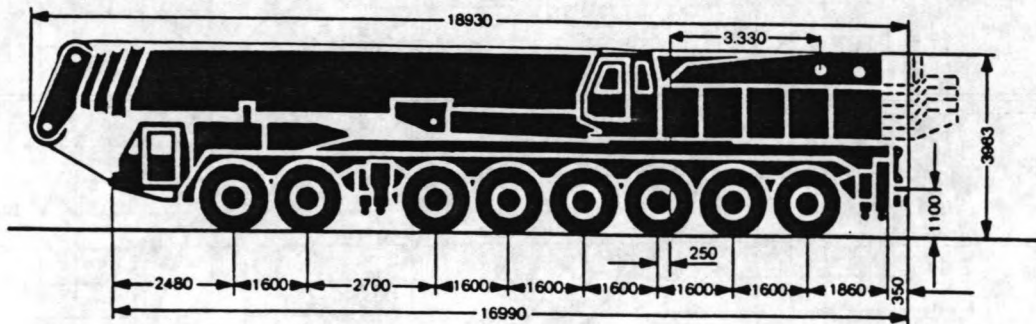
S.A.

Brouwerijstraat 10
B - 2901 STEENHUFFEL - BELGIUM

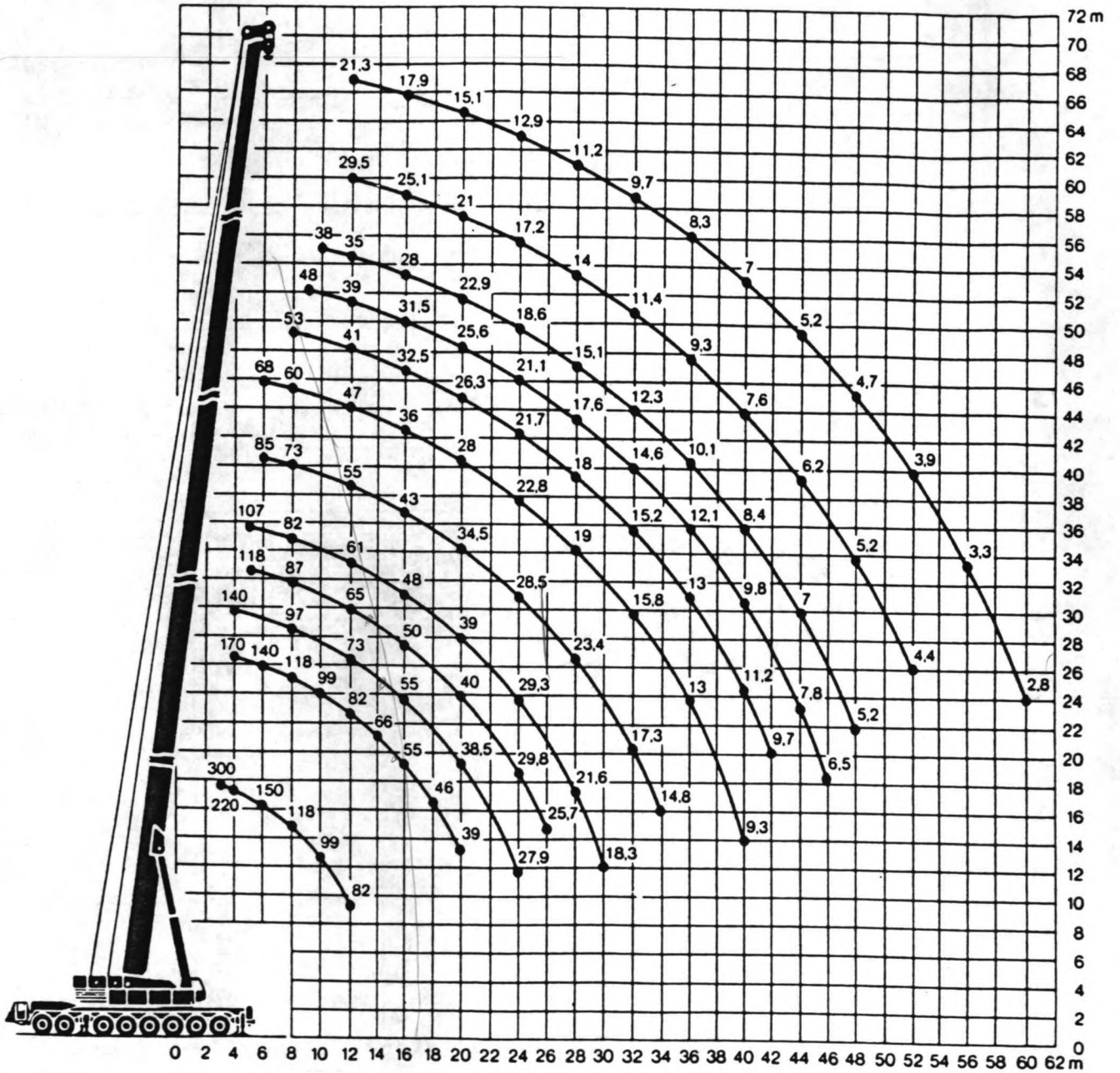
052/30.01.51 Telex : 22717
30.08.11

LIEBHERR LT 1300

300/330 TON



b2.1 Mobile hydraulische kraan, 300 ton hefvermogen





LIEBHERR LT 1300 - 300 ton

MAIN-BOOM/FLECHE PRINCIPALE/HAUPTAUSLEGER										66 ² / ₃				360°	
Lifting capacity / La puissance de levage / Tragkräfte (t)										NEN 2022					
COUNTER WEIGHT 60 t / COUTRE POIDS 60 t / GEGENGEWICHT 60 t															
Radius m	Main boom / Fleche principale / Hauptausleger (m)														
	17	26	28	29	32	35	40	42	46	49	52	55			
3.0	300 ¹⁾														
3.5	240 ²⁾														
4.0	220 ²⁾	170		141											
4.5	200	160		134	120										
5	180	151		128	115	109									
6	150	141		116	105	100	87		70						
7	129	129		106	97	92	81								
8	119	119		98	89	84	75		66	55					
9	109	109		91	83	77	70		58	52	50				
10	100	100		85	77	72	65		54	49	47	40			
12	83	83		74	67	63	57		49	43	41	37			
14		67		66	59	55	51		43	38,5	37	33,5			
16		56		56	52	50	45		38	34,5	33,5	30			
18		46		46	47	45	39,5		33,5	31	30,5	27,2			
20		38		38	39,5	39	36		30	28,1	27,5	24,8			
22				31,5	33,5	33	33		27	25,6	25	22,5			
24				26,8	28,5	28,2	29,9		24,6	23,5	23	20,5			
26					24,5	24,2	25,8		22,6	21,6	21	18,7			
28						20,9	22,5		20,8	19,8	19,5	17,0			
30						18,1	19,6		19,2	18,4	18,0	15,6			
32							17,2		17,6	17,0	16,5	14,2			
34							15,1		15,5	15,8	15,2	13,0			
36									13,7	14,8	14,0	12,0			
38									12,1	13,6	12,8	11,2			
40									10,6	12,2	11,7	10,3			
42										10,9	10,5	9,5			
44											9,3	8,9			
46											8,3	8,2			
48												7,5			
Verriegelung	100	100	40	100	60	60	40	30	40	40	35	30			
Teile I	0	70	0	94	70	94	84	0	94	70	94	100			
Teile II	0	0	50	0	50	50	50	100	92	92	92	100			
Teile III	0	0	40	0	0	0	40	100	40	90	90	100			

Ausfahrzustände der Teleskope in Prozent

MAIN-BOOM/FLECHE PRINCIPALE/HAUPTAUSLEGER										66 ² / ₃				360°	
Lifting capacity / La puissance de levage / Tragkräfte (t)										NEN 2022					
COUNTER WEIGHT 60 t / COUTRE POIDS 60 t / GEGENGEWICHT 60 t															
Radius m	Main boom / Fleche principale / Hauptausleger (m)														
	17	26	35	46	52	55	SUPER LIFT								
3	330 ¹⁾														
3.5	240														
4	220	170													
4.5	200	165													
5	184	160			110										
6	180	153			108		70								
7	160	146			106		68								
8	142	134			98		67								
9	127	130			95		66								
10	115	125	121		90		65		49						
12	95	105	103		77		60		48		38				
14			88		71		57		46		37,5				
16			76	85	62	65	50		41,5		32				
18			65	75	55	58	44		38,5		31				
20			56	65	50	53	39	44	37,5		30				
22					45	50	36,5	41	33,5	36	29				
24					41	44	34	36	30	33	26				
26					36	41	31,5	32,5	27	30	25				
28					32	37	28	31	24	27	22,7				
30					28,7	33	25,3	29	21,7	26,5	20				
32							22,6	27,5	19,6	24	18	21,5			
34							20,4	24,5	18	23	17,5	20			
36							18,4	21,6	17,5	20,6	17	18			
38							16,6	19,3	17	18,3	15,5	17,1			
40								15,0	17,0	16,5	13,6	16,2			
42										15	11,8	13,7			
44										13,2	10,1	11,7			
46										11,6	8,6	9,9			
48											7,2	8,5			
Schwebelast	0/46	60	46/60	80	46/60	80	32/60	80	32/60	80	60	∞ 80			
Teile I	0		70		94		94		94		100				
Teile II	0		0		50		92		92		100				
Teile III	0		0		0		40		90		100				

Ausfahrzustände der Teleskope in Prozent

¹⁾ Nach hinten, Stützbreite 7,0 m

²⁾ Kippplastaussnutzung maximal 66²/₃% (in Lastrichtung mindestens 1,5 × P, nach hinten -0,15 × P)



SARENS

VERHURING - LOCATION

SARENS

n.v.

s.a.

Brouwerijstraat 10

B - 2901 STEENHUFFEL - BELGIUM

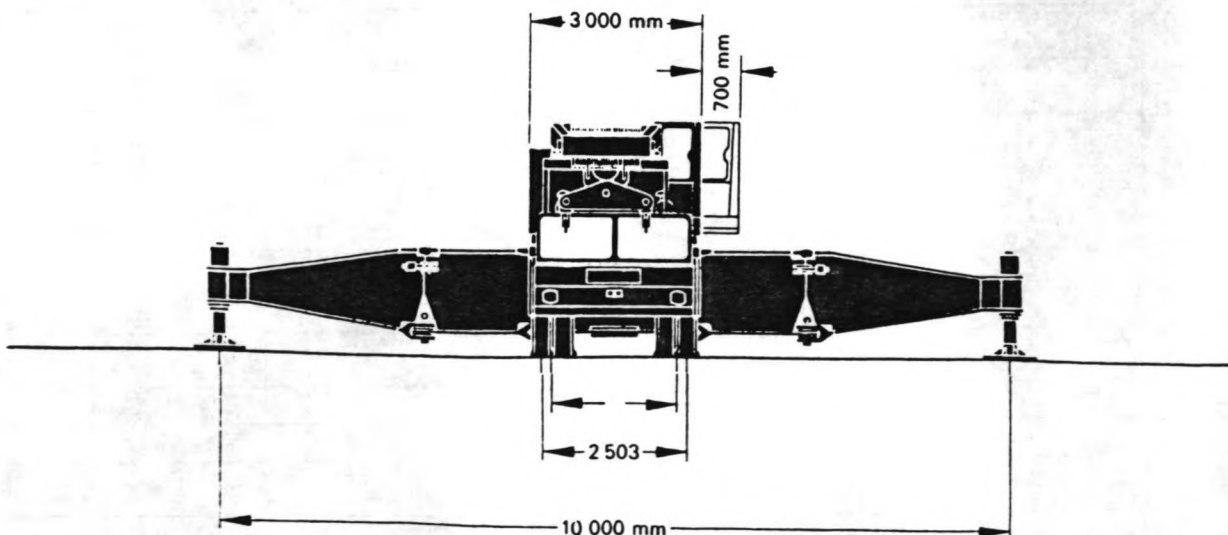
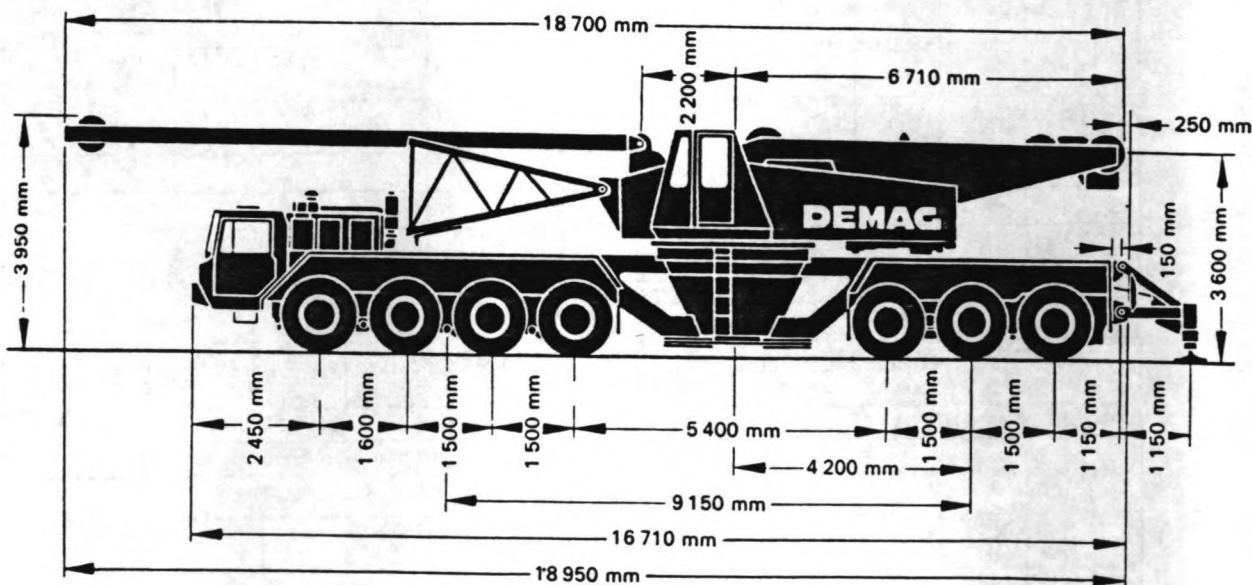
052/30.01.51

Telex : 22717

30.08.11

DEMAG TC 1200



250/280 TON



b2.2 Mobile opbouwkraan, 250 ton hefvermogen



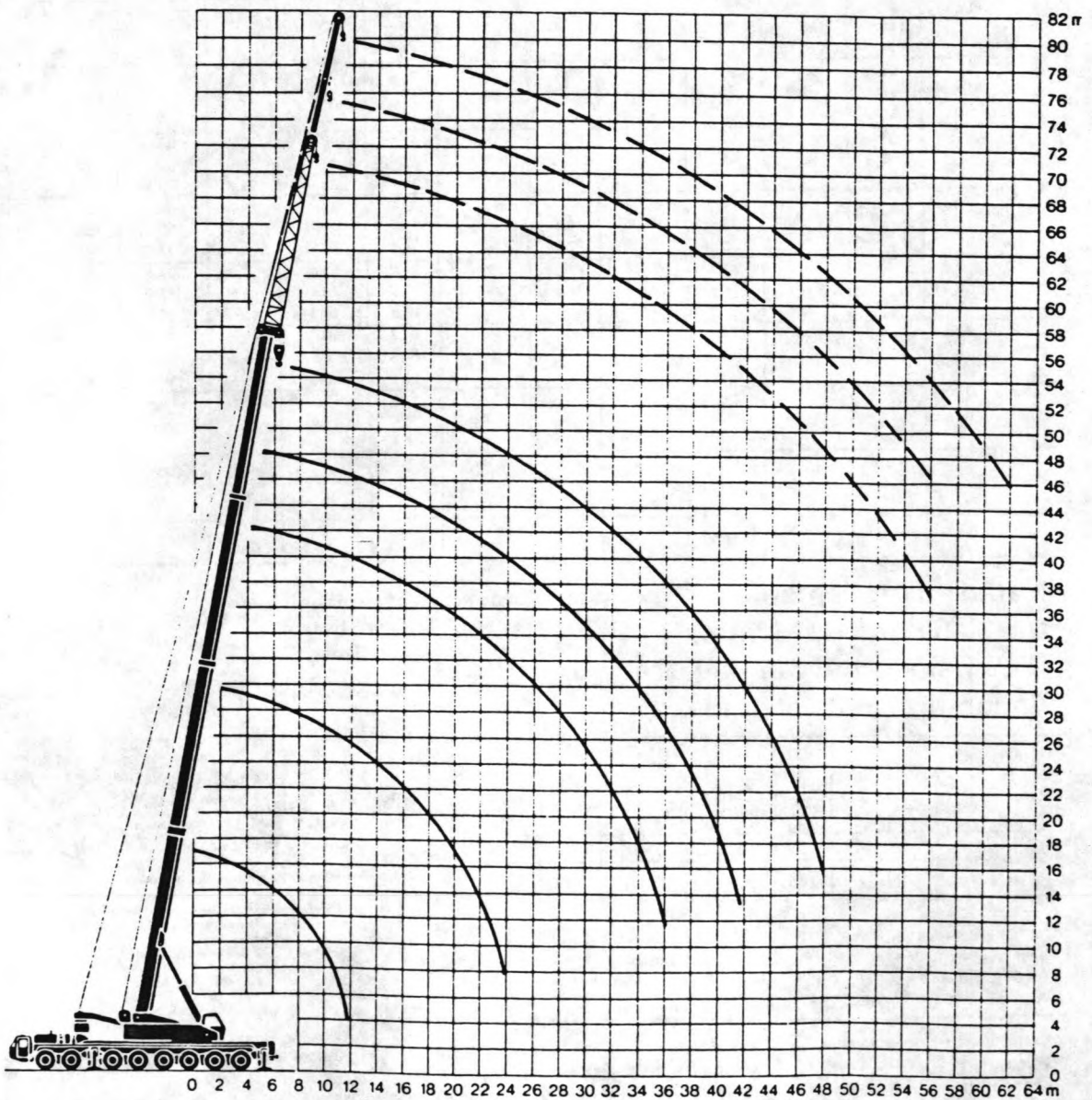
DEMAG TC 1200 - 250 ton

MAIN BOOM/FLECHE PRINCIPALE/HAUPTAUSLEGER										360°		
Lifting capacity/La puissance de levage/Tragkräfte												
Length Longueur Länge	Radius	75%	NEN 2022	Length Longueur Länge	Radius	75%	NEN 2022	Length Longueur Länge	Radius	75%	NEN 2022	
m	m	t	t	m	m	t	t	m	m	t	t	
12	6	250	234	48	18	75	72,3	72	54	15,2	11,9	
	7	230	230		20	66,2	61,3		58	13,3	10,5	
	8	199	199		22	59,1	53,3		62	11,7	9,4	
	9	175	176		24	53,2	47,1		78	10	65	65
	10	155	155		26	48,3	42,1			11	62,5	62,5
	11	140	140		28	44,2	38			12	60	60
12	126	126	30		40,6	34,6	14	56,7		56,7		
18	6	250	234		34	34,5	29,6	16		52,9	52,9	
	7	229	229		38	29,4	25,7	18		49,9	49,9	
	8	197	197		42	25,5	22,8	20	46,1	46,1		
	9	173	173		54	9	140	140	22	44,1	44,1	
	10	154	154			10	134	134	24	41,6	41,4	
	11	139	139			11	127	127	26	39,3	36,7	
12	125	125	12			120	120	28	37,1	32,7		
14	105	105	14			100	100	30	35,3	29,1		
16	90,4	90,4	16			85,6	85	34	31,4	23,9		
24	7	228	228		18	74,4	70,9	38	26,6	20		
	8	196	196		20	65,6	60	42	22,5	16,9		
	9	172	172	22	58,5	52,1	46	19,3	14,5			
	10	153	153	24	52,6	45,9	50	16,7	12,5			
	11	138	138	26	47,7	40,9	54	14,4	10,8			
	12	124	124	28	43,5	36,8	58	12,5	9,5			
30	7	227	227	30	40	33,4	62	10,9	8,3			
	8	196	196	34	33,9	28,1	66	9,5	7,4			
	9	171	171	38	28,8	24,1	70	8,3	6,6			
	10	152	152	42	24,8	21,3	84	11	53	53		
	11	137	137	46	21,7	19		12	50,8	50,8		
	12	123	123	10	120	120		14	46,5	46,5		
14	103	103	11	115	115	16		43,2	43,2			
16	88,5	88,5	12	110	110	18		39,8	39,8			
18	77,4	77,4	14	98,8	98,8	20		37,5	37,5			
36	7	210	210	16	84,9	83,5	22	35,2	35,2			
	8	195	195	18	73,7	69,4	24	33,1	33,1			
	9	171	171	20	64,9	58,9	26	31,1	31,1			
	10	152	152	22	57,8	50,8	28	29,3	29,3			
	11	136	136	24	51,9	44,6	30	27,7	27,7			
	12	122	122	26	47	39,7	34	24,8	23,2			
42	16	87,9	87,7	28	42,8	35,6	38	22,3	19,1			
	18	76,5	75,3	30	39,2	32,2	42	20	16			
	20	67,7	64,6	34	33,3	26,9	46	18,1	13,6			
	22	60,6	56,5	38	28,2	22,9	50	16,1	11,6			
	24	54,8	50,7	42	24,2	19,9	54	13,8	10			
	26	49,9	45,7	46	21	17,5	58	11,8	8,6			
48	7	210	210	50	18,5	15,6	62	10,2	7,4			
	8	195	195	54	16,4	14,1	66	8,8	6,4			
	9	171	171	60	10	95	95	70	7,5	5,6		
	10	152	152		11	90	90	90	11	47	47	
	11	136	136		12	86,5	86,5		12	44,3	44,3	
	12	122	122		14	80,7	80,7		14	40,6	40,6	
14	102	102	16		76,6	76,6	16		37,1	37,1		
16	87,9	87,7	18		73	67,6	18		34	34		
36	18	76,5	75,3	20	64,2	57,6	20		31,5	31,5		
	20	67,7	64,6	22	57,1	49,8	22	29,3	29,3			
	22	60,6	56,5	24	51,3	43,5	24	27,3	27,3			
	24	54,8	50,7	26	46,3	38,6	26	25,4	25,4			
	26	49,9	45,7	28	42,2	34,5	28	23,7	23,7			
	28	45,8	41,8	30	38,6	31,2	30	22,1	22,1			
42	30	42,3	38,5	34	32,7	25,9	34	19,5	19,5			
	8	180	180	38	27,6	21,9	38	17,2	17,2			
	9	170	170	42	23,6	18,8	42	15,2	15,2			
	10	151	151	46	20,4	16,4	46	13,3	12,9			
	11	135	135	50	17,8	14,4	50	11,5	10,9			
	12	121	121	54	15,7	12,8	54	9,5	9,3			
48	14	102	102	58	14	11,6	58	7,9	7,9			
	16	86,9	86,9	72	10	77	77	62	6,5	6,5		
	18	75,7	73,5		11	75	75	66	5,3	5,3		
	20	66,9	62,8		12	72,8	72,8	70	4,2	4,2		
	22	59,8	54,8		14	68,8	68,8	Std. Hammer Head Tête de marteau Doppelrollenkopf				
	24	54	48,5		16	65,1	65,1					
26	49,1	43,5	18		61,6	61,6						
28	44,9	39,8	20	58,3	56,6							
30	41,4	36,4	22	55,2	48,8							
34	35,1	31,2	24	50,8	42,8							
48	9	160	160	26	45,9	37,6	26	37,6	37,6			
	10	150	150	28	41,7	33,6	28	33,6	33,6			
	11	135	135	30	38,1	30,3	30	30,3	30,3			
	12	121	121	34	32,2	25	34	25	25			
	14	101	101	38	27,2	21	38	21	21			
	16	86,2	86,2	42	23,2	18	42	18	18			
				46	20	15,5	46	15,5	15,5			
				50	17,4	13,5	50	13,5	13,5			



LIEBHERR LT 1200 - 200 ton

Hijshoogten
Die Hubhöhen.
Lifting heights.
Hauteurs de levage.



van seumeren holland b.v.

b2.3 Mobiele hydraulische kraan, 200 ton hefvermogen

**Heffvermogen aan de telescoopmast. Lifting capacities at telescopic boom.
Die Traglasten am Teleskopausleger. Forces de levage à la flèche télescopique.**

Telescoopmastlengte (m) afgestempeld 360 . Contragewicht 33 T.
Teleskopauslegerlangen (m). Abgestützt, 360°. Ballast: 33 T.
Working lengths of boom (metres). On outriggers, 360°. Counterweight: 33 T.
Longueurs de la flèche (en m). Grue calée — sur 360 . Contrepoids: 33 T.

Ausladung Radius Portée m	16,5 m		29,4 m*		29,4**		42,2 m		48,6 m		55 m	
	75%	66 ² / ₃ %	75%	66 ² / ₃ %	75%	66 ² / ₃ %	75%	66 ² / ₃ %	75%	66 ² / ₃ %	75%	66 ² / ₃ %
3	200	200*										
3,5	180	180										
4	165	165	100	100								
4,5	151	151	98	98								
5	140	140	96	96								
6	120	120	90	90			50	50				
7	103	103	80	80	70	70	48	48				
8	91	91	70	70	65	65	47	47	37	37		
9	82	82	62	62	60	60	46	46	35	35		
10	74	74	56	56	55	55	45	45	33	33	30	30
12	62	62	46	46	47	47	43	43	30	30	28	28
14			39	39	40	40	38	38	27,5	27,5	26	26
16			33,5	33,5	35	35	33	33	25	25	25	25
18			29	29,0	30,5	30,5	29	29	23	23	23	23
20			25	25,0	27	26,5	25	25	21	21	21	21
22			21,5	21,2	24	23,8	21,2	21,2	20,2	20,2	20	20
24			18,5	17,4	21,5	20,0	18,5	18,5	18,2	18,2	18	18
26							16,3	16,3	15,6	15,6	15	15
28							14,3	14,3	13,6	13,6	13	13
30							12,5	12,5	11,7	11,7	11,5	11,5
32							11	11,0	10,5	10,5	10	10
34							9,8	9,8	9,4	9,4	9	9
36							8,5	8,4	8,2	8,2	8	8
38									6,7	6,7	7,2	7,2
40									5,9	5,9	6,4	6,4
42									5,2	5,2	5,7	5,7
44											5,1	5,1
46											4,6	4,6
48											4,1	4,1

**Maten en gewichten.
Die Maße und Gewichte.
Dimensions and weights.
Encombremets et poids.**

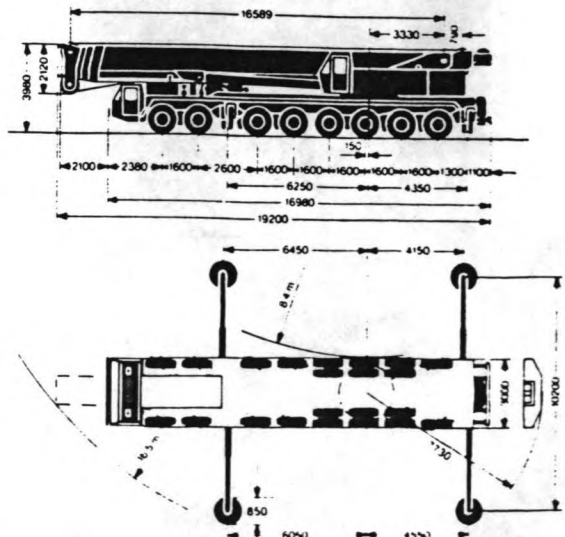
Asdruk van de kraan in rijrichting.
Die Achslasten (t). Kran in Fahrtstellung.
Axle loads (t). From front to rear.
Charges par essieux (t). Grue en position route.

Assen Achse Axle Essieu	1	2	3	4	5	6	7	8
t	12	12	12	12	12	12	12	12
pour la France	11,4	11,4	11,4	11,4	13	13	13	11,4

Totaalgewicht: 96 ton.
Gesamtgewicht: 96 t.
Total weight: 96 tons.
Poids total: 96 t y compris.

Hijsblokken
Die Lastaufnahmemittel.
Hook blocks and hooks.
Mouflages.

Last in tonnen Traglast t Load tonnes Forces de levage t	Aantal schijven Anz. d. Rollen No. of sheaves Nombre de poulies	Aantal parten Anz. d. Stränge No. of lines Nombre de brins	Gewicht kg Gewicht kg Weight kg Poids kg
200	10	20	2000
90	4	9	1000
50	2	5	600
30	1	3	400
10	—	1	300



Bijlage 3 Bepaling van de toelaatbare belasting op geheide grondverdringende druk- en trekpalen

b.3.1. Bepaling van het bezwijkdraagvermogen van drukpalen met behulp van de methode Koppejan

Algemeen

De interpretatiewijze van sonderingen zoals die in het volgende wordt toegelicht, werd in de jaren vijftig door Koppejan (Laboratorium voor Grondmechanica) langs empirische weg ontwikkeld. Hij kon dat doen omdat in de jaren daaraan voorafgaand, op gerichte wijze gegevens werden verzameld door genoemd laboratorium, met medewerking van vele instanties en particulieren in Nederland.

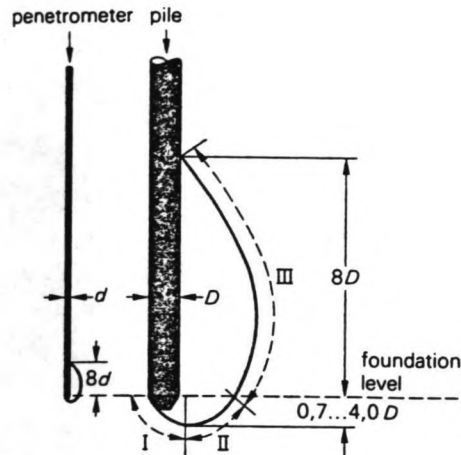
In de gemeenten Amsterdam en Rotterdam bijvoorbeeld is voor elk bouwwerk, hoe licht van gewicht ook, een paalfundering noodzakelijk. Bovendien was en is ook nog steeds de geheide, geprefabriceerde betonpaal het meest gebruikte paaltype. Het was daarom voor alle partijen van het grootste belang om te komen tot een betrouwbare voorspelling van de paallengte en het daarbij behorende draagvermogen.

Er is nu 25 jaar met de rekenmethode gewerkt. Aanvankelijk alleen in Nederland, maar inmiddels ook in vele andere landen, terwijl de methode, zij het langzaam, internationale erkenning vindt. De verzamelde ervaring heeft tot op heden niet kunnen leiden tot een verbetering van Koppejan's methode.

Verband tussen conusweerstand en paalpuntweerstand

Het uitgangspunt bij het zoeken naar een verband tussen de conusweerstand en de paalpuntweerstand is dat, naar analogie van Prandtl's theorie, bezwijken zal plaatsvinden volgens een driedimensionaal glijvlakkenpatroon in de vorm van een logaritmische spiraal. Het is bekend dat grondverdringing tijdens het heien van een paal of het wegdrukken van een conus, weliswaar op een andere

wijze plaatsvindt, maar de voorstelling moet alleen worden gezien als een hulpmiddel bij het onthouden van de interpretatiemethode. Er wordt aangenomen dat deze glijvlakken zich uitstrekken van ongeveer $2D$ onder het puntniveau tot $8D$ erboven (zie figuur b3.1).



figuur b3.1 Het bepalen van de paalvoetweerstand uit het verloop van de conusweerstand volgens Koppejan.

Voor het bepalen van de paalvoetweerstand uit het verloop van de conusweerstand is door Koppejan een aantal aannamen voorgesteld, te weten:

- 1 - de bijdrage aan het paalvoetdraagvermogen van de grondlagen onder het puntniveau is even groot als die boven dat niveau ($I + II = III$);
- 2 - de bijdrage van de grond onder het puntniveau laat zich verdelen in twee trajecten, die elk een even grote bijdrage leveren ($I = II$);
- 3 - om de kans op doorpensen in rekening te brengen reiken de zone's I en II maximaal tot vier maal de paaldiameter onder de paalvoet. Boven de paalvoet wordt steeds van acht maal de paaldiameter uitgegaan, ongeacht de grondgesteldheid;
- 4 - voor traject I wordt het gemiddelde van de gemeten conusweerstand aangehouden, terwijl de diepte waarover dit geschiedt wordt bepaald door aanname 5;
- 5 - voor traject II wordt de conusweerstand genomen op het diepste punt ($4D$ onder de paalpunt). Opwaarts gaande tot het puntniveau is het conusweerstanddiagram zodanig afgesneden dat het verloop daarvan alleen wordt gevolgd als de conus-

weerstand afneemt. Bij toename van die weerstand wordt echter de voorgaande waarde gehandhaafd. De diepte waarover dit dient te geschieden varieert tussen 0,7D en 4D. De juiste waarde is die, welke leidt tot de laagste uitkomst voor de paalvoetweerstand;

6 - traject III wordt op dezelfde manier geïnterpreteerd als traject II; de beginwaarde van de conusweerstand op het puntniveau is de eindwaarde van traject II.

De paalvoetweerstand, waarbij bezwijken van de grondslag eronder optreedt, wordt nu als volgt gevonden:

$$q_p = \frac{I}{4} + \frac{II}{4} + \frac{III}{2} \quad (\text{MN/m}^2)$$

Het bezwijkdraagvermogen van een paal kan men bepalen door de paalvoetweerstand te vermenigvuldigen met het oppervlak van de dwarsdoorsnede van de paal. Om het uiteindelijke toelaatbare draagvermogen van een paal te vinden moet men het bezwijkdraagvermogen nog delen door een veiligheidscoëfficiënt, waarover later meer.

De hier beschreven methode werd ontwikkeld in een tijd toen nog vrijwel uitsluitend discontinu werd gesondeerd met behulp van de mechanische kleefmantelconus. Laagjes dunner dan 200 mm met lage conusweerstanden werden toen meestal niet herkend. De continue sondering met de elektrische conus doet dat uiteraard wel en is bovendien nauwkeuriger. In veel gevallen wordt daarom met de huidige methode van registratie een té pessimistisch resultaat verkregen indien de rekenmethode van Koppejan strikt wordt gevolgd.

Zodra scherpe maar dunne teruggangen in de conusweerstand voorkomen rondom het puntniveau, dient de adviseur zelf te beoordelen in hoeverre deze teruggangen moeten worden betrokken in de interpretatie. Indien de teruggang wordt veroorzaakt door los gepakt zand, zal als gevolg van grondverdringing bij het heien, voldoende verdichting ervan optreden. Wordt de teruggang echter veroorzaakt door een kleilaagje, dan zal er nauwelijks sprake kunnen zijn van enige verbetering.

Op grond van het voorgaande volgt, dat een paalvoet dezelfde bezwijkweerstand ondervindt als de conus, indien die voet tenminste over 8D in een homogene laag reikt en die laag zich bovendien

uitstrekt tot tenminste 4D daaronder. De diepteligging van het inheinniveau onder de terreinoppervlakte speelt in de wijze van interpretatie geen rol.

Met dit inzicht gewapend valt het niet moeilijk om bij elke sondering vrijwel onmiddellijk de optimale puntdiepten te herkennen. Alvorens zo'n diepte te kunnen adviseren, dient uiteraard wel te worden nagegaan of dat niveau voor de paal ook is te bereiken zonder overmatig zwaar heiwerk.

De methode van interpretatie houdt automatisch een zekere gemiddelde mate van verdichting in, als gevolg van het heien van de paal. Immers, de empirische benadering van Koppejan ging uit van sonderingen, gemaakt vóór het heien, terwijl de palen uiteraard worden beproefd ná het heien. Dit betekent ook dat wanneer de interpretatie zou uitgaan van sonderingen die zijn gemaakt binnen het verdichtingsgebied rondom de paal, de verkregen uitkomst té optimistisch is. Is er omgekeerd sprake van een aantal palen, te heien op korte afstanden van elkaar, dan zal er een meer dan gemiddelde verdichting optreden en het werkelijke paaldragvermogen hoger uitkomen dan het berekende.

Een andere opmerking betreft de omstandigheden waaronder de maatgevende sonderingen zijn gemaakt. Indien de palen worden geplaatst onder een kelder, terwijl de sonderingen werden gemaakt vanaf het maaiveld, dient er een correctie van de gemeten conusweerstand te worden gemaakt in evenredigheid met de verminderde korrelspanningen, na het ontgraven van de bouwput. Een dergelijke correctie is in feite te pessimistisch, omdat deze ervan uitgaat dat niet alleen de verticale korrelspanning vermindert, maar in even sterke mate ook de horizontale korrelspanningen. Immers, ook de horizontale korrelspanningen hebben invloed op de grootte van de conusweerstand.

Limietwaarden voor de paalpuntweerstand

Zoals reeds werd aangegeven zal de paalpunt, wanneer deze over een traject van tenminste acht maal de paaldiameter in een homogene laag reikt, dezelfde bezwijkwaarde bereiken als de conus. De

vraag is gerechtvaardigd of daarbij het schaaleffect geen extra rol speelt boven die, welke reeds in de interpretatie is verwerkt. Immers, er komen conusweerstand in zeer vast gepakt zand voor van 70 MN/m^2 . Geldt die waarde nu ook voor een paal?

Uit de in Nederland uitgevoerde proefbelastingen staat vast, dat maximale paalpuntweerstand van 15 MN/m^2 zijn gemeten; deze zijn derhalve in de empirische interpretatiemethode verwerkt. Er zijn echter onvoldoende proefbelastingen beschikbaar om hogere bezwijkwaarden te accepteren. In Japan zijn geheide palen beproefd, waarvan de punt reikte in vaste grindhoudende lagen, die een puntweerstand te zien gaven van 25 MN/m^2 . De gemeten conusweerstand in diezelfde lagen beliep ongeveer 50 MN/m^2 !

Bij overgeconsolideerde zandlagen, zoals die voorkomen onder de Noordzee, worden eveneens hoge tot zeer hoge conusweerstand gemeten. Toch wordt de paalpuntweerstand hierin (voorlopig?) gelimiteerd tot 15 MN/m^2 , om op een verantwoorde manier aan te sluiten bij de bewezen empirie. Een tweede argument dat hiervoor pleit betreft het feit dat de relatief grote horizontale korrelspanning weliswaar in de ongeroerde grond aanwezig is, maar de vraag blijft in hoeverre dit het geval zal zijn in de schil zand rondom de paal na zijn installatie. Daarover is onvoldoende bekend terwijl proefbelastingen ontbreken. Beide zijn gegronde redenen om onder die omstandigheden de interpretatie aan de conservatieve kant te houden.

Het is uiteraard niet uitgesloten dat, indien voortgaand onderzoek nieuwe gegevens verschaft, de genoemde grens van 15 MN/m^2 in een later stadium zal worden verhoogd.

b.3.2. Bepaling van de bezwijkbelasting van trekpalen met behulp van de methode Begemann

Berekenen van de mantelwrijving langs palen

Wordt bij drukpalen de belasting nog gedeeltelijk opgenomen door wrijving langs de paalschacht en verder voor een belangrijk deel door stuitweerstand onder de paalvoet, bij trekpalen moet de vol-

ledige belasting door de wrijving langs de paalschacht worden opgenomen. De wrijving langs een funderingspaal wordt geheel beheerst door de korrelspanning loodrecht op het manteloppervlak van de paal, ter plaatse van de beschouwde doorsnede. Algemeen gaat men er van uit, dat deze horizontale korrelspanning een functie is van de verticale korrelspanning, zoals die op diezelfde diepte heerste alvorens de paal werd geheid. Dat is echter zeer de vraag, want de paalinstallatie zal het heersende patroon van korrelspanningen zeker hebben verstoord.

Zelfs indien de verticale korrelspanning wel in grootte bekend zou zijn, is daarmee nog niet de horizontale korrelspanning gedefinieerd. Immers, deze kan liggen tussen de actieve en de passieve waarde. Omdat het bovendien een drie-dimensionale spanningstoestand betreft, zijn deze grenzen van actieve en passieve spanning veel verder uit elkaar gelegen dan die, welke gelden voor het algemeen bekende geval van een vlakke spanningstoestand. Het feit dat de hoek van wrijving voor het contactvlak tussen paal en grond niet precies bekend is, speelt ten opzichte van de in het voorgaande genoemde aspecten, een ondergeschikte rol. De grootte van de verticale en de horizontale korrelspanningen in het contactvlak tussen paalmantel en grond, wordt beïnvloed door een aantal factoren zoals: vorm van de paalschacht (cylindrisch of taps), vorm van de paalvoet (vlak of puntig), horizontale bewegingen tijdens het inheien, naastgelegen palen die later worden ingeheid, paaltype (geprefabriceerde paal of geheide, in de grond gevormde paal), slankheid van de paal, enz.

Hieruit blijkt wel dat de wrijving langs een paal niet scherp kan worden gedefinieerd en dat deze in ieder geval niet alleen afhangt van de grondeigenschappen. Zowel Begemann als Vesic hebben aangetoond, dat de wrijving langs een paal in een gegeven laag tevens afhangt van de lengte, die deze laag tijdens het installatieproces is gepasseerd. Voorlopig zijn door middel van enkele sonderingen, waarbij direct boven de conus een vijftal cilindrische elektrische kleefmantels achter elkaar waren aangebracht, geen duidelijke verschillen in uitkomsten voor de plaatselijke wrijving vastgesteld. Evenals voor de puntweerstand wordt voor de waarde van de wrijving langs de paal voorshands een limietwaarde aangehouden van 120 kN/m^2 , vertegenwoordigend 0,8% van 15 MN/m^2 conusweerstand.

Talrijke proefbelastingen op geïnstrumenteerde en niet-geïnstrumenteerde palen in zand, hebben ons geleerd dat het wrijvingsgetal een goed instrument is om de wrijving langs een verdringingspaal te berekenen, op voorwaarde dat er rekening wordt gehouden met het type kleefmantel en met het paaltype, waarop de berekening van toepassing is. Per paaltype is namelijk een aanpassingsfactor noodzakelijk. Deze factor wordt de "vormfactor" genoemd. Een waarde groter dan 1 betekent dat de paal een grotere kleef ondervindt dan de kleefmantel, en omgekeerd. In Nederland worden de in tabel b3.1 genoemde vormfactoren aangehouden voor de wrijving langs palen in korrelige grond.

	bepaling van de kleefwaarde	
	mechanisch	elektrisch
houten palen en andere wigvormige palen	0,6	1,2
geprefabriceerde betonpalen en gesloten buisvormige palen, met platte voet	0,3	0,6
idem, met puntige voet	0,55	1,1
open stalen buizen en H-profielen	0,35	0,7
geheide, in de grond gevormde palen	0,8	1,6

tabel b3.1 Vormfactoren voor de verschillende paaltypen.

Door gebruik te maken van het wrijvingsgetal, zoals dat uit de sondering met de cilindrische elektrische mantelconus volgt en na invoering van de bovengenoemde vormfactor, is het berekenen van de wrijving langs een geheide paal eenvoudig geworden.

Verband tussen de mantelwrijving en de bezwijkbelasting van trekpalen

Het verband tussen de berekende mantelwrijving en de bezwijkbelasting van trekpalen is niet zo eenduidig als op het eerste ge-

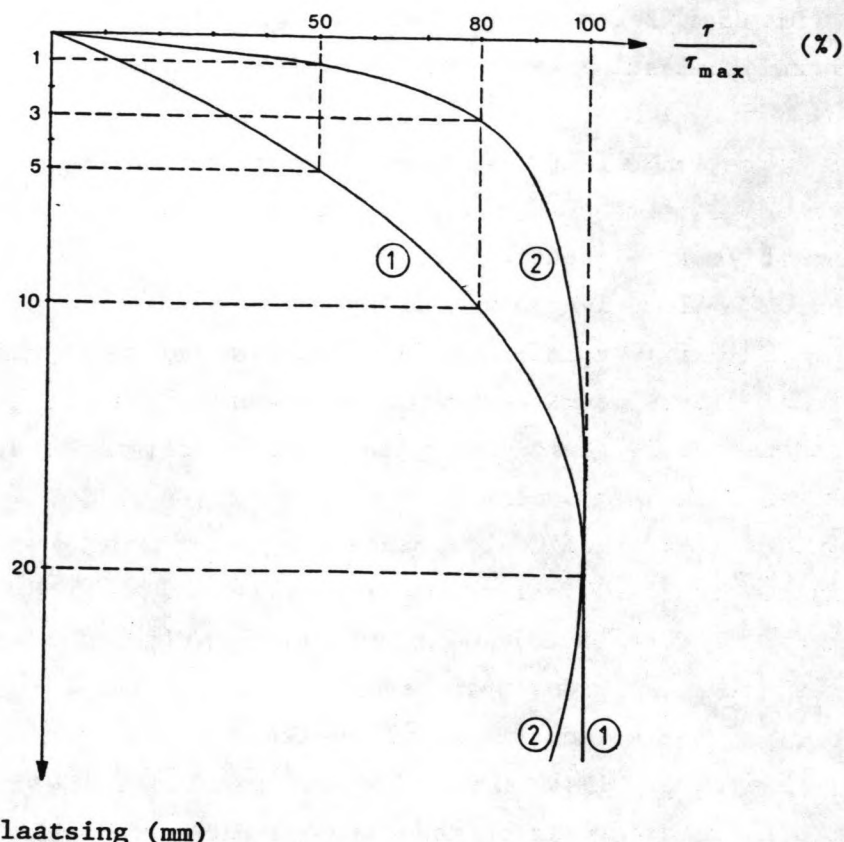
zicht lijkt.

In de eerste plaats zal, indien de palen over een gedeelte van de totale lengte door weinig draagkrachtige lagen worden omgeven, over het algemeen de kleef in de slappe lagen niet worden meegeteld bij de berekening van het trekvermogen van de palen. Dit hangt samen met de verplaatsing van de paal ten opzichte van de omringende grond, nodig voor de volledige ontwikkeling van de kleef. Over het algemeen bedraagt deze voor een paal in zandgrond enkele millimeters, terwijl de benodigde verplaatsing voor eenzelfde paal in "slappe" grond 10 à 20 mm is. Dit betekent dat de kleef zich niet overal langs de paalschacht in gelijke mate zal ontwikkelen en dat vrij grote verplaatsingen van de paal nodig kunnen zijn voor het bereiken van de maximale kleef in slappe lagen. Bij dergelijke verplaatsingen kan de kleef in de zandlaag weer beneden de maximale waarde zijn gedaald (zie figuur b3.2). Bovendien zullen grote verplaatsingen van de funderingspalen voor de meeste constructies ontoelaatbaar zijn.

Uit proefnemingen is gebleken dat het bij trekpalen, welke wisselend worden belast, mogelijk is dat de kleef zich langs de middelste helft van de paalschacht niet verder ontwikkelt dan tot 30% van de berekende waarde (zie lit. [10]). Om deze reden wordt bij wisselbelasting geadviseerd een reductie van 70% toe te passen op de kleefwaarden, over dat gedeelte van de paallengte dat zich bevindt tussen de niveaus op 0,25 - 0,75 maal de paallengte beneden maaiveld. In het geval dat negatieve kleef is opgetreden voordat met de belastingswisselingen wordt begonnen, kan deze reductie geringer zijn.

Wanneer een betonnen paal (prefab of in de grond gevormd) in de grond wordt voorgespannen, zal zich langs delen van de paal kleef ontwikkelen. Omdat door het voorspannen de twee uiteinden van de paal dicht bij elkaar komen, zal zich hier in principe kleef ontwikkelen. Langs het onderste gedeelte van de paal zal de kleef naar beneden gericht zijn. Het maximum zal optreden ter plaatse van de paalvoet. Langs het bovenste gedeelte van de paal zal de kleef naar boven gericht zijn, ofwel in de richting van de trekkracht. De door de voorspanning geïntroduceerde kleef neemt naar het midden van de paal toe af.

Uit proefnemingen met een in de grond voorgespannen proefpaal nabij de Coentunnel is gebleken dat, in dit geval, de kleef langs



figuur b3.2 Ontwikkeling van de kleef als functie van de verplaatsing.
curve 1: klei en los gepakt zand
curve 2: dicht gepakt zand en overgeconsolideerde klei

de middelste helft van de paal zich niet verder ontwikkelde dan tussen 43 en 60% van de maximum waarde (lit. [10]). Hierom wordt geadviseerd om, in geval van in de grond voorgespannen palen, een reductie van 55% toe te passen op de kleefwaarden, over dat gedeelte van de paallengte dat zich bevindt tussen 0,25 - 0,75 maal de paallengte beneden maaiveld.

De door Begemann ontwikkelde formule voor de bepaling van de bezwijkbelasting van trekpalen luidt als volgt:

$$T = l \cdot 0 \cdot f \cdot (\frac{1}{3} \cdot W_1 + \frac{1}{2}a \cdot W_2 + \frac{1}{3} \cdot W_3)$$

waarbij: T = grenstrekkkracht;

l = lengte van de paal;

f = vormfactor, afhankelijk van het gebruikte paaltype en de gebruikte kleefmantelconus;

W_1 = gemiddelde plaatselijke wrijving over het bovenste $\frac{1}{3}$ deel van de paal;

W_2 = gemiddelde plaatselijke wrijving over het middelste $\frac{1}{2}$ deel van de paal;

W_3 = gemiddelde plaatselijke wrijving over het onderste $\frac{1}{3}$ deel van de paal;

a = reductiefactor, welke bij wisselende belasting gelijk aan 0,3 wordt geadviseerd; bij in de grond voorgespannen palen wordt geadviseerd: a = 0,45; bij statische trekbelasting en niet in de grond voorgespannen palen geldt: a = 1.

De toelaatbare belasting voor trekpalen vindt men door de grenstrekkkracht te delen door een veiligheidsfactor, waarover later meer.

b.3.3. Berekening van de grenstrekkkracht uit de correlatie conusweerstand - plaatselijke kleef - paaltype (L.G.M.-methode*)

Aan de hand van vele proefbelastingen op, en waarnemingen aan diverse typen trekpalen in samenhang met bij die palen uitgevoerde diepsonderingen en metingen van de plaatselijke kleef heeft het Laboratorium voor Grondmechanica te Delft een correlatie vastgesteld tussen de gemeten maximum trekkrachten en de plaatselijke kleef.

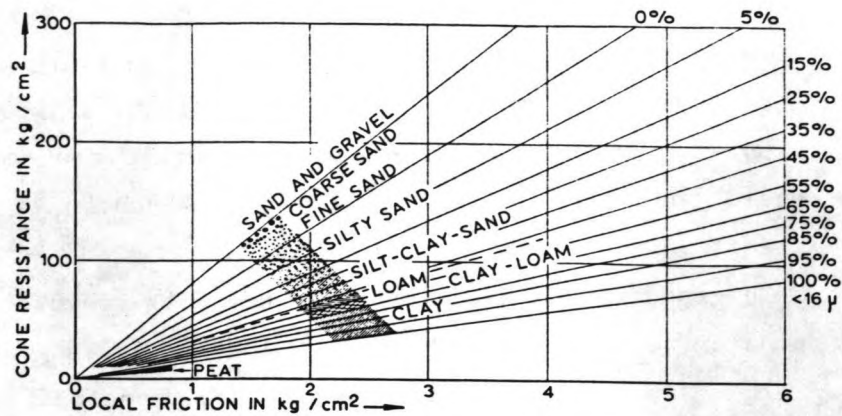
Op grond van de resultaten van het uitgevoerde onderzoek kan ten aanzien van die correlatie het volgende worden gesteld:

- 1 - grote variatie in op de palen uitgeoefende trekkracht geeft een niet onaanzienlijke reductie van de maximale trekkracht. Deze reductie treedt op over ongeveer de middelste helft van de paal en bedraagt ongeveer 70% van de gemeten plaatselijke kleef. Wanneer reeds negatieve kleef is opgetreden alvorens de palen worden belast, kan deze reductie geringer zijn;
- 2 - het in de grond voorspannen van een paal leidt eveneens tot reductie van de trekkracht. Deze reductie treedt ook op over ongeveer de middelste helft van de paal en bedraagt ongeveer 55% van de plaatselijke kleef.

Voorts is uit vele boringen, diepsonderingen en metingen van plaatselijke kleef over geheel Nederland een relatie gevonden tussen de conusweerstand en de plaatselijke kleef, waaruit de opbouw van een onderzocht bodemprofiel kan worden bepaald. Met behulp van de resultaten van dat onderzoek is een grafiek samengesteld, waaruit het verband tussen conusweerstand, plaatselijke kleef en het percentage gronddeeltjes $< 16\mu$ kan worden afgelezen. Op basis daarvan is tevens een classificatie van grondsoorten samengesteld, zodat het met behulp van deze grafiek mogelijk is de

* Uit de benaming "L.G.M.-methode" zou ten onrechte de conclusie kunnen worden getrokken dat dit de enige en juiste methode is, die door het L.G.M. wordt gehanteerd. Bedoeld is hier echter dat deze methode door het L.G.M. is ontwikkeld. Voor de bepaling van toelaatbare trekkrachten gebruikt het L.G.M. een scala van methoden, van waaruit een juiste oplossing wordt bepaald.

diverse lagen, waaruit een ongestoord, onder water gelegen bodemprofiel is opgebouwd, te onderscheiden (zie figuur b3.3).



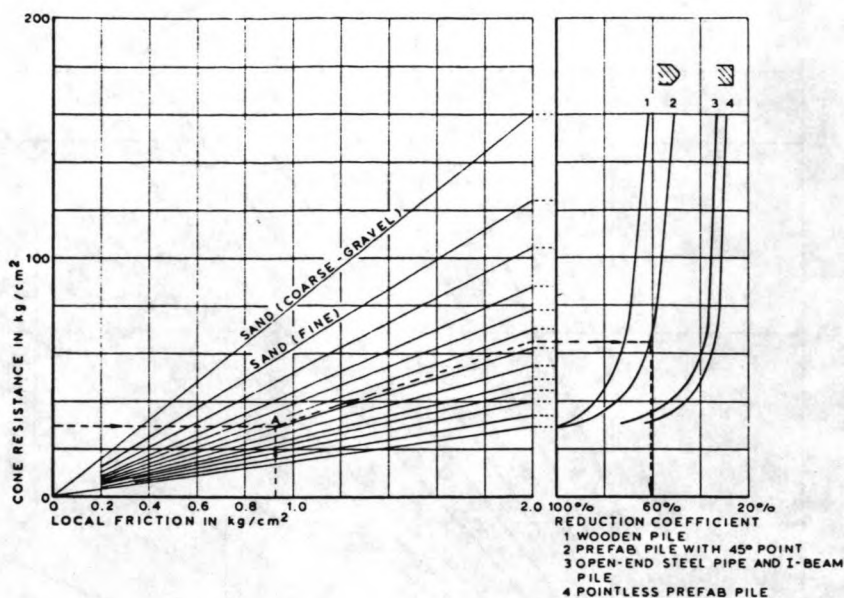
figuur b3.3 Verband tussen conusweerstand, plaatselijke kleef, percentage deeltjes $< 16 \mu$ en grondsoort bij kleefmetingen met de mechanische kleefmantelconus.

Gebruik makend van de resultaten van beide onderzoeken is een methode ontwikkeld voor de bepaling van de bezwijkbelasting van trekpalen, waarvoor als basis is genomen de grafiek, welke het verband tussen plaatselijke kleef en conusweerstand weergeeft, die wordt toegepast in samenhang met een eveneens op grond van de onderzoeksresultaten ontwikkelde grafiek, waaruit de vereiste reductiecoëfficiënt voor diverse paaltypen kan worden afgelezen (zie figuur b3.4 a en b).

Het is gebleken, dat wrijfingswaarden welke in klei worden gemeten geen correctie behoeven, terwijl op de gemeten waarden van metingen in zandige klei tot zand een reductie moet worden toegepast, die groter is naarmate de grond meer zand bevat.

Bij het gebruik van de grafieken wordt als volgt te werkt gegaan:

- de op een bepaalde diepte gemeten waarden voor plaatselijke kleef en conusweerstand worden respectievelijk op de horizontale en verticale as van grafiek a uitgezet. Dit geeft punt A;
- nu geeft de gehele lijn door de oorsprong en A tot aan de rechter verticaal het type grondsoort weer;
- vanuit het snijpunt met de rechter verticaal wordt een horizontale lijn getrokken naar de desbetreffende reductiekromme in grafiek b;



grafiek a

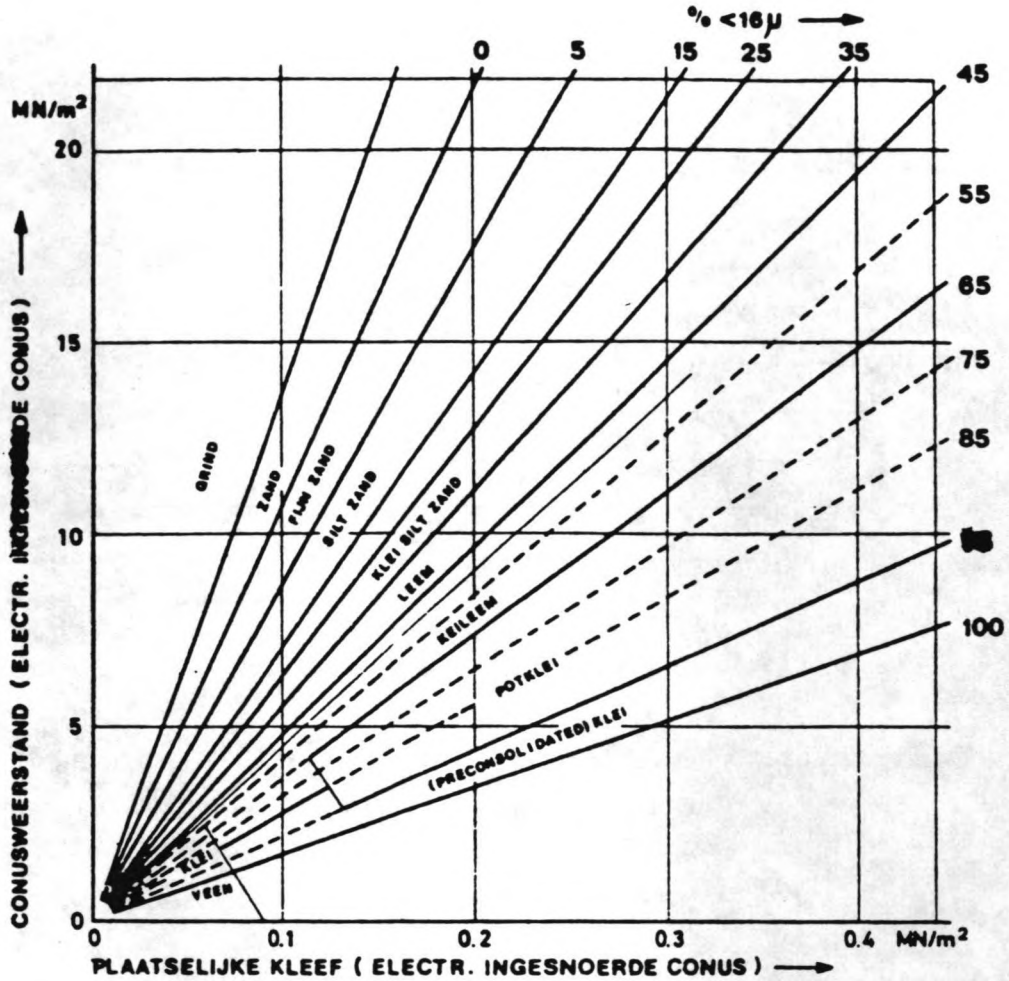
grafiek b

figuur b3.4 Reductiekrommen voor de berekening van de toelaatbare trekbelasting, bij gebruik van de mechanische kleefmantelconus.

- een verticale lijn vanaf het snijpunt met de kromme naar de horizontale as van grafiek b geeft dan het percentage van de gemeten plaatselijke kleef, dat in rekening kan worden gebracht voor de berekening van de maximale trekkracht.

Ten overvloede wordt nog eens vermeld dat in de tijd dat deze methode is ontwikkeld, men nog niet de beschikking had over een elektrische kleefmantelconus. De grafieken b3.4 a en b zijn dan ook gebaseerd op gebruik van de mechanische mantelconus. Met enig inzicht zijn de beide grafieken wel aan te passen aan met de elektrische conus gemaakte kleefmetingen. figuur b3.4.a moet dan worden vervangen door figuur b3.5 of b3.6, afhankelijk van het gebruikte type mantelconus.

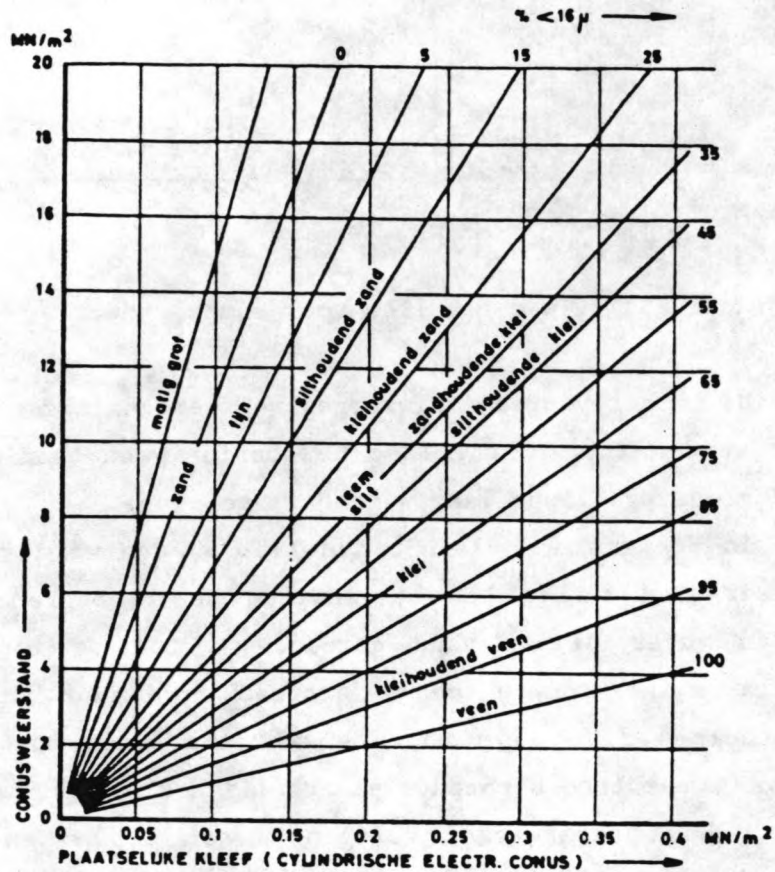
Overeenkomstig met de waarden in tabel b3.1 moeten de reductiefactoren van figuur b3.4.b met 2 worden vermenigvuldigd. In de praktijk zullen deze dan voor de draagkrachtiger lagen ongeveer overeenkomen met de in tabel b3.1 vermelde vormfactoren.



figuur b3.5 Verband tussen conusweerstand, plaatselijke kleef, percentage deeltjes $< 16\mu$ en grondsoort bij kleefmetingen met de ingesnoerde elektrische kleefmantelconus.

Vermenigvuldiging van de gevonden waarde voor de in rekening te brengen plaatselijke kleef met de voor die grondlaag geldende paallengte en schachtomtrek geeft de bezwijkbelasting, waarvoor de grond over die lengte de benodigde wrijving levert.

Deze werkwijze wordt herhaald voor verschillende kenmerkende grondlagen en/of conusweerstand. Relatief slappe grondlagen worden om eerder vermelde redenen niet meegerekend. Somming van de uitkomsten geeft dan de bezwijkbelasting van de paal. De toelaatbare paalbelasting vindt men door de bezwijkbelasting te delen door een veiligheidscoëfficiënt, waarover later meer.



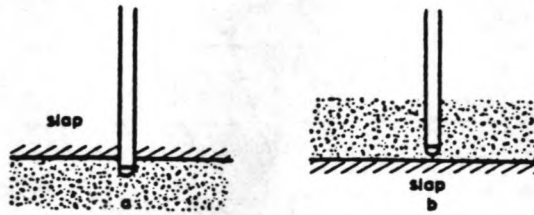
figuur b3.6 Verband tussen conusweerstand, plaatselijke kleef, percentage deeltjes $< 16\mu$ en grondsoort bij kleefmetingen met de cilindrische kleefmantelconus.

Bij een in de grond voorgespannen paal wordt geadviseerd de op bovenomschreven wijze gevonden trekkracht over de middelste helft van de paal tot 45% van de gevonden waarde te reduceren. Bij een fluctuerende trekbelasting is deze reductie tot 30% van de gevonden waarde.

Voorts moet in twee gevallen (zie figuur b3.7) een extra reductie worden toegepast, en wel:

- a - wanneer de punt van een trekpaal maar net in de draagkrachtige laag reikt en daarboven slappere lagen aanwezig zijn;
- b - wanneer de punt van een trekpaal reikt tot de onderkant van een draagkrachtige laag en daaronder slappere lagen aanwezig zijn.

In beide gevallen wordt het zand rondom de paalpunt tijdens het heien in de slappe laag gedreven, zodat een afname van de dichtheid aannemelijker is dan een toename.



figuur b3.7 Twee gevallen voor extra reductie.

De in het voorgaande weergegeven berekeningsmethode kan in geval a worden toegepast zolang het basisniveau tenminste 2 m onder de begrenzing slappe laag - zand is gelegen.

Is die afstand kleiner dan 1,50 m, dan wordt de gemeten conusweerstand tussen het basisniveau en de begrenzing slappe laag-zand over die afstand gereduceerd tot de in de bovenliggende slappe laag gemeten conusweerstand. In figuur b3.4.a wordt dan met behulp van de lijn voor de desbetreffende zandsoort de bij die conusweerstand behorende plaatselijke kleef bepaald.

Is het basisniveau gelegen tussen 1,50 m en 2,00 m onder de begrenzing slappe laag - zand, dan wordt geïnterpoleerd tussen de voor 1,50 m gevonden gereduceerde conusweerstand en de voor 2,00 m op de normale manier bepaalde waarde.

In geval b kan de normale procedure worden gevolgd tot een hoogte van 4 maal de paaldiameter boven de begrenzing zand - slappe laag. Daaronder wordt de gemeten conusweerstand gereduceerd tot de gemeten conusweerstand in de onderliggende slappe laag en daarbij op dezelfde wijze als in geval a de bijbehorende plaatselijke kleef bepaald.

b.3.4. De veiligheidscoëfficiënt

Vanzelfsprekend moet de werkelijke belasting op een paal altijd voldoende beneden de bezwijkbelasting blijven. De marge die is gelegen tussen de werkelijke paalbelasting onder de meest ongunstige omstandigheden en de maximale weerstand die de grond aan de paal kan leveren wordt meestal aangeduid als de veiligheidscoëfficiënt.

De grootte van deze veiligheidscoëfficiënt hangt mede af van het incasseringsvermogen van het te funderen bouwwerk. Het maakt immers een groot verschil of de fundering wordt ontworpen voor een brug met grote overspanningen in staal, welke elk voor zich statisch bepaald zijn, of voor een viaduct van voorgespannen beton met een overspanning, welke over alle steunpunten doorloopt. Zo'n zelfde verschil wordt gevonden tussen een stalen overkapping voor een opstelplaats van landbouwmachines of voor een gebouw met een representatieve functie, zoals een schouwburg.

Een ander aspect dat samenhangt met de veiligheidscoëfficiënt betreft het aantal palen per steunpunt. De belastingen onder de hoeken van een gebouw worden gewoonlijk veel lager aangenomen dan die onder het midden van het gebouw. Indien echter onder de hoeken één enkele paal voldoet en onder de middenkolommen een groep van bijvoorbeeld vier palen nodig is, zal overbelasting van die enkele paal veel ernstiger gevolgen kunnen hebben dan overbelasting van één der palen uit de groep.

Een derde aspect waar bij de bepaling van de veiligheidscoëfficiënt rekening mee moet worden gehouden betreft de nauwkeurigheid waarmee het bezwijkdraagvermogen van de palen vooraf kan worden bepaald en de variatie in dit draagvermogen tussen de verschillende palen onderling. Een gedetailleerd en nauwkeurig grondonderzoek zal een kleinere veiligheidscoëfficiënt toelaten. Voor een gelijkmatige grondgesteldheid geldt hetzelfde. Tegelijkertijd geldt natuurlijk ook het omgekeerde. Een globaal onderzoek en een sterk variabele ondergrond vereisen de invoering van een grotere veiligheidscoëfficiënt.

Een vierde aspect is de belasting zelf. Hoe nauwkeurig is deze bekend? Welk deel is permanent aanwezig en welk deel fluctueert? Voor palen onder offshore platforms kan dat fluctuerende deel groot zijn ten opzichte van het rustende deel. In zulke gevallen is er alle aanleiding om met een grotere marge te rekenen.

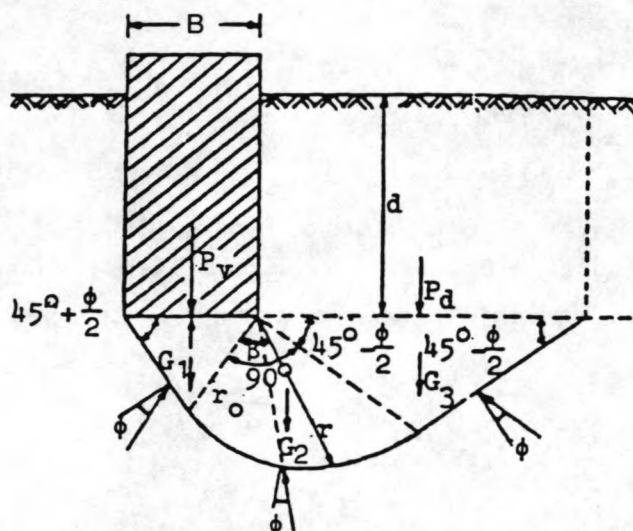
Het is om genoemde redenen niet mogelijk om een algemeen geldende waarde voor deze veiligheidscoëfficiënt aan te geven voor alle gevallen waarbij sonderingen worden gebruikt voor het vaststellen van het paal draagvermogen. In Nederland is het gebruikelijk om eenzelfde waarde aan te houden voor de berekening van het toelaatbaar punt draagvermogen en voor de positieve wrijving. De

meest gebruikelijke waarde voor normale op druk belaste palen ligt tussen 1,7 en 2,5 met als meest gebruikte waarde 2,0, voor op druk belaste palen met verzwaarde voet 2,5 en voor op trek belaste palen eveneens 2,5.

In het verleden was het algemeen gebruikelijk om met een enkele waarde te rekenen voor de veiligheidscoëfficiënt. Tegenwoordig begint er echter in toenemende mate een voorkeur te groeien om partiële veiligheidscoëfficiënten in te voeren voor ieder van de hier genoemde aspecten, waardoor een beter afgestemd ontwerp wordt verkregen.

Bijlage 4 Draagvermogen van een diepwand volgens Brinch Hansen

De door Brinch Hansen en anderen ontwikkelde theorie voor het draagvermogen van diepwanden en boorpalen gaat uit van de oorspronkelijke theorie van Prandtl. Deze veronderstelde onder een stripvormige belasting (strokenfundering), in de bezwijktoestand, een wigvormig glijvlakkenpatroon. Brinch Hansen is uitgegaan van een evenwichtstoestand zoals in figuur b4.1 voorgesteld.



figuur b4.1 Evenwichtstoestand onder een strokenfundering volgens Brinch Hansen.

Hieruit valt af te leiden dat het optredende glijvlak afhankelijk is van de hoek van inwendige wrijving ϕ van de grond onder het funderingselement en de bovenbelasting q op het voetniveau. Verder kan er op worden gerekend dat het glijvlak zich doorzet tot diepten van B tot $\pm 2B$ onder de aanlegdiepte, afhankelijk van de ϕ -waarde van de grond onder de voet van het dragende element.

Hiervan uitgaande kan worden gesteld dat de voetweerstand van een boorpaal of diepwand is opgebouwd uit drie delen:

- 1 - een bijdrage van de voetbreedte B ;
- 2 - een bijdrage van de aanlegdiepte d ;
- 3 - een bijdrage van de cohesieve eigenschappen van de grond (c) onder de voet.

De voetweerstand v_w wordt nu:

$$v_w = c \cdot N_c \cdot s_c + d \cdot (\gamma_b - \gamma_w) \cdot N_q \cdot s_q + \frac{1}{2} \cdot B \cdot (\gamma_o - \gamma_w) \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma$$

waarbij: γ_b = volumegewicht van de grond boven het voethniveau;

γ_o = volumegewicht van de grond onder het voethniveau;

γ_w = soortelijk gewicht van het grondwater.

Voor de draagkrachtfactoren N_c en N_q werd door Prandtl gevonden:

$$N_q = \frac{1 + \sin(\varphi)}{1 - \sin(\varphi)} \cdot \exp(\pi \cdot \tan(\varphi))$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot(\varphi)$$

Voor de coëfficiënt N_γ zijn verschillende waarden voorgesteld, op basis van verschillende berekeningen. Een veel gebruikte relatie is:

$$N_\gamma = 1,5 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan(\varphi)$$

De draagkrachtfactoren kunnen ook worden bepaald met behulp van tabel b4.1, waarvan de waarden zijn berekend met bovenstaande relaties.

De vormfactoren kunnen worden bepaald volgens:

$$s_c = 1 + 0,2 \cdot \frac{B}{L}$$

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \cdot \sin(\varphi)$$

$$s_\gamma = 1 - 0,4 \cdot \frac{B}{L}$$

Tenslotte kan het toelaatbaar voetdraagvermogen worden bepaald:

$$\overline{P}_v = \frac{A \cdot v_w}{F}$$

waarbij: A = steunend oppervlak van de voet;

F = veiligheidsfactor.

In veel gevallen kan een veiligheidsfactor $F = 2,5$ voor niet-cohesieve gronden worden aanbevolen en $F \geq 3$ voor cohesieve gronden onder de voet. In deze aanbeveling is mede betrokken de veiligheid voor de toelaatbare zettingen.

	N_c	N_q	N_γ
0	5.142	1.000	0.000
1	5.379	1.094	0.002
2	5.632	1.197	0.010
3	5.900	1.309	0.024
4	6.185	1.433	0.045
5	6.489	1.568	0.075
6	6.813	1.716	0.113
7	7.158	1.879	0.162
8	7.527	2.058	0.223
9	7.922	2.255	0.298
10	8.345	2.471	0.389
11	8.798	2.710	0.499
12	9.285	2.974	0.629
13	9.807	3.264	0.784
14	10.370	3.586	0.967
15	10.977	3.941	1.182
16	11.631	4.335	1.434
17	12.338	4.772	1.730
18	13.104	5.258	2.075
19	13.934	5.798	2.478
20	14.835	6.399	2.948
21	15.815	7.071	3.496
22	16.883	7.821	4.134
23	18.049	8.661	4.878
24	19.324	9.603	5.746
25	20.721	10.662	6.758
26	22.254	11.854	7.941
27	23.942	13.199	9.324
28	25.803	14.720	10.942
29	27.860	16.443	12.841
30	30.140	18.401	15.070
31	32.671	20.631	17.693
32	35.490	23.177	20.786
33	38.638	26.092	24.442
34	42.164	29.440	28.774
35	46.124	33.296	33.921
36	50.585	37.752	40.053
37	55.630	42.920	47.383
38	61.352	48.933	56.174
39	67.867	55.957	66.755
40	75.313	64.195	79.541
41	83.858	73.897	95.052
42	93.706	85.374	113.955
43	105.107	99.014	137.100
44	118.369	115.308	165.579
45	133.874	134.874	200.811

tabel b4.1 Draagkrachtfactoren volgens Brinch Hansen.

Bijlage 5 Verslagen van de gesprekken met de aannemers

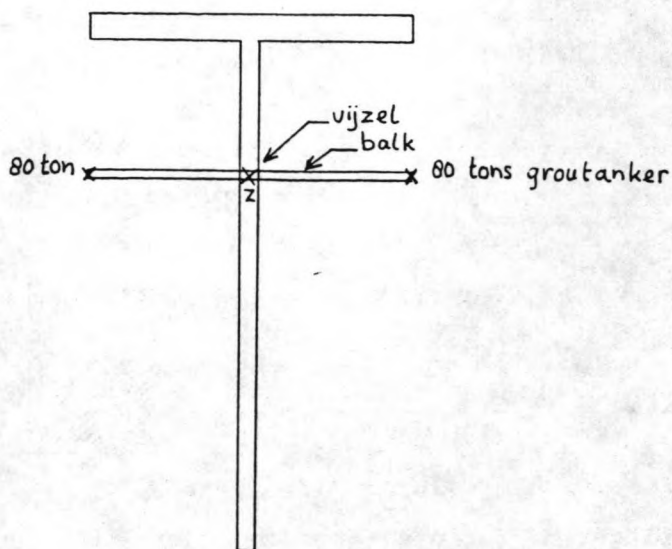
Verslag gesprek met ir. J.J. van Bijsterveld - Guis' Heilbedrijf
(Ballast-Nedam)

Eerste onderwerp: de haalbaarheid van het inspuiten van de T-vormige diepwanden. In principe is dit wel mogelijk, maar enige controle tijdens het inspuiten wordt niet verwacht. Zijdellings zal de geleiding vanwege het staffelen waarschijnlijk wel goed gaan, maar achterwaarts worden er toch problemen verwacht door de aanwezige onregelmatigheden in de grond. De heer Van Bijsterveld verwacht dat de diepwand schoksgewijs naar beneden zal gaan, als bij een open caisson. Bij zo'n open caisson wordt de grond in de constructie en onder de wanden weggegraven. Het caisson zal dan niet gelijkmatig zakken, maar eerst door wrijving aan de grond langs de wanden blijven hangen. Pas op een gegeven, niet te voorspellen moment, zal de constructie weer een eind naar beneden zakken. Zo verdwijnt een open caisson schoksgewijs onder de grond.

Om de controle over het inspuiten te verbeteren stelt de heer Van Bijsterveld voor aan beide zijden naast de diepwand-elementen tijdelijke groutankers van bijvoorbeeld 80 ton in de grond aan te brengen, waarover een balk wordt aangebracht. In het midden van deze balk wordt een vijzel aangebracht, zodanig dat deze de diepwand in het zwaartepunt naar beneden kan drukken (zie figuur b5.1).

Nu kan de diepwand worden bijgestuurd door aan beide zijden van het zwaartepunt de watertoevoer apart te regelen, terwijl de vijzel de diepwand naar beneden drukt.

Inspuiten kan op twee manieren gebeuren: òf met een dikke pijp van ongeveer 7 cm diameter, waarbij het water de grond gewoon wegspoelt en het zand met het water langs de wand omhoog spoelt, òf met een dunne spuitlans (waterjet), waarbij het water onder hoge druk in de grond wordt gebracht. De grond fluideert dan en de constructie zakt weg.

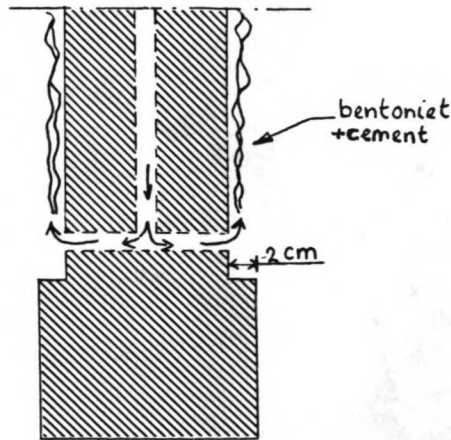


figuur b5.1 Het plaatsen van een vijzelconstructie over het zwaartepunt van de diepwand-elementen, teneinde het inspuiten gecontroleerd te laten verlopen.

Van Bijsterveld vindt het niet nodig de grond onder de constructie te na-injecteren, ook al omdat je niet precies weet waar de grout naar toe zal vloeien. Het is helemaal niet zeker dat de grout zich als een ballon onder de voet van de elementen verspreidt. Wanneer de elementen met behulp van de besproken vijzelconstructie in de grond worden nagespannen, zullen de eerste zettingen in versneld tempo worden geforceerd en zal de constructie voldoende stevig staan.

Wel vindt hij het raadzaam een iets verbrede voet te maken (aan beide zijden 2 cm), waarboven een klei-cement suspensie in de grond wordt geïnjecteerd (zie figuur b5.2). Dit mengsel dient eerst als glijmiddel en na verharding vormt het een verbinding tussen de wand en de omhullende grond. Eventueel kan een vertrager aan de suspensie worden toegevoegd.

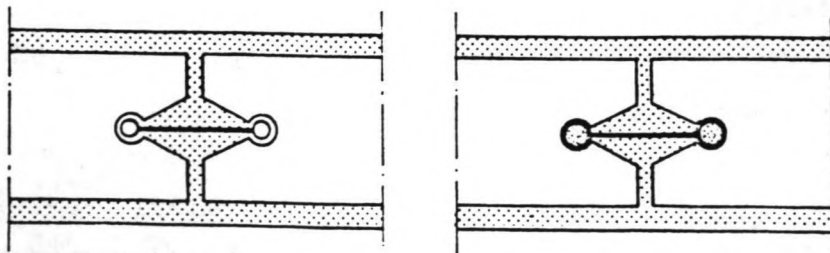
Bij het spuiten met de fijne hogedrukstraal (waterjet) moet eerst met Terzaghi worden berekend of de wand uit zichzelf zal zakken.



figuur b5.2 Injecteren van een klei-cement suspensie boven de voet.

De heer Van Bijsterveld haalt verder nog een voorbeeld aan van een type kademuur in Rotterdam (hoog gefundeerde L-muur met ontlastplaat en op een damwand en palen gefundeerd (waar Sluizen en Stuwen mee bezig is), maar hij denkt dat een dergelijke constructie in dit geval (geringe hoogte van de wand) te duur is. Verder hou je ook in dit geval, net als bij het voorliggende ontwerp, zeker zettingen van de grond achter de ontlastplaat. Dit door de slappe bovenlaag.

Van Bijsterveld ziet liever niet een vaste slotverbinding zoals het damwandslot, om problemen bij het naar beneden brengen te voorkomen. Liever ziet hij een later in te brengen voegprofiel zoals het oppompbare type van Bachy (zie figuur b5.3).

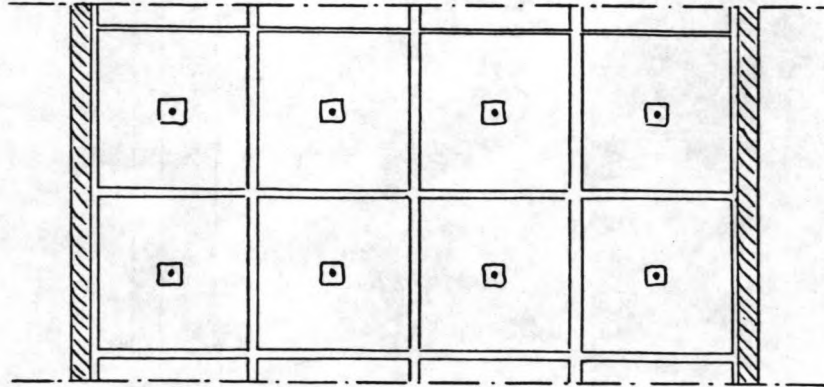


na het inbrengen

na het onder hoge druk injecteren

figuur b5.3 "Oppompbaar" voegprofiel van Bachy.

Verder raadt hij aan om na te gaan of een sluisvloer van gewapend onderwaterbeton niet goedkoper is. Hierbij worden kleine wapeningskorven over de paalkoppen geschoven. Er ontstaat zo een soort paddestoelvloer (zie figuur b5.4).

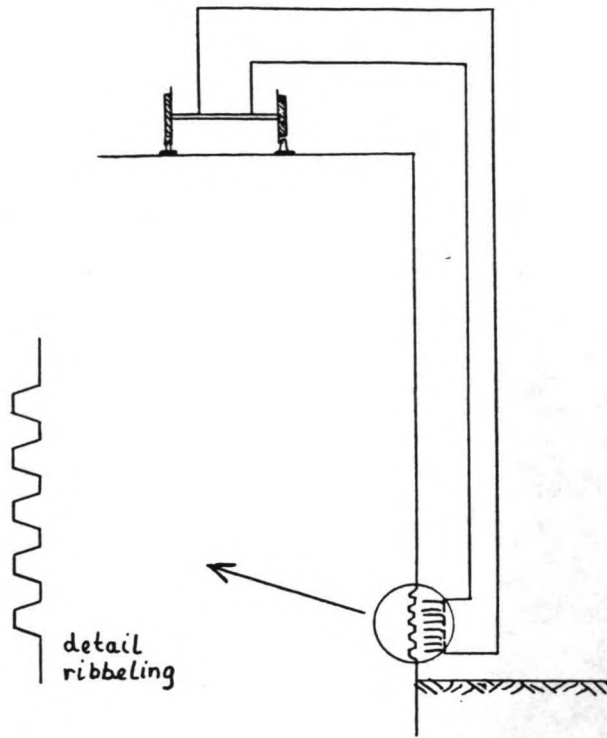


figuur b5.4 Schematische voorstelling van een sluisvloer met palen en gewapend onderwaterbeton.

Op de plaats waar de korven over de paalkoppen komen, moet een gat in de wapening worden opengelaten. Er bestaat een CUR-rapport (nr. 102) over gewapend onderwaterbeton.

Ook raadt hij aan om in de wand, ter hoogte van de vloer, een ribbeling aan te brengen. Dit kan eenvoudig gebeuren door houten latjes in de kist aan te brengen. De ribbeling moet na het ontgraven van de sluiskolk wel goed worden schoongespoten. Dit kan door een duiker worden gedaan, of met behulp van een spuitinrichting op rails (zie figuur b5.5).

De heer Van Bijsterveld zegt dat de situatie, met de lage grondwaterstand tijdens de bouwfase, schreeuwt om toepassing van groutankers. Om toch iets van prefab toe te passen raadt hij aan een gewone rechte geprefabriceerde diepwand te gebruiken. Wel holle sparingen in het inwendige van de diepwandpanelen toepassen om op gewicht te besparen. Holle sparingen kunnen in een fabriek eenvoudig worden gemaakt met behulp van rubber opblaasbaar slang (terugwinbaar).

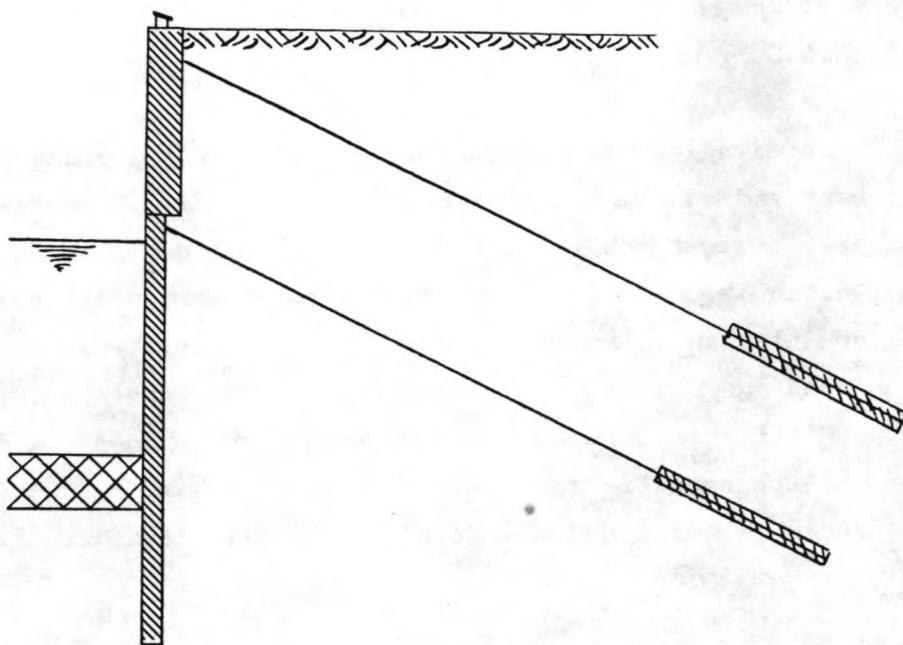


figuur b5.5 Hoge druk spuitinrichting op rails.

Het niveau van de kop van de diepwand is gelijk aan het maai-veldniveau tijdens de bouwphase. De lengte van de diepwand moet zodanig worden bepaald dat de wand tijdens de bouw (wanneer de vloer nog niet is gestort) niet onderuit gaat. Aan de bovenzijde moet de wand worden verankerd met behulp van groutankers. Bovenop de diepwand is het het goedkoopst om een in het werk te storten rechte wand te maken, waarin tevens de haalkommen worden opgenomen. Dit wandgedeelte moet ook worden verankerd met groutankers (zie figuur b5.6).

De grond achter de wand moet goed worden verdicht. Bij zware ankers zijn ankerstrengen te prefereren boven ankerstaven.

Over de vraag of de ankers bij hoge voorspanning en verregaande corrosie niet zullen breken, merkt hij op dat dit bij permanente ankers niet mogelijk is. De bescherming van deze ankers is zodanig dat corrosie nagenoeg onmogelijk is. Ze zijn in het buitenland al veelvuldig toegepast, ook in agressief milieu. Deze ankers kunnen tot 80 ton opnemen, maar vanwege het conservatisme in Nederland kunnen ze ook tot 50 ton gespannen worden. De duurdere typen zijn ook na-injecteerbaar zodat, als bij het proefbelasten de draagkracht onvoldoende blijkt, de maximum toelaatbare belasting kan



figuur b5.6 Rechte kolkwand, verankerd met behulp van groutankers; onderste gedeelte bestaat uit prefab diepwand, bovenste gedeelte in het werk gestort.

worden "opgevoerd". De kosten van groutankers zijn globaal:

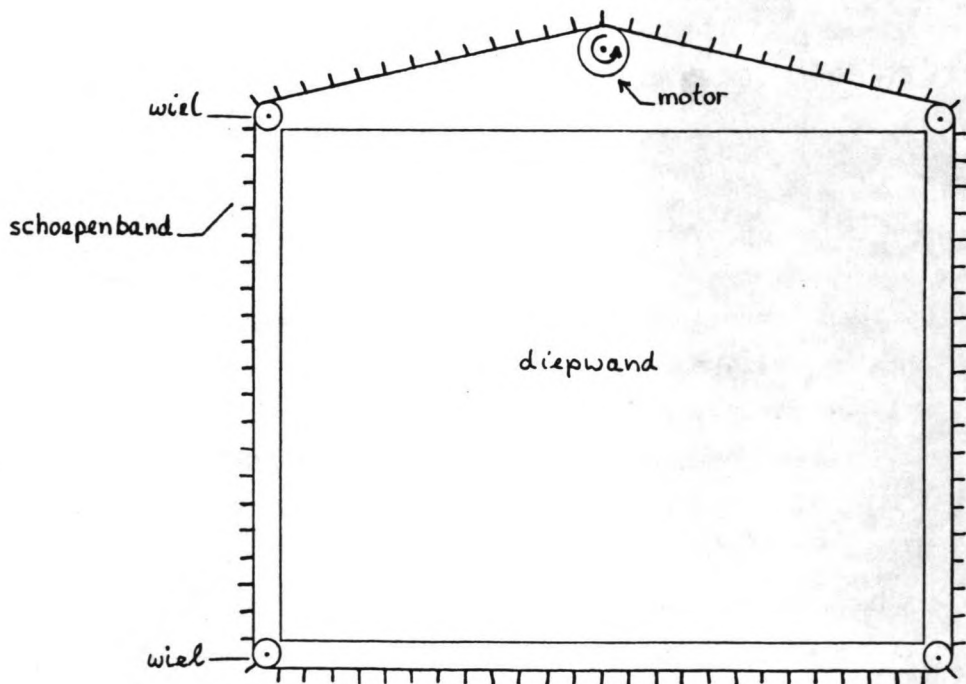
- tijdelijke ankers: f 90,-- à f 100,--/ m^1 ;
- eenvoudige permanente ankers: f 125,-- à f 130,--/ m^1 ;
- goede permanente ankers (TMD- / TMS-systeem): f 170,-- à f 180,--/ m^1 .

De algemene indruk was dat de heer Van Bijsterveld goede kritieken heeft gegeven en open staat voor nieuwe ideeën. Voorts probeerde hij een goede en goedkope oplossing te bedenken om het probleem op te lossen.

Verslag gesprek met ir. E.J. Huiden - Nederhorst Grondtechniek (H.B.G.)

Na uitgelegd te hebben waar het om gaat de vraag over de haalbaarheid van het inspuiten. De heer Huiden was hier eerst een beetje sceptisch over. Hij twijfelde of de grond wel genoeg zal worden weggespoeld. Hij zei dat het zeker nodig zal zijn om de spuitlansen onder een zo vlak mogelijke hoek te zetten, zodat alle grond onder de wand goed wordt bereikt en weggespoeld.

Hij laat de fantasie even de vrije loop en denkt aan een ketting met schoepen die rond de gehele constructie loopt en zo de grond onder de wand weggraaft (een soort kettingzaag; zie figuur b5.7).

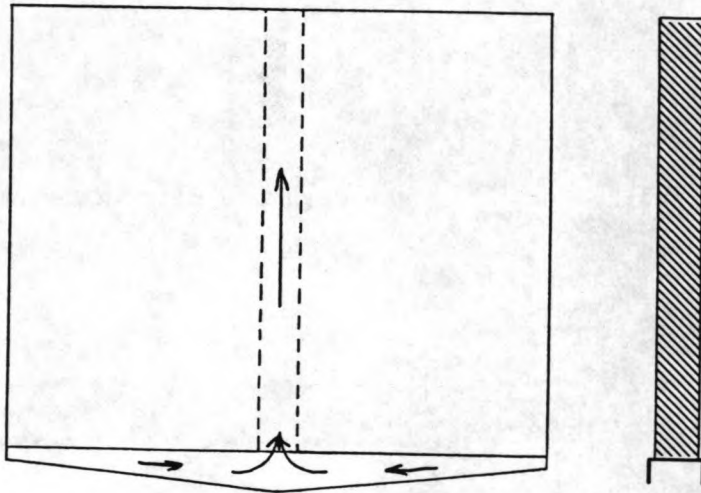


figuur b5.7 Graafinrichting met behulp van een schoepketting.

Als de wand op diepte is, wordt de ketting losgemaakt en teruggewonnen. De onderste geleide-wieltjes zijn verloren. Het is met deze methode wel zeker dat de grond onder de wand wordt weggegraven (de schoepketting wordt ook wel gebruikt bij het graven van drainagesleuven), maar er zijn ook problemen te verwachten bij de kruising van de T en de aansluiting van de wand op de eerder geplaatste wand. Deze oplossing is dus niet echt haalbaar.

Terugkomend op het inspuiten kwam de vraag op of het zin heeft om de losgeweelde grond af te zuigen. De heer Huiden zei dat dit zeker nuttig kan zijn. Hij dacht aan niet meer dan 1 of 2 zuigbuisen per wand toe te passen.

Het leek hem goed twee stalen wangen of snijmessen toe te passen die ter plaatse van de zuigbuis dieper steken, zodat alleen de grond onder de wand wordt weggezogen (zie figuur b5.8).

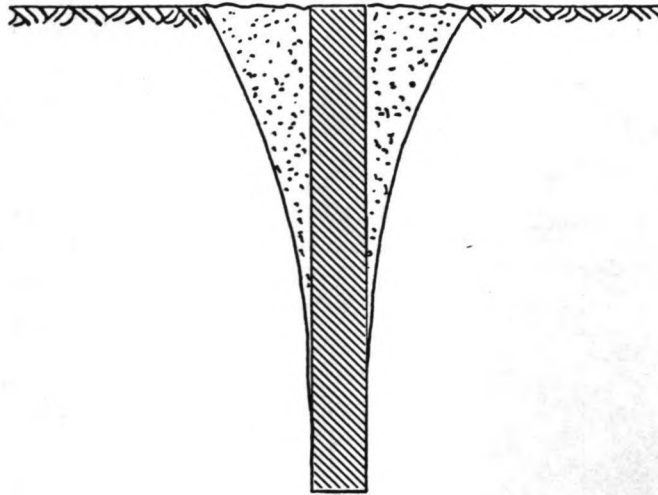


figuur b5.8 Zuigbuis in, en snijmessen onder de diepwand.

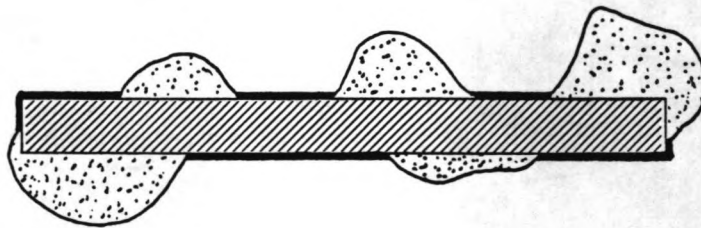
De grond met water dat langs de wand omhoog zal treden, zal vooral bovenaan voor verweking en kraters zorgen (zie figuur b5.9). Ook zal de grond en het water niet gelijkmatig langs de wand omhoog komen, maar in wellenvorm (zie figuur b5.10). Hier tussenin zal de grond weer op de wand aansluiten en grote weerstand veroorzaken. Om dit te verbeteren raadt hij aan onder de wand een verbrede voet te maken en boven deze voet de grond te injecteren met een bentoniet suspensie, zoals de heer Van Bijsterveld ook al voorstelde. Dit mengsel zal de grond langs de wand steundruk geven en als glijmiddel fungeren.

Hierna gaat de heer Huiden even kijken of hij iemand van uitvoering kan vinden.

Terug gekomen vertelt hij dat de mensen van uitvoering er wel brood in zien. Zij zeggen dat de spuitlansen om de halve meter zouden moeten worden geplaatst. Alleen het gestaffeld inspuiten



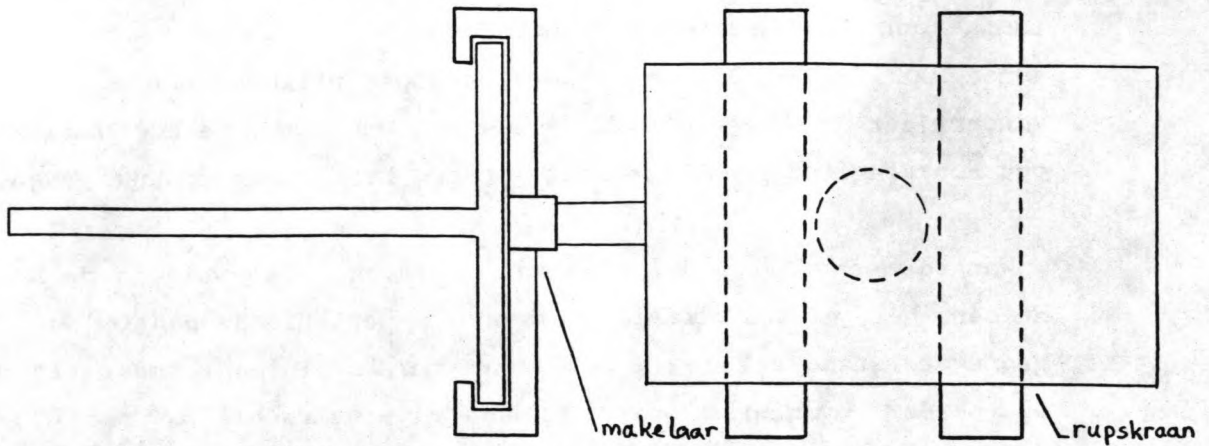
figuur b5.9 Verweking van de grond door uittredend injectiewater.



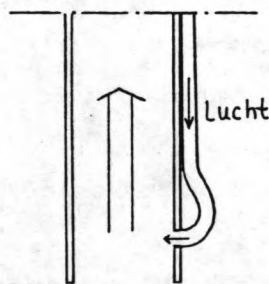
figuur b5.10 Het uittredende injectiewater komt in wellenvorm naar boven.

zien zij niet zo zitten. Als ze steeds maar 2 meter kunnen inspuiten en dan alle slangen moeten loskoppelen, kost dit veel te veel tijd. Liever zien zij een stevige geleideconstructie, waarin de wand geen kant uit kan en dan wand voor wand inspuiten (zie figuur b5.11). Dit geeft wel de extra investering van de geleideconstructie, maar deze kosten worden waarschijnlijk wel terug verdiend doordat het inspuiten sneller kan geschieden.

Afzuigen van de grond kan op twee manieren geschieden: òf met een dikke pijp met een doorsnede van ca. 30 cm (klokpomp), òf met toepassing van het airlift systeem (zie figuur b5.12). Hierbij wordt lucht onder in de pijp gespoten om te voorkomen dat de pomp kapot kan slaan wanneer de pijp verstopt raakt. Er kan dan wel met een veel dunnere pijp (\varnothing 10 cm) worden volstaan.



figuur b5.11 Een ruptskraan met een stevig geleideraam.



figuur b5.12 Zuigbuis met airlift systeem.

De spuitlansen moeten een diameter hebben van 2 duim, de monden van de spuitlansen hebben een diameter van $\frac{1}{2}$ duim. De in de diepwanden aanwezige dikke pijpdelen kunnen van PVC worden gemaakt, maar moeten dan wel stalen aansluitmoffen hebben om de slangen op aan te kunnen sluiten en aan de onderzijde natuurlijk de stalen spuitmond. De spuitlansen moeten allemaal onafhankelijk kunnen worden bediend of hooguit in groepen van twee, om te voorkomen dat bij verstopping van één pijp deze zijn functie verliest en de anderen harder gaan spuiten. Het evenwicht is dan verstoord.

De heer Huiden verwacht dat wanneer dit goed gaat, deze methode veel goedkoper zal zijn dan wanneer de elementen in een gegraven sleuf worden afgehangen. Hij zegt dat een diepwandgrijper ongeveer 80 m^2 sleuf per dag kan graven, waarbij je ongeveer op $f 100,-/\text{m}^2$ moet rekenen.

Hij adviseert om na te gaan of een hydraulische sleuvengraver (welke ook wordt gebruikt om kabels en pijpen in te graven) diep genoeg kan komen. Dit zal zeker goedkoper uitkomen dan een diepwandgrijper (f 15,-- à f 20,-- per m^2). Bij een rechte wand zou ook een dragline goede resultaten tegen lage kosten kunnen geven.

Wanneer een diepwandsleuf wordt gegraven, moet volgens de heer Huiden het niveauverschil tussen de bentonietsuspensie en de grondwaterstand zeker 2 m bedragen, 1 m is minimaal, maar als de uitvoerder even niet oplet is het niveauverschil zo met 0,5 m verminderd.

Nog een laatste vraag hoe snel zo'n wand bij spuiten in de grond zou zakken. Dit is uit te rekenen:

De inhoud van de wand is $7,7 \cdot 0,2 + 5 \cdot 0,3 = 3,0 \text{ m}^3/\text{m}$ hoogte.

Reken met een water-zandverhouding $w/z = 10$

Bij een pompcapaciteit van $100 \text{ m}^3/\text{u}$ wordt dan 10 m^3 zand verplaatst.

Het inspuiten van de wand gaat met $10/3 = 3,3 \text{ m/u}$. Reken voor de zekerheid met 2 m/u .

D.w.z. 1 wand wordt in ca. $3\frac{1}{2}$ uur ingespoten. Hij vond dit toch wel wat langzaam. Hij zou in plaats van 2 wanden, liever 3 à 4 wanden per dag wegzetten. Dit betekent dat de pompcapaciteit moet worden verhoogd.

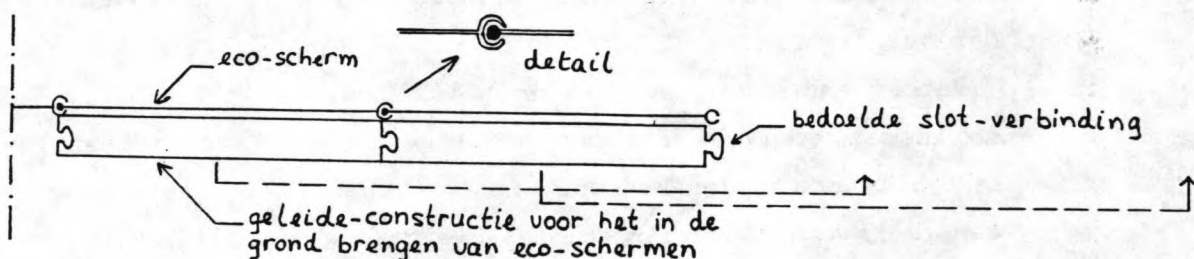
Opmerking: Indien zo iets zou worden toegepast, zou Huiden wel graag eerst een proef willen nemen met één element.

De indruk van het gesprek was dat de heer Huiden een aantal goede kritieken heeft gegeven en voorts een aantal constructieve oplossingen heeft aangedragen om het geheel zo goed mogelijk te realiseren. Hij was gematigd optimistisch over de haalbaarheid van het project.

Verslag gesprek met ing. P.W. Suijs en ing. H.C. Epskamp - Van Splunder Heiwerken (Volker Stevin)

Na uitgelegd te hebben waar het om gaat en hoe het zou moeten worden uitgevoerd, hadden de beide heren grote twijfels over de haalbaarheid van de bouwmethode. De heer Suijs had in de eerste plaats twijfels over het verlagen van de grondwaterstand tot NAP + 5,5 m. Volgens hem is dit nauwelijks mogelijk vanwege de toestroming van grondwater door de zandgrond.

Voorts vonden ze dat het damwandslot niet voldoende flexibel is. Een gewone damwand kan voldoende vervormen, maar de stijve combinatie diepwand - damwandslot kan dit niet. Zij zien meer in een slot met kraanrailprofiel. Iets dergelijks wordt toegepast bij het in de grond brengen van zogenaamde ecoschermen (zie figuur b5.13).



figuur b5.13 Hulpprofielen voor het in de grond brengen van ecoschermen.

Deze folieschermen worden in de grond gebracht met behulp van twee stalen planken, waaraan de folie is bevestigd. De twee planken worden om en om ingebracht door een combinatie van inspuiten en trillen, en daarna getrokken.

Verder vonden de twee heren de elementen te groot om in te spuiten. Van enige controle tijdens het spuiten kan geen sprake zijn en bovendien creëer je een enorm waterballet aan het maaiveld.

Voorts betwijfelden ze of de draagkracht van de ondergrond voldoende is na het spuiten. Injecteren van de ondergrond met grout zal wel verbetering geven, maar enige controle is er niet. Volgens hun zal de grout zich niet mooi gelijkmatig verspreiden en niet in de vaste grond dringen. Injecteren met chemische injectievloeistof is beter maar erg duur (f 300,-- à f 400,-- per m³).

Ook is verdichten van de grond met behulp van trilnaalden, om de

wrijving tussen de achterpoot van de T en de grond te vergroten, niet de juiste oplossing. Tijdens het verdichten druk je de grond aan één zijde van de wand aan terwijl de grond aan de andere zijde nog niet is verdicht. Dit kan grote momenten in de wand veroorzaken. Het op deze manier verdichten van de grond kost ongeveer $f 10,--/m^3$.

Wat zij zeggen dat zeker kan worden toegepast zijn de in de handel zijnde geprefabriceerde diepwanden. Deze moeten in een door bentoniet open gehouden sleuf worden afgehangen. Volgens de heer Epskamp zijn de sleufsecties die worden gegraven niet langer dan 2 à 3,5 m.

Terugkomend op het inspuiten zegt Suijs dat dit niet gestaffeld kan gebeuren, want zodra je stopt met spuiten, dringt zand in de spuitmonden, verstopt de spuitlansen en kun je het inspuiten verder vergeten.

Verder raden ze aan om eens bij Vissen en Smit (Volker Stevin) te gaan praten met de heer van Liempt. Hij is betrokken geweest bij de bouw van een kademuur in Antwerpen, welke is opgebouwd uit een reeks van kleine, pneumatisch afgezonken, caissons.

De indruk was dat de heren een reeks van kritieken gaven, waarvan een aantal volgens de schrijver dezes niet terecht zijn (o.a. over het niet kunnen verlagen van de grondwaterstand met 1 m). Daarnaast zijn een aantal opmerkingen gemaakt die het zeker waard zijn om te onthouden (o.a. het verstoppert van de spuitlansen bij het stoppen van het spuiten). Voor het overige zijn geen nieuwe constructieve ideeën aangedragen.

Bijlage 6 Gegevens van enige voegprofielen

In deze bijlage wordt een overzicht gegeven van enige profielen, welke geschikt zijn om voegen mee te dichten. Menig vermeld profiel zal overigens voor meer doeleinden toepasbaar zijn.

Er wordt niet gepretendeerd dat deze lijst volledig is. De lijst is slechts bedoeld om een indruk te geven van wat er op het ogenblik aan voegoplossingen beschikbaar is.

Ook wordt opgemerkt dat veel genoemde profielen door meerdere leveranciers, en niet alleen door de in de documentatie genoemde leveranciers worden geleverd.

I + O VACUÛMSYSTEEM VOOR HET AFDICHTEN VAN VOEG EN SPONNING.

DIT SYSTEEM MAAKT KIT OVERBODIG !

Het systeem beruist op het principe, dat een buisvormig profiel - nadat hieruit de lucht is verwijderd - een platte en daarboven handelbare vorm heeft aangenomen voor eenvoudige montage tussen voegen. Na toetreding van de lucht in de gemonteerde buis, zal deze zijn oorspronkelijke vorm weer wensen aan te nemen en aldus zijn afdichtende werking uitoefenen.

1 Buisprofiel in oorspronkelijke staat.



2 Voor montage wordt buisprofiel luchtledig gemaakt.



3 Na montage treedt lucht weer toe en wil de buis de oorspronkelijke staat weer aannemen. De voegwanden verhinderen dit en de afdichting is verborgen.



Bij dit systeem wordt, afhankelijk van toepassing en gestelde eisen, gebruik gemaakt van de bijzondere eigenschappen van de synthetische rubbers CR (neopreenrubber) en EPT-rubber. De grote vormvastheid en de daarmee samenhangende elasticiteit van deze materialen zijn belangrijke eigenschappen voor dit I + O VACUÛM SYSTEEM. De beoogde toepassing is beperkt tot welk materiaal (CR of EPT) de profielen vervaardigd moeten zijn. Overwegingen hierbij zijn o.a.: bestandheid tegen zonlicht, ozon, UV-straling, oxydatie, olie en chemicaliën.



HET BELANGRIJKSTE TOEPASSINGSGBIED IS DE AFDICHTING VAN HORIZONTALE- EN VERTICALE GEVELVOEGEN. VLOERVOEGEN EN "PROBLEEMVOEGEN"

Met dit gepatenteerde vacuümprincipe zijn reeds vele grote objecten uitgevoerd. Referenties worden gaarne verstrekt.

drop
bouw + chemie bv

POSTBUS 1882
3000 BW ROTTERDAM
DE HOOFDSTRAAT 4-5
3125 AH SCHIEDAM
TEL. (010) 82 03 44
TELEX 26282

I + 0 VACUÛMSYSTEEM

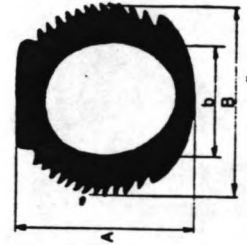
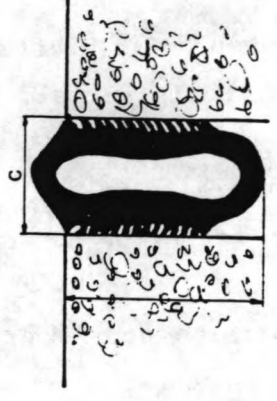



Profile type Profiel type	Size Afmeting		Min. installation width Min. montage breedte	Min. joint depth Min. voeg diepte	Joint size Voegmaat		Joint movement Voeg beweging
	A	B			min.	max.	
S - 4/6	6	4	2,5	10	2,5	3,5	1
S - 5/7	7	5	3	10	3	4,5	1,5
S - 6/8	8	6	4	12	4	5	1
S - 9/12	12	9	5	16	5	7	2
S - 11/16	16	11	7	20	7	10	3
S - 13/18	18	13	8	23	8	11	3
S - 17/23	23	17	10	33	10	14	4
S - 21/28	28	21	12	36	12	17	5
S - 26/34	34	26	15	43	15	20	5
S - 28/40	40	28	18	53	18	25	7
S - 35/50	50	35	22	61	22	32	10

POSTBUS 1162
3000 BW ROTTERDAM
DE HOOPSTRAAT 4/6
3125 AH SCHIEDAM
TEL 010 62 03 44
TELEFAX 2672

drop
bouw + chemie bv

I + 0 VACUÛMSYSTEEM

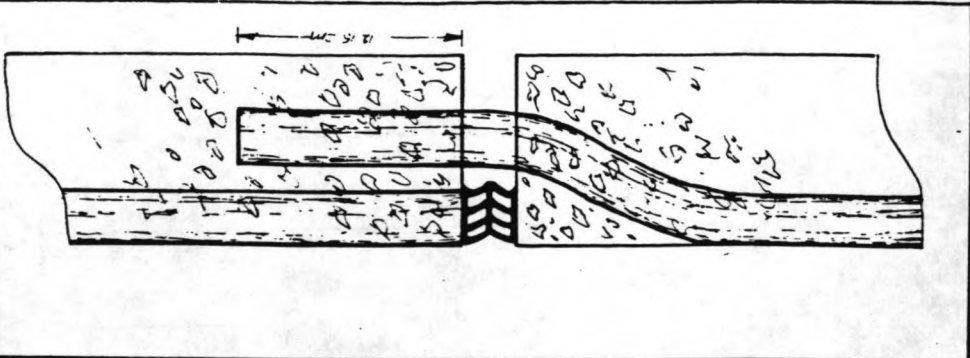
Profile type Profiel type	Size Afmeting		Min. installation width Min. montage breedte	Min. joint depth Min. voeg diepte	Joint size Voegmaat		Joint movement Voeg beweging
	A	B			min.	max.	
V 20	19	20	8	28	8	14	6
V 30	29	32	15	38	15	23	8
V 40	36	40	18	48	18	31	13
V 50	48	47	24	58	24	36	12
V 60	60	60	36	74	36	47	11

POSTBUS 1162
3000 BW ROTTERDAM
DE HOOPSTRAAT 4/6
3125 AH SCHIEDAM
TEL 010 62 03 44
TELEFAX 2672

drop
bouw + chemie bv

I + O VACUÛMSYSTEEM

Profile type Profiel type	Size Afmeting		Min. installation width Min. montage breedte	Min. joint depth Min. voeg diepte	Joint size Voogmaat		Joint movement Voeg beweging	Total Totaal
	A	B			min.	max.		
Omega								
912	25	12	5	16	5	8	3	
1116	25	16	7	20	7	10	3	
1318	30	18	8	23	8	11	3	
1723	30	23	10	33	10	14	4	
2128	40	28	12	36	12	17	5	
2434	40	34	15	43	15	20	5	
2840	50	40	18	53	18	25	7	
3550	50	50	22	61	22	32	10	



VERTIKALE DOORSNEDE
BETONELEMENT

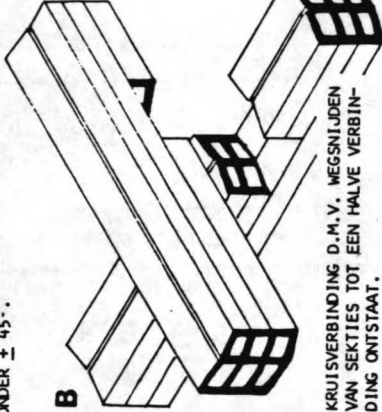
VERTIKALE VOEG MET: 1 + O. VACUÛMPROFIEL



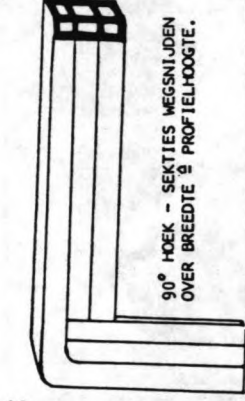
HORIZONTALE VOEG MET: H.P. KAMERPROFIEL



STUIKE LASVERBINDING - LASVLAK
ONDER $\pm 45^\circ$.



KRUISVERBINDING D.M.V. WEGSNIJDEN
VAN SEKTIES TOT EEN HALVE VERBIN-
DING ONTSTAAT.



90° HOEK - SEKTIES WEGSNIJDEN
OVER BREEDTE $\frac{2}{3}$ PROFIELHOOGTE.

GEVELAFDICHTING MET PROFIELEN

drop bouw + chemie bv
POSTBUS 1162 3000 BW ROTTERDAM 010-620344

POSTBUS 1162
3000 BW ROTTERDAM
DE HOOPSTRAAT 6/B
3125 AH SCHEDEAM
TEL 010/62 03 44
TELEX 49092

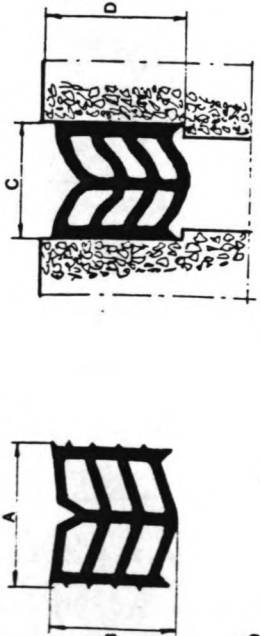
drop bouw + chemie bv

DROGE
METHODE

MATERIAAL: RUBBER IN CR (NEOPREEN)
OF EPT-KWALITEIT

KLEUR : ZWART

KAMERPROFIELEN



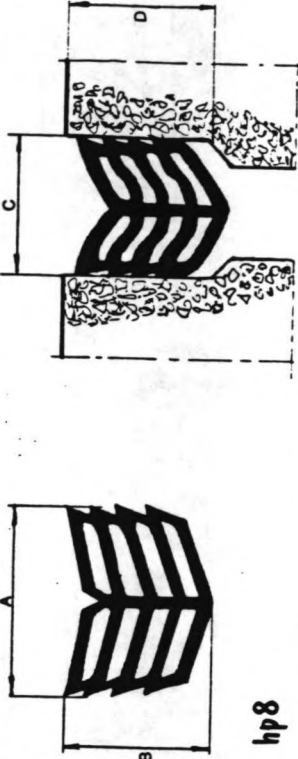
hp 6

Profile type Profiel type	Size Afmeting			Min. installation width Min. montage breedte	Min. joint depth Min. voeg diepte	Joint size Voegmaat		Joint movement Voeg beweging
	A	B	b			min.	max.	
HP6/1518	15	18		10	25	6	12	6
HP6/1820	18	20		12	25	9	15	7
HP6/2120	21	20		15	30	11	18	7
HP6/2422	24	22		18	30	13	21	8
HP6/3026	30	26		20	33	13	25	12

drop
bouw + chemie bv

POSTBUS 1862
3000 BW ROTTERDAM
DE HOOPSTRAAT 4 6
3125 AH SCHIEDAM
TEL (010) 82 03 44
TELEX 26292

KAMERPROFIELEN



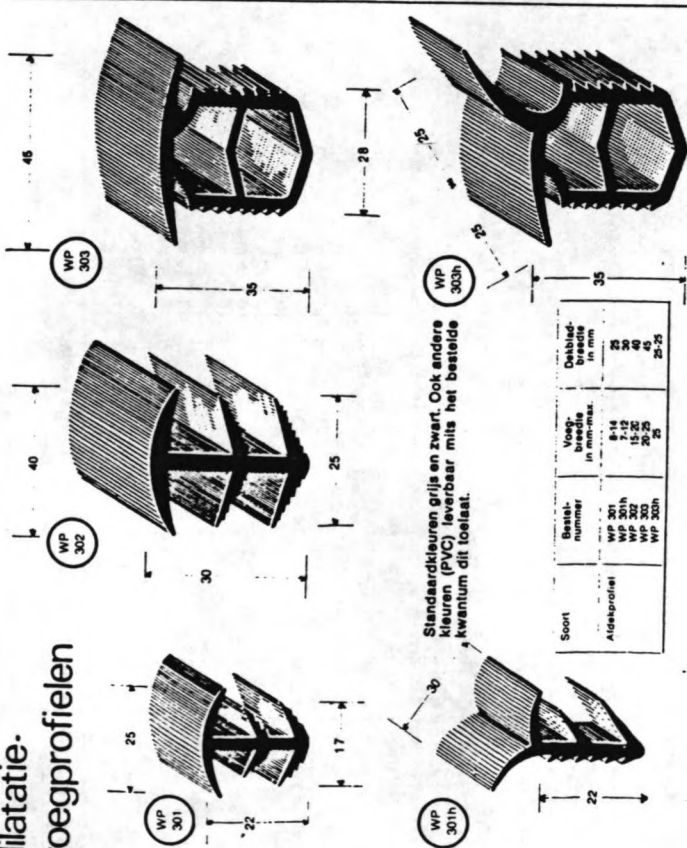
hp 8

Profile type Profiel type	Size Afmeting			Min. installation width Min. montage breedte	Min. joint depth Min. voeg diepte	Joint size Voegmaat		Joint movement Voeg beweging
	A	B	b			min.	max.	
HP8/3028	30	28		22	35	14	27	13
HP8/4030	40	30		25	45	17	35	18
HP8/5038	50	38		30	55	20	45	25
HP8/6048	60	48		40	65	30	55	25

drop
bouw + chemie bv

POSTBUS 1862
3000 BW ROTTERDAM
DE HOOPSTRAAT 4 6
3125 AH SCHIEDAM
TEL (010) 82 03 44
TELEX 26292

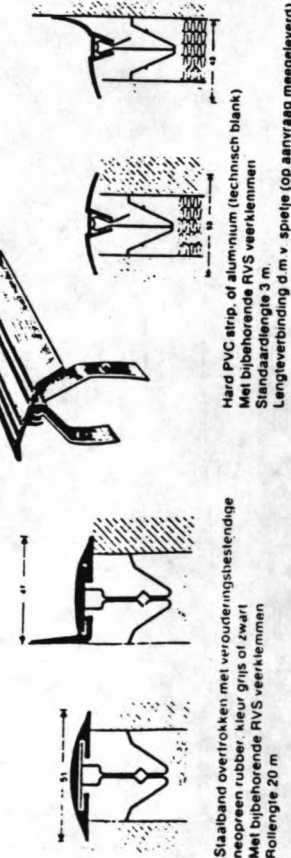
dilatatie-voegprofielen



Standaardkleuren grijs en zwart. Ook andere kleuren (PVC) leverbaar mits het bestelde kwantum dit toelaat.

Soort	Bestelnummer	Voegbreedte in mm-max.	Dekdikte in mm
Aluakrofiel	WP 301	4	25
	WP 301h	7-13	25
	WP 302	15-25	40
	WP 302h	25	40
	WP 303h	25-35	25-35

speciale profielen



voor voegbreedte van 15 tot 35 mm
 Voor grotere voegbreedten zijn andere afmetingen leverbaar.

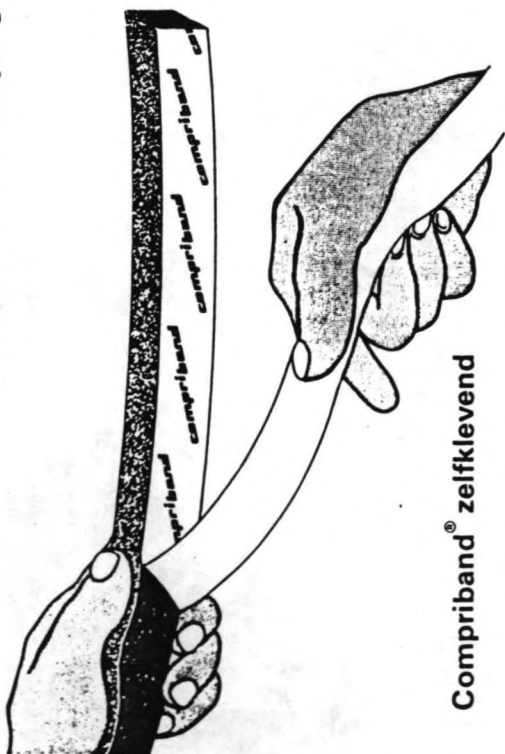
voor voegbreedte van 15 tot 35 mm
 Voor grotere voegbreedten zijn andere afmetingen leverbaar.

POSTBUS 1862
 3000 BW ROTTERDAM
 DE HOOPSTRUAT 4 B
 3125 AM SCHIEDAM
 TEL (0)10 87 03 44
 TELEX 2042

drop bouw + chemie bv

Hierna volgen twee voorbeelden van schuimband als voegafdichting. Uiteraard zijn veel meer verschillende typen en merken schuimband te noemen, maar in principe komen deze allemaal op hetzelfde neer. Vrijwel elke fabrikant of leverancier op het gebied van voegafdichtingen levert schuimbanden. De meeste hiervan vinden toepassing in de woningbouw, doch er zijn er ook welke voor de waterbouw geschikt zijn.

Algemene omschrijving



Compriband® zelfklevend

Compriband en Compriband G is ook leverbaar in zelfklevende uitvoering.

De aanduiding hiervoor is: Compriband ZK. en Compriband G ZK.

Een zijde is dan voorzien van een lijmlaag, afgedekt met een eenvoudig te verwijderen silicoenpapier.

Leverbaar in standaardafmetingen uit voorraad.

Standaardlengte Compriband ZK en Compriband G ZK.: 2 meter.

Afwijkende maten, zowel in doorsnede als lengte, op aanvraag leverbaar.


Compriband ZK vindt veel toepassing bij montage van stalen-, aluminium- en houten kozijnen, puien en panelen, alsmede prefab-elementen.

Tevens in de industrie (bijv. bij montage van luchtokers), in de carrosserie- en containerbouw wordt Compriband ZK zeer veel toegepast. Het comprimeren van Compriband vindt plaats door het samenvoegen van de constructiedelen.

Voordelen van Compriband ZK zijn

- Geen besmeuring van elementen
- Geen restanten van uitgedroogde hechtlaag
- Geen kwasten meer nodig
- De snelheid van werken

- 5 x 10 mm
- 10 x 10 mm
- 10 x 15 mm
- 10 x 20 mm
- 10 x 25 mm
- 15 x 15 mm
- 20 x 20 mm
- 25 x 25 mm
- 30 x 30 mm

 is de kleefkant

Afwijkende maten zijn op aanvraag leverbaar.

compri-zwijnrecht bv postbus 248 3330 aa zwijnrecht tel. 076-12 1022
Kantoor en magazijn: Kreekweg 6, Industrieterrein Gr. Lindt.

Fabrikant en leverancier van:
Compriband®: Hardband, DPC, Isoban, PVC, Aalban, Isolaflex, Comprim, deurtelers (83 maten)
Stalen raamprofiel, daktrimmen, -waterbanen, -waterlagen, -gevelpanelen, -muurafdekkingen en -leedingsokers.
In diverse kleuren (o.a. bruin RAL 8017 en gebroken wit RAL 1013)

Montage voorschriften

DE MONTAGE

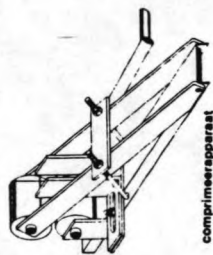
Zorg dat de vlakken, waartussen Compriband gemonteerd wordt, goed schoon en stofvrij zijn (vooral goed stofvrij), want op stof is geen hechting mogelijk.

Voor het aanbrengen van Compriband op stalen ramen, houten kozijnen, betonkolommen, plaatconstructies etc. kan men de lijmsoort Compri-coil gebruiken, of Compriband ZK (zelfklevend).

Compriband kan tussen 2 metalen strippen of 2 planken (die tevoren iets met water moeten worden vochtig gemaakt om vastkleven te voorkomen!) eenvoudig tot minder dan de te dichten voegbreedte worden samengedrukt.

Dit dient voorzichtig en gelijkmatig te geschieden. Het platgedrukte Compriband wordt nu direct in de voeg gebracht, waarna het langzaam uitzet en daardoor de voeg geheel opvult.

Voor grotere hoeveelheden stellen wij een comprimeerapparaat ter beschikking. Speciaal voor het monteren van zwaardere maten kan onze afdeling uitvoering werken U ter plaatse adviseren.



comprimeerapparaat

Overlappingsen: Compriband wordt op de standaardlengte van 2 meter geleverd. Dunne maten kan men eenvoudig overlappen door ze b.v. 3-5 cm over elkaar te leggen.

Dikke maten kan men eenvoudig versterken. Het in versterksnijden van Compriband gaat gemakkelijker, door het mesje nat te maken.

Onze technische dienst staat steeds gaarne tot uw beschikking. Vraag tijdig inlichtingen, stuur zo mogelijk een tekening, opdat wij een zo goed mogelijke service kunnen bieden!

compri-zwijnrecht bv postbus 248 3330 ae zwijndrecht tel. 078-12 10 22
Kantoor en magazijn: Kreekweg 8, Industrieterrein Gr. Lindt.

Fabriek en leverancier van:
comprifilm® - Havoand - DPC folie - PVC labben - legdragers - Compri deurtuifels (83 maten)
Stalen raambordelen, dactrimmen, waterzagen, waterzagen, gipspanelen, muurdekkingen en ledingsokers
In diverse kleuren (o.a. bruin RAL 8017 en geelwit RAL 1013)

Montage voorschriften

De keuze van de afmeting

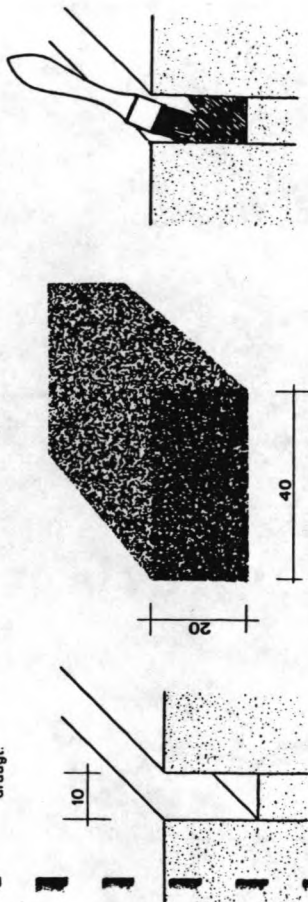
Voor waterdichte afsluiting dient men Compriband te gebruiken in die afmeting welke tenminste 4 maal de te vullen voegbreedte is. Compriband is n.l. alleen dan waterdicht, wanneer het tot 25% of minder van de oorspronkelijke afmeting is samengeperst.

De diepte waarover men de voeg dient te dichten moet minstens 2 maal de voegbreedte zijn. Voor een voegbreedte van 10 mm gebruikt men dus Compriband 40 x 20 mm. De afmeting 40 mm wordt samengedrukt tot minder dan 10 mm, waarna het Compriband zich eenvoudig laat monteren.

Voor tocht- en/of stofdichting kan men volstaan met Compriband, waarvan de afmeting overeenkomt met 2 à 3 maal de voegbreedte.

Voor een voeg van 10 mm gebruikt men dus Compriband 25 x 25 mm.

Voor geluidsisolatie past men Compriband toe, waarvan de maat 2 maal de voegbreedte be- draagt.



voeg = 10 mm

10 mm x 4 = Compriband 20 x 40 mm.

voeg met compri-coil voorstrijken

Compriband maximaal voorcomprimeren

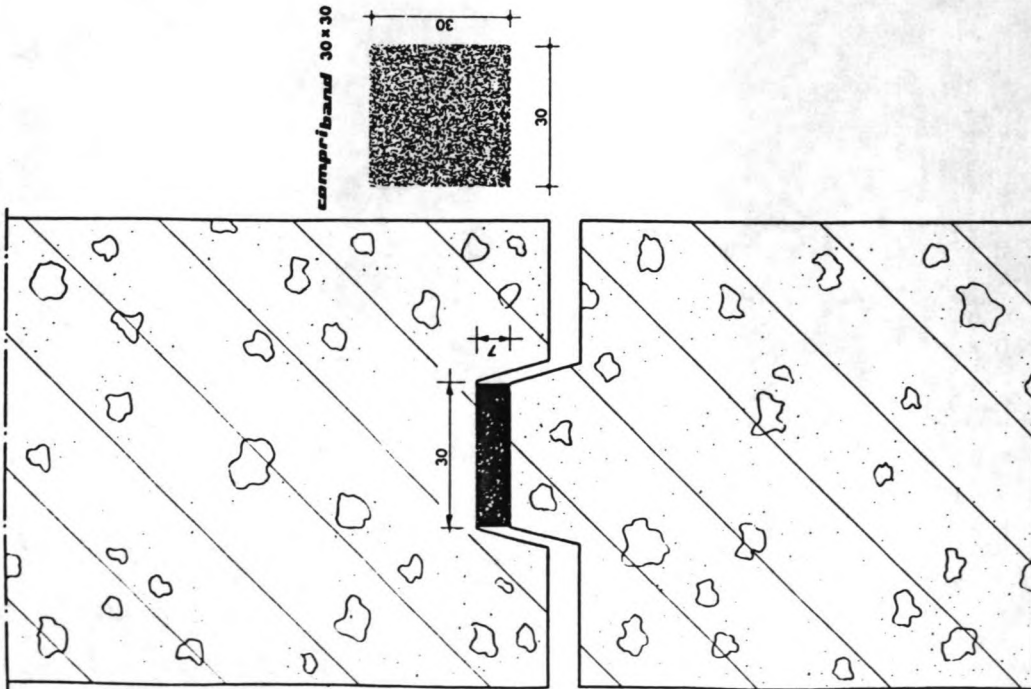
voorgecomprimeerd Compriband in voeg plaatsen.

Compriband zet zich en sluit de voeg

compri-zwijnrecht bv postbus 248 3330 ae zwijndrecht tel. 078-12 10 22
Kantoor en magazijn: Kreekweg 8, Industrieterrein Gr. Lindt.

Fabriek en leverancier van:
comprifilm® - Havoand - DPC folie - PVC labben - legdragers - Compri deurtuifels (83 maten)
Stalen raambordelen, dactrimmen, waterzagen, waterzagen, gipspanelen, muurdekkingen en ledingsokers
In diverse kleuren (o.a. bruin RAL 8017 en geelwit RAL 1013)

Details



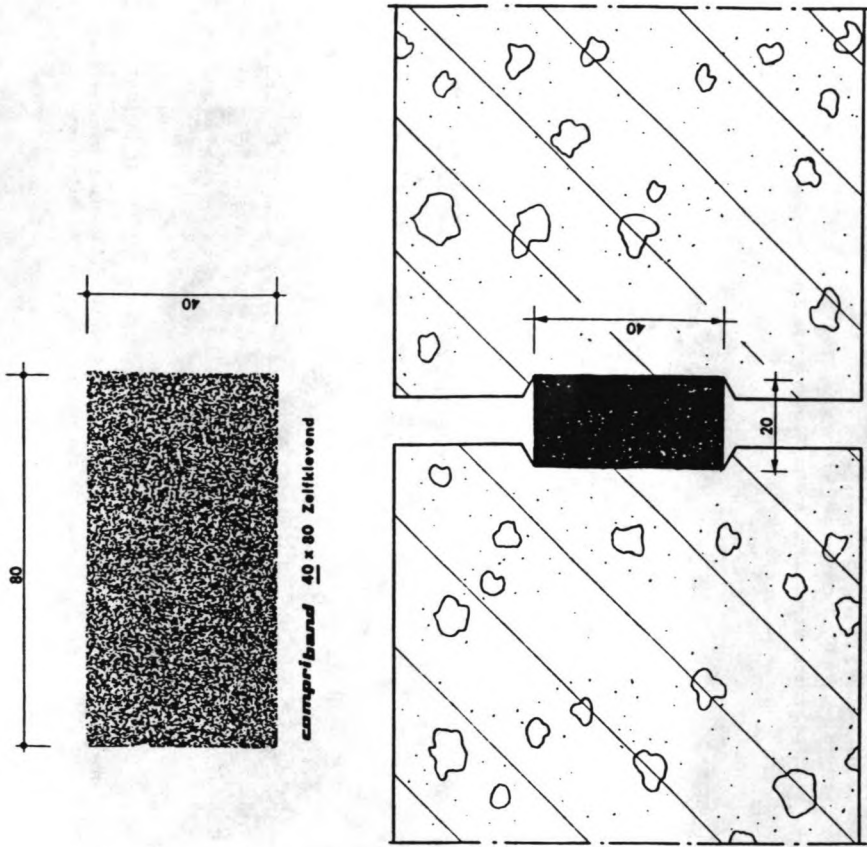
Schaal 1 : 1

compriflexbandrecht bv postbus 248 3330 ae zwijndrecht tel. 078-12 10 22

Kantoor en magazijn: Kreekweg 8, Industrieterrein Gr. Lindt.

Fabriek en leverancier van:
compriflexband® Hardband, DPC, loze PVC slabben, tegelranden, Compriflex deurluik (83 maten)
 Stalen raandorpels, daktrimmen, waterbanen, gevepanen, muurafsluitingen en ledingsokers
 In diverse kleuren (o.a. bruin RAL 8017 en gebroken wit RAL 1013)

Details



Schaal 1 : 1

compriflexbandrecht bv postbus 248 3330 ae zwijndrecht tel. 078-12 10 22

Kantoor en magazijn: Kreekweg 8, Industrieterrein Gr. Lindt.

Fabriek en leverancier van:
compriflexband® Hardband, DPC, loze PVC slabben, tegelranden, Compriflex deurluik (83 maten)
 Stalen raandorpels, daktrimmen, waterbanen, muurafsluitingen en ledingsokers
 In diverse kleuren (o.a. bruin RAL 8017 en gebroken wit RAL 1013)

NOVALASTIK

2 = 1

Les joints d'étanchéité NOVALASTIK allient l'élasticité et la flexibilité du cordon extrudé P.V.C. avec l'excellente adhésion et étanchéité du Butyl.

NOVALASTIKBAND combineert de voordelen van een elastisch afdichtband met de uitstekende hechteigenschappen en waterdichtheid van Butyl.



1. Cordon P.V.C. souple.
2. Comprimé P.V.C. achuimkern.
3. Papier protecteur.

CARACTÉRISTIQUES

Epaisseur butyl 0,5 mm.
Couleur noir
Dureté 45 shore 00
Pouvoir adhésif acier 36 N/25 mm.
Taux transmission 0,0039 gr/m²
de vapeur d'eau mm. ép. h.
* Jydsk Technologisk Institut.

KENMERKEN

Butyldikte 0,5 mm.
Kleur zwart
Hardheid 45 shore 00
Staal-kleefermogen 36 N/25 mm.
Transmissiefactor 0,0039 gr/m²
van waterdamp mm. ep. h.
* Jydsk Technologisk Institut.



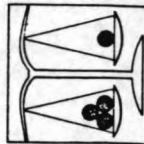
NOVALASTIK est compressible et adhésif sur toutes ses faces; il épouse toutes les formes sans plissement et s'adapte aux irrégularités du support. Sa grande flexibilité procure une excellente étanchéité.



NOVALASTIK ne flue pas à froid, car le butyl est étroitement lié à l'âme P.V.C.; par haute température, il ne flue pas de son support ce qui prévient un encrassement et une perte d'adhésion.



NOVALASTIK est plus léger qu'une bande butyl de même section. (le butyl est $\pm 2,5$ fois plus dense). Cette économie de poids facilite et accélère la mise en œuvre et le montage.



NOVALASTIK est facilement compressible grâce à une âme souple en mousse; de cette manière on évite la déformation lors de l'utilisation de fines tôles; de plus, les fixations mécaniques peuvent être plus éloignées les unes des autres.



NOVALASTIK est étanche à l'eau. Il possède en outre un très faible taux de transmission de vapeur d'eau ce qui évite les dommages dus à l'humidité et à la corrosion.



NOVALASTIK possède un haut pouvoir adhésif assurant un très bon maintien dès la pose et à long terme. NOVALASTIK ne peut être utilisé comme bande de fixation.



NOVALASTIK is zeer buigzaam en kleef rondom; het band is eenvoudig in rondingen en hoeken aan te brengen en past zich aan oneffenheden in de ondergrond aan. De grote vervormbaarheid bevordert daarvoor een betere afdichting.

NOVALASTIK vertoont geen "koude vloeï", d.w.z. de butylomanteling is innig met de schuimkern verbonden en vloeit bij hoge temperaturen in de voeg niet uit; hetgeen vervuiling en onduidelijkheid voorkomt.

NOVALASTIK is belangrijk lichter in gewicht dan butylband in dezelfde afmeting (butyl is ca. 2,5 x zwaarder). Deze belangrijke gewichtsbesparing verwerkt gemakkelijker en versnelt de montage.

NOVALASTIK is door de zachte schuimkern eenvoudig te comprimeren; hierdoor wordt vervorming bij b.v. dunwandige metaalplaten voorkomen; bovendien kunnen de bevestigingen op grotere onderlinge afstand geplaatst worden.

NOVALASTIK dicht afdoend af tegen water. Het band bezit tevens buitengewone afdichtende eigenschappen tegen waterdamp, waardoor schade door vocht en corrosie met dit band wordt voorkomen.

NOVALASTIK bezit de grote kleeckracht van butyl, welke zowel een snelle aanvangshechtkracht als een langdurige verkieving waarborgt. NOVALASTIK kan niet als een bevestigingsband worden gebruikt.

CAHIER DES CHARGES

1. MISE EN OEUVRE

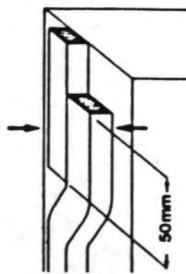
La mise en œuvre de NOVALASTIK implique le respect des recommandations suivantes:

- a) Etat des surfaces : sec, propre et dégraissé.
- b) NOVALASTIK se pose sans primaire.
- c) Températures d'application : + 10 °C à + 40 °C.
- d) Températures d'utilisation : - 30 °C à - 80 °C.
- e) Application : NOVALASTIK se pose avec le papier protecteur. Celui-ci sert de guide et permet un alignement correct en évitant tout allongement du produit lors de la pose. Le papier protégera le joint lors du transport et sera ôté avant compression du NOVALASTIK.
- f) Il est déconseillé d'appliquer NOVALASTIK par temps de pluie et de gel ou en présence de condensation.
- g) Compression : la compression minimale est de 10 % pour les sections rondes et de 20 % pour les sections rectangulaires.

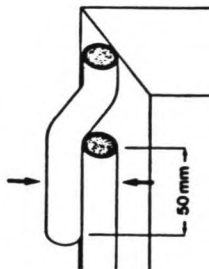
2. RACCORDS

Les raccords se font par superposition (1) (5 cm) ou par juxtaposition (2) (5 cm) des extrémités et ce, quel que soient les épaisseurs utilisées.

(1)

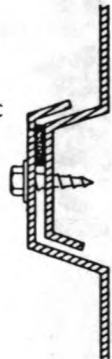


(2)



3. JOINTS DE BARDAGE (2) ET DE COUVERTURE (1)

(1)



(2)



SPECIFICITIES

1. VERWERKING

De verwerking van NOVALASTIK is als volgt:

- a) ondergrond : droog, stof- en vetvrij.
- b) NOVALASTIK is zonder primer te bevestigen.
- c) Verwerkingstemperatuur : + 10 °C tot + 40 °C.
- d) Gebruikstemperatuur : - 30 °C tot + 80 °C.
- e) Verwerking : NOVALASTIK is voorzien van een afdekpapier. Deze afdektape dient voor een snelle en rechte montage en voorkomt rekverming. Tevens dient deze afdektape als bescherming tijdens eventueel transport.
- f) Het is niet aan te bevelen NOVALASTIK tijdens regen, vorst en op vochtige ondergrond te monteren.
- g) Compressie : de minimaal benodigde compressie is 10 % voor rondprofiel en 20 % voor rechthoekig profiel.

2. AANSLUITINGEN

De aansluiting wordt verkregen door naast elkaar liggende (1) (5 cm) uiteinden of boven elkaar liggende (2) uiteinden, ongeacht de dikte van het materiaal.

L'ÉTANCHÉITÉ NOVALASTIK

GROS OEUVRE

- Éléments en béton, préfabrication légère.
- Panneaux de façades et de toitures (asbest ciment, pvc, plastique, acrylique, métal).
- Façades-rideaux et construction de toitures.
- Coupoles et lanternaux.
- Menuiseries et constructions métalliques.
- Cheminées, gouttières.

FENÊTRES, PORTES ET RÉNOVATION

- Étanchéité entre menuiserie et maçonnerie (chassis bois, métal et plastique).
- Rénovation de menuiseries avec maçonnerie traditionnelle (béton, béton cellulaire, plâtre).
- Rénovation de façades en général.
- Veranda's.

TRAVAUX ROUTIERS

- Ponts et chaussées.
- Canalisations.
- Regards (égout et chambre de visite).
- Placines.

CONDITIONNEMENT

- NOVALASTIK est présenté sous deux formes :
- En section circulaire
- diamètres : 4, 5, 6, 8, 10, 12, 15 mm.
- En section rectangulaire
- sections : 3,5 x 9 - 3,5 x 12 - 4,5 x 9 - 4,5 x 12 - 5,5 x 12 - 6 x 15 et 15 x 20 mm.
- tolérances : ± 10 %

NOVALASTIK - WATERDICHT AFDICHTING

BOUWKUNDIGE CONSTRUCTIES ALGEMEEN

- Betonelementen, lichte pre-fab elementen.
- Gevel- en dakplaten (abest-cement, kunststof, pvc, acrylaal, metaal).
- Gordinggevels en kapconstructies.
- Lichtkoepels, lichtstraten.
- Houtbouw en staalconstructies.
- Dakgoten en dakdoorvoeringen e.d.

RAMEN, DEUREN, KOZIJNERVERVANGING

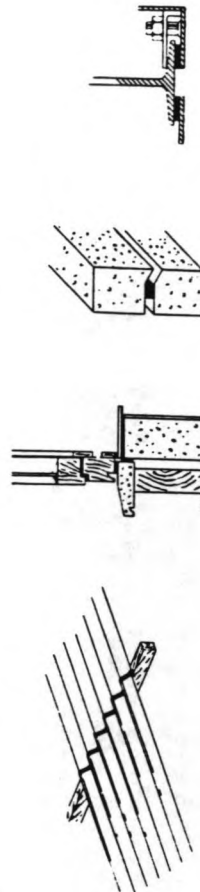
- Kozijnansluitingen (bij o.a. houten, metalen, en kunststof ramen en deuren).
- Steekkozijnansluitingen bij traditioneel metselwerk - beton, gasbeton, gips enz.
- Gevelrenovatie algemeen, e.d.
- Veranda's - serre's.

WEG- EN WATERBOUWKUNDIGE CONSTRUCTIES.

- Wegen, viaducten.
- Rioleringen en buizen.
- Putdeksels.
- Zwembaden, e.d.

LEVERINGSVORMEN

- NOVALASTIK is in twee uitvoeringen leverbaar :
- Als rondprofiel
- diameters : 4, 5, 6, 8, 10, 12, 15 mm.
- Als rechthoekig profiel
- in de afmetingen : 3,5 x 9 - 3,5 x 12 - 4,5 x 9 - 4,5 x 12 - 5,5 x 12 - 6 x 15 en 15 x 20 mm.
- toleranties : ± 10 %.



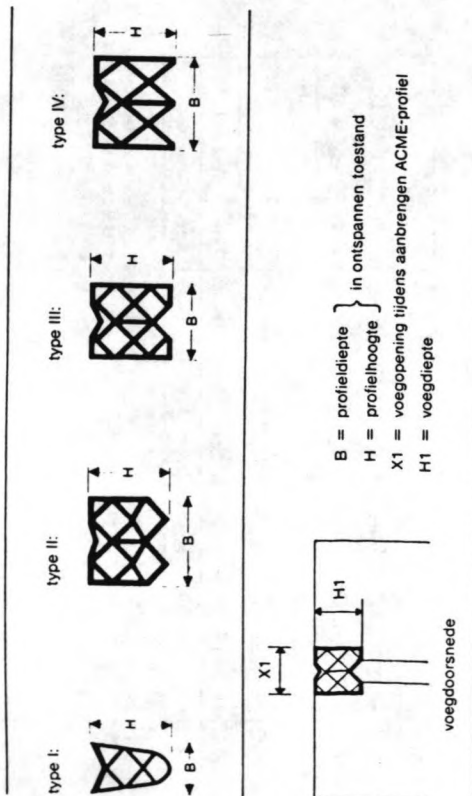
Le butyl enrobant le cordon P.V.C. peut être livré en bandes de sections rondes et rectangulaires. Il est commercialisé sous la référence A-30.

De butylkwaliteit van de Novalastik is ook leverbaar in stripvorm (dus zonder schuimkern) onder de benaming A-30.

NORTON SA SPÉCIALTY PLASTICS DIVISION
 Avenue du Parc, B-4655 CHAÎNEUX - BELGIQUE - BELGIE
 Tél. 087/31.35.61 — TLX. : 49133

ACME-voegprofielen

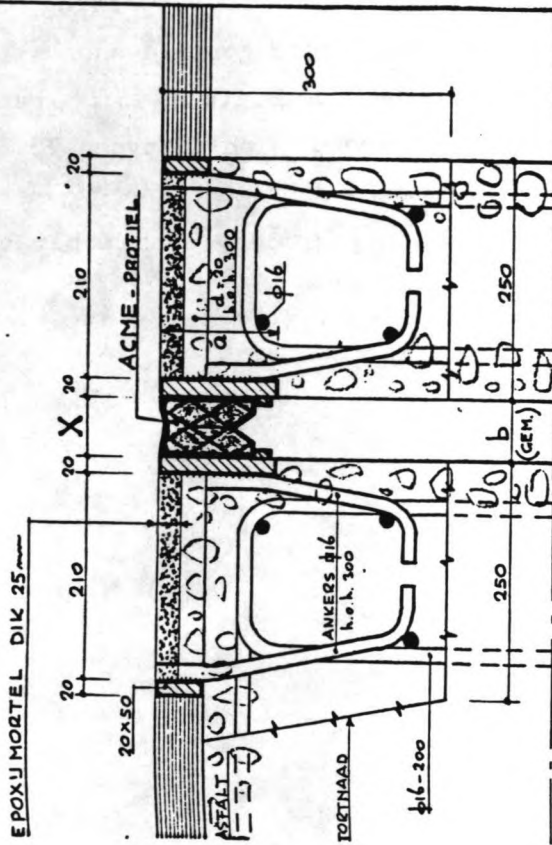
Hierna volgen de ACME-voegprofielen van Spanstaal b.v. Deze voegprofielen zijn oorspronkelijk bedoeld voor toepassing in de wegebouw, maar kunnen mogelijk met eventuele geringe aanpassingen ook wel in de waterbouw worden toegepast. Hierbij wordt gedacht aan de typen AW en AS voor horizontale voegen en de typen 75 RW en 75 RS voor verticale voegen. Bij de laatst genoemde typen kan, nadat de elementen op hun plaats zijn gebracht, een rubber voegstrip tussen de elementen worden aangebracht.



Profiel	Type	No.	Profielafmetingen		Dil. Bereik	Voegopeningen X			Voegdiepte	
			B	H		Min.	Max.	X1	H1	
ACME 4	I/3A	19-134	13	19	4	6	10	7	27	
ACME 6	I/3A	19-133	16	22	4	6	10	7	27	
ACME 7	I/5A	19-131	19	29	7	9	16	11	40	
ACME 12	I/7A	19-132	25	35	10	12	20	15	45	
ACME 12A	II/1	19-137	34	34	12	18	30	21	45	
ACME 20A	II/2	19-139	44	44	20	25	45	33	65	
ACME 20	III/2	19-130	54	53	20	25	45	33	65	
ACME 30-V	III/3A	19-138A	65	65	30	30	50	43	85	
ACME 35	III/4	19-129	78	87	35	35	70	53	104	
ACME 45	IV/5	19-136	103	90	45	50	95	70	110	
ACME 60	IV/8	19-135	130	100	50	60	120	80	115	

Maten in mm.

ACME - VOEGOVERGANG TIJPE AW

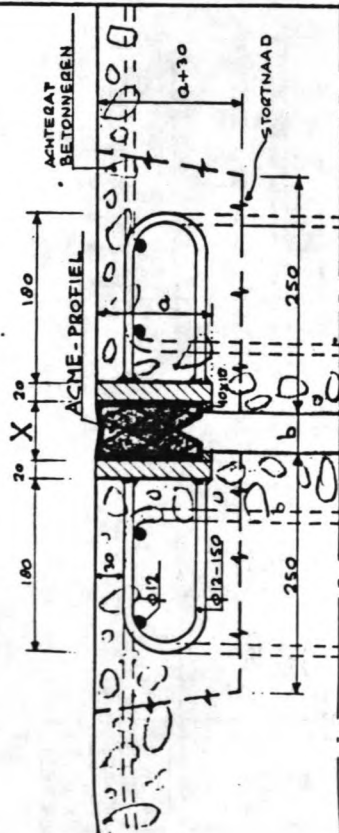


DOORSNEDE (1:5)

TIJPE	DILATATIE-VERMOGEN	X	
		a	b
ACME 20 AW	20	90	35
ACME 35 AW	35	120	50
ACME 45 AW	45	120	70
ACME 60 AW	60	140	45
			15
			75

ALLE MATEN IN mm!

T.B.V.: - FIETS- EN VOETGANGERSBRUGGEN
 - BRUGGEN VOOR LANDBOUWVERKEER
 - TUNNELS EN ONDERDOORGANGEN
 - PERRONS EN STEIGERS



DOORSNEDE (1:5)

TIJPE	DILATATIE-VERMOGEN	X:	
		a	b
ACME 20 P	20	80	15
ACME 30 P	30	100	25
ACME 35 P	35	120	35
ACME 45 P	45	120	50
ACME 60 P	60	140	70

* : PRECIEZE MAAT IN OVERLEG
 MET SPANSTAAL BEPALEN:
 TEL. 030-887121

ALLE MATEN IN mm!

2.

Werk: Hoofddoel: Onderdeel:	Di.: Ser.: Afk.:	A W
-----------------------------------	------------------------	--------

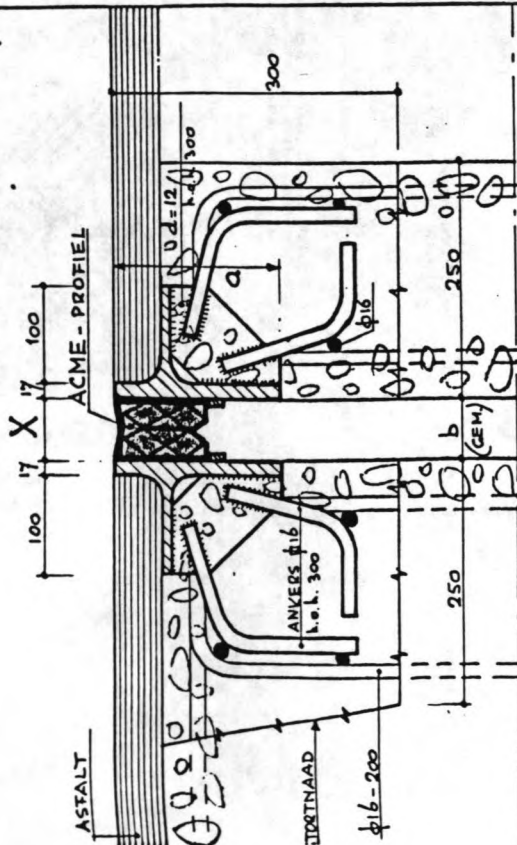
Ingenieursbureau voor Systemen en Octroolen
 "SPANSTAAL" B.V. Utrecht
 Tel.: 030 - 887121 Postbus 2028
 Auteursrechten voorbehouden

1.

Werk: Hoofddoel: Onderdeel:	Di.: Ser.: Afk.:	A W
-----------------------------------	------------------------	--------

Ingenieursbureau voor Systemen en Octroolen
 "SPANSTAAL" B.V. Utrecht
 Tel.: 030 - 887121 Postbus 2028
 Auteursrechten voorbehouden

ACME - VOEGOVERGANG TIJPE AS



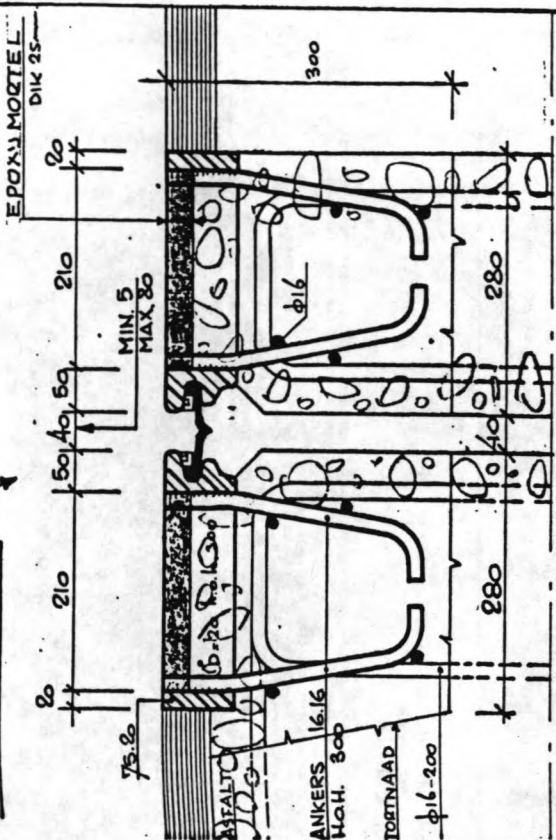
DOORSNEDE (1:1)

TIJPE	DILATATIE VERMOGEN	X	
		MIN.	MAX.
ACME 20 AS	20	35	45
ACME 35 AS	35	50	70
ACME 45 AS	45	70	95
ACME 60 AS	60	90	75

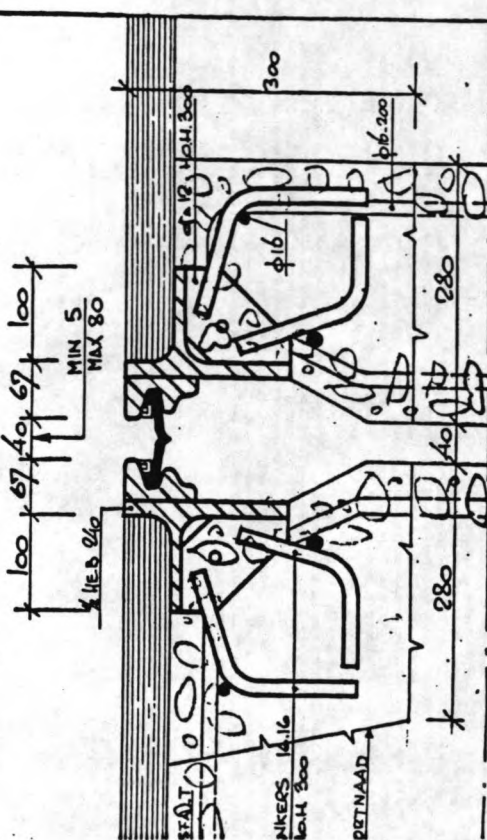
ALLE MATEN IN mm.

3.	Werk:	Utrecht	A	W
	Hoofddiel:	Postbus 2028		
Onderdeel:		"SPANSTAAL" B.V., Utrecht Tel.: 030 - 887121		
Ingenieursbureau voor Systemen en Octrooien		Auteursrechten voorbehouden		

TYPE 75 RW



TYPE 75 RS



4.	Werk:	RUB VOEGOVERGANGEN	Utrecht	AS 3598-1
	Hoofddiel:	TYPE 75 RW - 75 RS	Postbus 2028	
Onderdeel:		SPANSTAAL		
Ingenieursbureau voor Systemen en Octrooien		Auteursrechten voorbehouden		
		Tel. 030 - 887121		

Inhaltsverzeichnis

1. Allgemeines
2. Fugen in Abwasserleitungen
- 2.1. In offener Bauweise erstellte Rohrleitungen
- 2.2. In geschlossener Bauweise erstellte Rohrleitungen (Rohrvortrieb)
- 2.3. Leitungen aus Ortbeton und Betonfertigteilen
- 2.3.1. Ortbeton
- 2.3.2. Betonfertigteile
3. Fugen bei sonstigen Bauwerken
4. Berechnung von Bewegungen
5. Anordnungen an Fugendichtstoffe für den Tiefbau
 - 5.1. Elastische Dichtstoffe
 - 5.2. Plastische bituminöse Dichtstoffe
 6. Verarbeitung der Fugendichtungsmasse
 - 6.1. Elastische Dichtungsmassen
 - 6.2. Bituminöse Dichtungsmassen
- Tiefbau:
 - Rohrvortriebe bei einem Abwasserantrieb aus Stahlbeton-Vorpreßrohren ND 3000

1. Allgemeines

Für die mannigfaltigen Ingenieurbauten im Tiefbau wie Abwasserkanäle, Kläranlagen, Wasserbehälter, Schläusen, Tiefparastellen (Fugen) zwischen den einzelnen Bauelementen erforderliche. Diesen Fugen ist nicht zuletzt auch wegen ihrer Dichtungsfunktionen gegenüber Wassereintritt eine große Bedeutung beizumessen.

Bei Abwasseranlagen, die der Fortleitung bzw. der Reinigung von Abwasser dienen, sind besonders hohe Anforderungen an die Funktionstauglichkeit und absolute Dichte Fugen zu stellen. Es muß gewährleistet werden, daß weder Wasser von innen nach außen, noch von außen nach innen durchdringen kann. Ein Austreten von Abwasser in den Untergrund kann eine Gefährdung des Grundwassers und damit der Allgemeinheit bedeuten. Von außen eintretendes Fremdwasser gegebenenfalls zu starkem Grundwasseranstieg und der Kläranlage sowie Grundwasser auch Erdreich in die Anlagen eingespült, kann zu einer Verminderung der hydraulischen Leistungsfähigkeit von Kanälen

2. Fugen in Abwasserleitungen
2.1. In offener Bauweise erstellte Rohrleitungen

Die hier zu behandelnden Fugendichtungen beziehen sich auf Beton- und Stahlbetonrohrleitungen ab etwa ND 1100, die in offenen Baugruben verlegt werden. Die Praxis hat gezeigt, daß bei den sehr großen Betonrohr- und Stahlbetonrohren werden heute mit einem Innendurchmesser bis zu 4000 mm hergestellt - eine alleinige Dichtung mit Elastomer nach DIN 4082 (Dichtungsmittelschicht) ist nicht immer ausreichend ist. Die strom- und drucktechnischen Anforderungen an den Rohrlagen sind aber mit Schweißnähten und einem hohen Aufwand verbunden. Besonders problematisch ist die Dichtung von Epiprofilen mit Gummidichtungen.

Hinzu kommt, daß die ausschreibende Behörde vielfach für den inneren Fugenspalt grundsätzlich einen Abschlußstoff verlangt. Dieser dient nicht nur der aus hydraulischen Gründen erwünschten durchbleibenden Fugenspitze. Er soll auch verhindern, daß sich in dem verbleibenden Fugenspalt, der durch die Dichtungsmittelschicht nicht ansammeln, die den „Nahboden“ für Fluoridbakterien stellen und die Ursache für eine Anlaufung des Abwassers sein können.

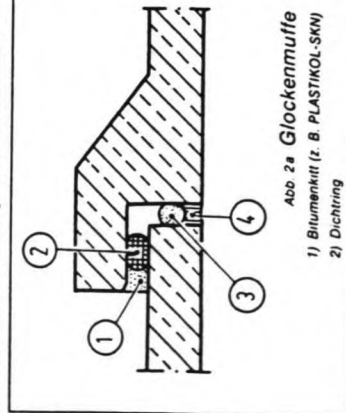


Abb. 2a Glockenmuffe
1) Bitumenkitt (z. B. PLASTIKOL-SKN)
2) Dichtung
3) Hinterfüllmaterial
4) Fugendichtungsmasse (z. B. PLASTIKOL-K 2 D)

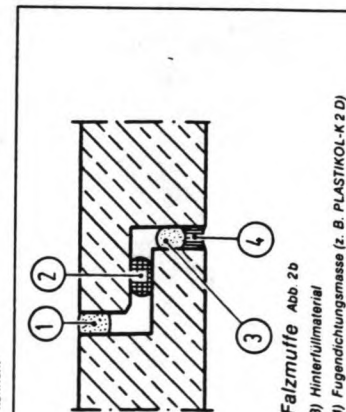


Abb. 2b Falzmuffe
1) Hinterfüllmaterial
2) Dichtung
3) Falzmuffe
4) Fugendichtungsmasse (z. B. PLASTIKOL-K 2 D)

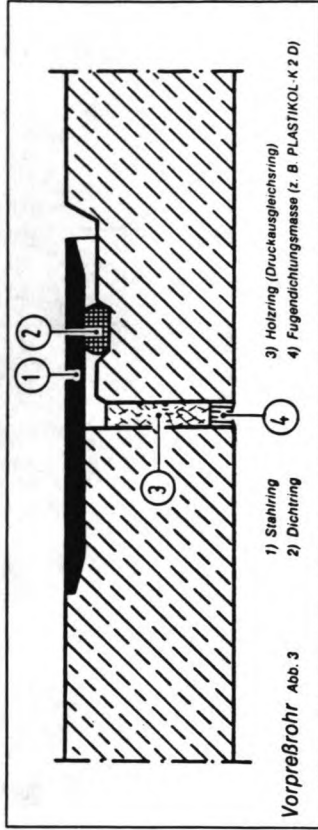
2.2. In geschlossener Bauweise erstellte Rohrleitungen (Rohrvortrieb)

Die Erstellung von Abwasserleitungen nach der geschlossenen Bauweise (Rohrvortrieb) hat in den letzten Jahren zunehmend an Bedeutung gewonnen. Sie hat aber einige Probleme hinsichtlich der Fugendichtung aufgeworfen. Im Gegensatz zur offenen Bauweise vollzieht sich der Rohrvortrieb zumeist in wesentlich größeren Tiefen, so daß die Rohre später nicht selten einem äußeren Grundwasserüberdruck von über 1 bar und sogar von über 2 - 3 bar ausgesetzt sind (0,1 bar = 1 m WS). Hierzu kommen noch einige andere Faktoren, die mit der Technik des Rohrvortriebs zusammenhängen und die den Erfolg der Fugendichtung mitentscheidend beeinflussen können. Es wird deshalb allgemein empfohlen, die Fugendichtungsmittelschichtspalt noch zusätzlich mit einem geeigneten Dichtstoff abzuschließen.

Für die Fugenausbildung bei Stahlbeton-Vorpreßrohren gibt es verschiedene Systeme. Seit einigen Jahren wird überwiegend das System mit dem einseitig anbetonierten Stahlführungsring benutzt (Abb. 3).

Die Mindestfugenbreite muß auch hier 15 mm betragen. Sie läßt sich in der Regel einhalten, weil üblicherweise 20 mm starke Druckausgleichshänge benutzt werden. Diese Druckausgleichshänge (astreife Weichholz, Spanholz o. dgl.) dürfen keinesfalls imprägniert sein, weil

Die Verfügarbeiten sind stets nach Beendigung des Rohrvortriebs vorzunehmen.



Vorpreßrohr Abb. 3

2.3. Leitungen aus Ortbeton und Betonfertigteilen
2.3.1. Ortbeton

Die Erstellung von Abwasserleitungen - überwiegend Reckprofil - unter Verwendung von Ortbeton erfolgt mittels einer Gleitschalung. Hierbei ergeben sich in bestimmten Abständen der Ortbeton, für deren Abdichtung üblicherweise Fugendichtungsmittelschichten verwendet werden. Die Praxis hat gezeigt, daß mit derartigen Fugendichtungsmitteln allein die Fugendichtung nicht zu gewährleisten ist. Dies hängt mit Schweißnähten zusammen, die sich beim Einbau der Fugendichtungsmasse bilden. Als Trennmittel für die Fugendichtungsmasse und beim Verdichten des Betons im Bereich Fugendichtung/Betonbewehrung ergeben.

Um eine zuverlässige Fugendichtung gewährleisten zu können, hat

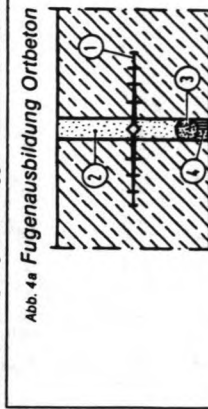


Abb. 4a Fugenausbildung Ortbeton

das Imprägnierungsmittel infolge der Druckeinwirkung beim Vortrieb der Rohre herausgedrückt werden kann. Dadurch kommt es erfahrungsgemäß zu einer Verunreinigung der Fugentanken, was die Haftung der nachträglich einzubringenden Dichtungsmasse ganz erheblich beeinflussen kann.

Solern durch die Fuge von außen Grundwasser eindringt, muß eine Vordichtung vorgenommen werden. Hierzu ist zunächst erforderlich, den Holzring 4 - 6 cm tief auszustemmen. Der austretende Fugensaum kann dann gegen das eindringende Grundwasser abdichtet werden. Hierzu eignen sich zum Beispiel CERINOL-FIX Bitumenkitt, ein hydrophobes Schweißmittel) und unser CERINOL-STIM (Stimmmasse zur Fugendichtung unter Wasserdruck) geeignet.

Gelegentlich kommt es beim Rohrvortrieb auch zu Abplatzungen an den Stahlfächern der Stahlbetonrohre. In diesem Fall müssen die ausgebrochenen Flächen bis zur ursprünglichen Fugbreite begradigt werden. Für diese Ausbesserungsarbeiten eignet sich unsere 2-Komponenten-Kunstharzmasse auf Epoxidharzbasis EURO-LAN-FK 20 GS und auch unser CERINOL-PLUS mit Zementmörtel zu verarbeitende Kunstharz-Dispersion (Richtrezeptur siehe entsprechende Membranblätter).

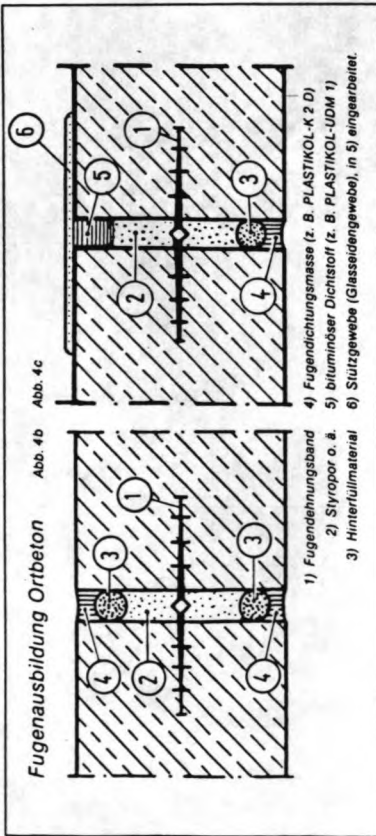
Die Verfügarbeiten sind stets nach Beendigung des Rohrvortriebs vorzunehmen.

sich deshalb als zweckmäßig erwiesen, den inneren Fugenspalt mit einer elastischen Dichtungsmasse zu schließen (Abb. 4). Hierzu wird das vor dem Betonieren zur Ausparung der Fuge eingebrachte Material (Styropor o. ä.) für die Aufnahme des Hinterfüllmaterials und der Dichtungsmasse etwa 5 cm entfernt. Es ist darauf zu achten, daß die Dichtungsmasse B. PLASTIKOL-K 2 D gleichmäßig auf die Betonflächen aufgetragen wird, der als Trennmittel für die einzubringende Dichtungsmasse benötigt wird. Als Trennmittel für die Schalung dürfen nur hochwertige Produkte, die keine für die Haftung schädlichen Rückstände hinterlassen, verwendet werden (z. B. unser RELAX-mull).

Die mit der Dichtungsmasse zu verschleifende Fugenfläche sollte etwa das doppelte der Fugenbreite betragen. Betonausbrüche oder Unregelmäßigkeiten an den Fugenflanken müssen zuvor z. B. mit EUROLAN-FK 20 GS oder CERINOL-PLUS begearbeitet werden.

Sollern das Bauwerk später einer äußeren Grundwasseranfeuchtung ausgesetzt ist, empfiehlt sich noch eine zusätzliche Abdichtung. Bei der Herstellung von Kanälen ist auch hier wieder auf geeignete Temperaturerweiterung nach der Verlegung muß die Abdichtung ebenfalls mit einer elastischen Dichtungsmasse vorgenommen werden (Abb. 4b). Im anderen Fall, z. B. wenn die äußere Fugenabdichtung auch unser PLASTIKOL-UDM 1 bewahrt (s. Abb. 4c).

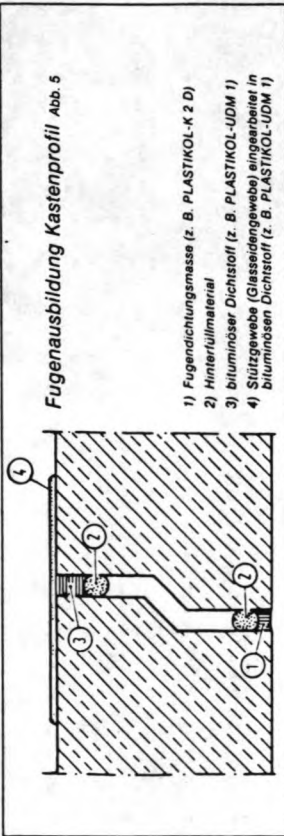
Beispiele für die Fugenabdichtungen bei Ortbetonkanälen zeigen die Abbildungen 4a - 4c:



Ein Beispiel für die Fugenabdichtung bei Kastenprofilen zeigt Abb. 5. Es gibt zwar besonders bei den Kastenprofilen verschiedene Arten von Fugenausbildungen, doch sind die vorzunehmenden Abdichtungsarbeiten im Prinzip gleich. Bei der Herstellung von Kanälen ist auch hier wieder auf geeignete Temperaturerweiterung nach der Verlegung zu achten.

2.3.2. Betonfertigteile

Bei der Verwendung von Betonfertigteilen (rechteckige Stahlbeton-Kastenprofile) ergeben sich zumeist ebenfalls Schwierigkeiten bei der Fugenausbildung. Auch hier hat die Praxis bewiesen, daß das Abdichtungsproblem mit einer inneren elastischen Fugendichtungsmasse und gegebenenfalls mit einer Abdichtung des äußeren Fugenspaltes zuverlässig gelöst werden kann.

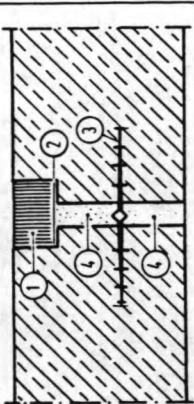


3. Fugen bei sonstigen Bauwerken

Für die Fugenabdichtungen bei sonstigen Bauwerken im Tiefbau (Klaranlagen, Wasserbecken, Schleusen, Feigärten u. dgl.) existieren verschiedene Möglichkeiten, die sich nach den konstruktiven Erfordernissen und den zu erwartenden Beanspruchungen zu richten haben. In der Regel wird man zwischen dem Fugen in Fugendichtungsmasse anordnen. Dabei können sich aber bezüglich der erforderlichen Dichtfähigkeit die bereits unter 2.3.1. erwähnten Schwierigkeiten ergeben. Es empfiehlt sich, in den meisten Fällen eine zusätzliche Fugendichtung erforderlich.

In den Fällen, wo die Fugen des Bauwerks wegen der weiterbedingten Temperaturerweiterung als Bewegungsfuge (siehe unter 4.) ausgebildet werden müssen, können Fugentiefen von 40 - 60 mm erforderlich

Abb. 6 Bewegungsfuge



- 1) Fugendichtungsmasse (z. B. PLASTIKOL-K 2 D)
- 2) Trennlage
- 3) Fugendehnungsband
- 4) Styropor o. ä.

4. Berechnung von Bewegungsfugen

An Fugen können Bewegungen infolge von Setzungen, Schwingungen und insbesondere Temperatureinwirkungen auftreten.

Bei den großen Abwasserkanälen ist mit Temperatureinwirkungen praktisch nicht zu rechnen, wohl aber mit geringfügigen Setzungen und auch Schwingungen durch Verkehrseinwirkungen. Bodenmäßig bedingte Setzungen, zu denen auch solche infolge Bodenverdrichtung und Zielvorgaben zu rechnen sind, sind zu berücksichtigen. Bei stärkeren Setzungen können in Bergsanierungsgebieten auftreten. Sie machen aber spezielle Fugenausbildungen erforderlich und sollen deshalb hier nicht näher behandelt werden.

Mit elastischen Fugendichtungsmassen (z. B. unser PLASTIKOL-K 2 D) lassen sich Fugendehnungen in der Größenordnung von 10 - 15% der Fugenbreite aufbringen. Geeignet sind solche Fugendichtungsmassen, zu denen mit Kunststoff-Überzügen versehen sind, die nach dem Verarbeiten blutähnlich dicht werden. Auch die plastischen Eigenschaften in der Praxis als wenig geeignet erwiesen.

Mit stärkeren Fugendehnungen ist stets infolge Temperatureinwirkungen zu rechnen. Sie muß deshalb bei solchen Bauwerken berücksichtigt werden, die den Tages- und jahreszeitlichen Temperatureinwirkungen ausgesetzt sind (z. B. bei Klaranlagen, offene Wasserbecken und Schleusen).

Das Maß der zu erwartenden Fugendehnungen ist von dem thermischen Ausdehnungskoeffizienten des Betons und von dem maximalen Temperaturunterschieden abhängig. In unseren Breitengraden kann man bei Höchsttemperaturen von -25 °C und mit Höchsttemperaturen von annähernd +70 °C (bezogen auf einen schwarzen Baukörper) rechnen. Maßgebend ist aber nicht der weite Temperaturbereich von 95 °C, sondern die Differenz von Einbautemperatur des Dichtungsmittels zur größtmöglichen Temperatureinwirkung.

Da die Verlegungsarbeiten im Temperaturbereich +5 °C bis +40 °C durchgeführt werden, ergeben sich folgende maximale Temperatureinwirkungen:

5. Anforderungen an Fugendichtungsmittel für den Tiefbau

Im Tiefbau einzusetzende elastische Fugendichtungsmittel müssen z. B. die folgenden Anforderungen genügen, die teilweise weit über das hinausgehen, was in der Norm DIN 18540 für die im Hochbau zu verwendenden Dichtungsmassen festgelegt ist. Hervorzuheben ist die Standfestigkeit gegenüber Druckwasserbeanspruchung sowie die Beständigkeit gegenüber chemischen und insbesondere mikrobiologischen Einwirkungen.

Es ist bekannt, daß sich die im Hochbau bewährten Dichtungsmassen auf Polyurethan-Basis für den speziellen Einsatzbereich Tiefbau (insbesondere Abwasseranlagen) als nicht geeignet erwiesen haben. Derartige Dichtungsmassen können allenfalls einem Wasserüberdruck von 0,5 bar (0,1 bar - 1 m WS) auf Dauer standhalten. Höhere Wasserdrücke führen zur Verformung (Auswölbung) und damit zu Undichtigkeiten. Darüber hinaus hat sich herausgestellt, daß die Abwasserflüssigkeiten im Tiefbau zu erheblichen mikrobiologischen Prozessen neigen, die im Laufe der Zeit zu einem völligen „Verlust“ der ursprünglich eingebrachten Fugenmasse führen kann.

untere Einbautemperatur: von +5 °C auf -25 °C = 30 °C (Dehnung) von +5 °C auf +70 °C = 65 °C (Stauchung)

obere Einbautemperatur: von +40 °C auf -25 °C = 65 °C (Dehnung) von +40 °C auf +70 °C = 30 °C (Stauchung)

Die für die Dehnung/Stauchung maßgebliche Temperaturdifferenz beträgt somit 65 °C. Unter Berücksichtigung des Ausdehnungskoeffizienten bei Beton von ca. 0,001 mm/m/°C errechnet sich z. B. bei 5 m langen Bauteilen eine Längsänderung von 0,001 x 5 x 65 = 0,325 mm.

Da bei druckwasserbeständigen elastischen Dichtungsmassen eine Überschreitung der Formänderung infolge Dehnung und Stauchung von maximal 15% vermieden werden muß, darf die errechnete Längsänderung auch nur 15% der Fugenbreite ausmachen. Bei einer Längsänderung von 0,325 mm muß die Fugenbreite somit rd. 2,0 mm betragen.

So gibt z. B. DIN 18540 (Blatt 1: Abdichten von Außenwänden zwischen Beton und Stahlbetonfertigteilen im Hochbau mit Fugendichtungsmassen; Konstruktive Ausbildung der Fugen) folgende Richtwerte für die Breite von Fugen zwischen Betonbauteilen im Hochbau an:

Fugenabstand in m	bis 2	über 2 bis 4	bis 6	über 6 bis 8
Fugenbreite in mm	15	20	25	30

Bei Tiefbauobjekten, die in einem bestimmten Bereich ständig unter dem Einfluß von Wasser bzw. Erdreich stehen (Klaranlagen, Wasserbecken, Schleusen), sind die aus den Temperatureinwirkungen resultierenden Fugendehnungen naturgemäß etwas geringer anzusetzen. Aus Sicherheitsgründen sollte man aber für die Fugendehnung zumindest eine Temperatureinwirkung von 50 - 60 °C zugrunde legen. Es ist in diesem Zusammenhang zu berücksichtigen, daß die Temperaturerhöhung durch die Fugendichtungsmasse, die bei Wasserdrukken noch eine Standfestigkeit aufweisen, aufgrund ihrer spezifischen Zusammensetzung nicht die hohe Dehnfähigkeit von reinen Hochbau-Fugendichtungsmassen besitzen können.

Nicht zuletzt diese negativen Erfahrungen, die mit Polyurethan-Dichtungsmassen im Tiefbau gemacht worden sind, haben uns veranlaßt, eine mit Teer modifizierte Dichtungsmasse auf Polyurethan-Basis zu entwickeln, das PLASTIKOL-K 2 D.

Ein amtliches Prüfzeugnis vom MPA Dortmund sowie ein Prüfbericht vom Tiefbauamt der Stadt Dortmund liegen vor und stehen auf Wunsch zur Verfügung.

PLASTIKOL-K 2 D ist seit mehreren Jahren in der praktischen Anwendung. Die Dichtungsmasse hat einen Weichpunkt von 2,5 - 4 bar (je nach Fugendehnung). Sie ist gegenüber den von normierten Anforderungen hergeleiteten mikrobiologischen und chemischen Angriffen resistent. Das Material ist allertagsbeständig und läßt sich „über Kopf“ verarbeiten.

Zusammen mit unserem Haftanstrich EUROLAN-FK 12 UV ist bei der Durchführung bis zu maximalen Dehnungsbeanspruchungen von 10 - 15% die Haftung an Betonflächen oder gealterte epoxidharzbeschichteten Flächen (durch Vorversuche oder Rückfrage bei unserem Beratungsdienst erteilt) gegeben. PLASTIKOL-K 2 D erfüllt die Anforderungen, die an eine zuverlässige Dichtungsmasse für Bewegungsfugen im Tiefbau zu stellen sind.

5.2. Plastische bituminöse Dichtstoffe

An die plastischen bituminösen Dichtstoffe können naturgemäß nicht die hohen Anforderungen wie an elastische Dichtstoffe gestellt werden. Wegen ihrer rein plastischen Eigenschaften vermögen sie Fugenvorgängen praktisch nicht anzufolgen. Sie müssen aber eine Standfestigkeit gegenüber der Einwirkung eines Wasserüberdrucks aufweisen. Dies war bei den früher gebräuchlichen kalverarbeitbaren bituminösen Spachtelmassen nicht der Fall, so daß diese zumindest in Abwasseranlagen heute keine Anwendung mehr finden.

Bei unserem PLASTIKOL-SKN, das sich seit 2 Jahrzehnte auf dem Markt befindet, handelt es sich um eine bituminöse 2-Komponenten-Reaktionmasse. Der durchgeharte Dichtstoff hat aufgrund seiner sehr zähplastischen Konsistenz eine ausgezeichnete Standfestigkeit gegenüber Wasserüberdruck. Er ist wurzelfest, raum- und alterungsbeständig. Seine Temperaturbeständigkeit nach AIB liegt bei + 80 °C. Erweichungspunkt nach Ring und Kugel über + 200 °C. Der Dichtstoff

6. Verarbeitung der Fugendichtungsmassen

6.1. Elastische Dichtungsmassen

Die Verarbeitung von elastischen Fugendichtungsmassen erfordert besondere Sorgfalt. Es sollten deshalb nur erprobene Verarbeitungskolonnen mit Verfügen beauftragt werden. Für Unterweisungen und Beratungen kann unser technischer Beratungsdienst in Anspruch genommen werden.

Voraussetzung für die Haftung der elastischen Dichtungsmassen ist ein einwandfrei Untergrund. Er muß frei von Fett, Öl, Staub, Feinverunreinigungen (Staub, Zementschlämme, Öl u. dgl.) sein. Beschädigte Fugenflanken sind beizuarbeiten, zu enge Fugen müssen vergrößert werden. Anhaftendes Kondenswasser bzw. Feuchtigkeit ist durch Wärmebehandlung zu beseitigen. Bei eindringendem Fremdwasser muß eine Verdichtung vorgenommen werden, z. B. mit unserem CERINOL-STM oder CERINOL-FIX Blitzzerter.



Abb. 7

An die Vorbehandlung der Fuge schließt sich der Auftrag eines Haftanstrichs (Primer) auf die seitlichen Fugenflanken an. Für unser PLASTIKOL-K 2 D ist der bituminöse EUROLAN-FA 12 VT zu verwenden. Die Dichtungsmasse wird im Fugenraum mit einem geeigneten Auftrag des Haftanstrichs vorzunehmen, der an der Oberfläche noch leicht klebrig sein soll (Abb. 7).

Das Hinterfüllmaterial sichert eine gleichmäßige, möglichst konvexe Begrenzung der Fugengröße. Es muß im eingebauten Zustand einen bestimmten Festwert einbringen und Aggrieren der Fugendichtungsmasse kosten. Bewahrt bei niedrigen Temperaturen die Polyethylschäumstoffisozyanate. Der Durchmesser des runden Schaumstoffstranges sollte etwa um 30% größer sein als die Fugbreite (Abb. 8)

Das Mischen der 2-Komponenten-Fugendichtungsmasse PLASTIKOL-K 2 D erfolgt mittels geeigneter, langsam laufender Rührwerkzeuge. Die beiden im abgemessenen Mischungsverhältnis gelieferten Komponenten (bituminöse Grundmasse und heilgrauer Härter) werden in einem Patissierblech mehr zügig. Eine Mischzeit von mindestens 3 Minuten ist erforderlich. Bei Temperaturen unter + 10 °C ist ein Erwärmen der Grundmasse zu empfehlen (Abb. 9, 10).



Abb. 10

Die Verarbeitung der Fugendichtungsmasse erfolgt mittels druckluftbetriebener Handspritzen. Bewahrt haben sich 2 Liter fassende Spritzen, in die mittels einer entsprechenden Abluftvorrichtung der Inhalt eines ganzen PLASTIKOL-K 2 D-Gebindes eingebracht werden kann. (Abluftgerät und Druckluftspritze können von uns bezogen werden). Für die Druckluftzeugung sind Kleinkompressoren mit einer Druckleistung von 2 bar ausreichend (Abb. 11).



Abb. 11

Die Fugendichtungsmasse wird unter Flankendruck in den Fugenraum eingebracht. Bei sehr breiten Fugen ist die Masse zunächst an die Fugenflanken anzubringen und mit einem Spachtel anzudrücken, dann wird der übrige Fugenraum verfüllt. Durch das anschließende Glätten der Fuge soll die Masse eine Verdichtung erfahren. Das Glättwerkzeug wird zweckmäßigerweise mit unserem PLASTIKOL-FG angefeuchtet (Abb. 12).



Abb. 12

6.2. Bituminöse Dichtungsmassen

Die bituminösen Dichtungsmassen PLASTIKOL-SKN und PLASTIKOL-UDM 1 lassen sich relativ einfach verarbeiten. Der Untergrund muß nicht fettfrei sein, doch ist ein trockener Untergrund zu bevorzugen. Bei einem feuchten Untergrund ist zur Haftverbesserung ein Voranstrich empfehlenswert. Bei einer Feuchtigkeitsgehaltungslängere angefeuchte Masse 1:3 mit Wasser verdünnt wird, in vielen Fällen genügt aber auch eine Anfeuchtung mit Wasser.

Beide Dichtungsmassen bestehen aus einer flüssig-Komponente (modifizierter, lösemittelreier Bitumenlösung) und einer spezialisierten Pulver-Komponente. Das Mischen erfolgt im vorgeschriebenen Mischungsverhältnis in einer Rührmaschine mit aufgesetztem Rührpaddel. Die Verarbeitbarkeit der Rührmaschine mit PLASTIKOL-UDM 1 bei PLASTIKOL-SKN 1/2-1 Stunde und bei PLASTIKOL-UDM 1 bei PLASTIKOL-SKN 1/2-1 Stunde ist der Abbinde- und Durchtrocknungsprozess der Dichtungsmassen beendet. Im Endzustand haben die Massen einen zähplastischen Charakter, wobei PLASTIKOL-UDM 1 aufgrund seiner Kunststoffverfügtung plastischer eingestellt ist.

Die Verarbeitung der beiden bituminösen Dichtungsmassen erfolgt mittels Handspritzen mit Glättwerkzeug, geeignet sind auch Spritzbaul. Bei sehr breiten Fugen muß das Material fächerförmig eingebracht werden.

Die Arbeitsgeräte können im frischen Zustand mit Wasser gereinigt werden. Für angetrocknete Massen ist Verdünnung X oder Verdünnung Y zu verwenden.

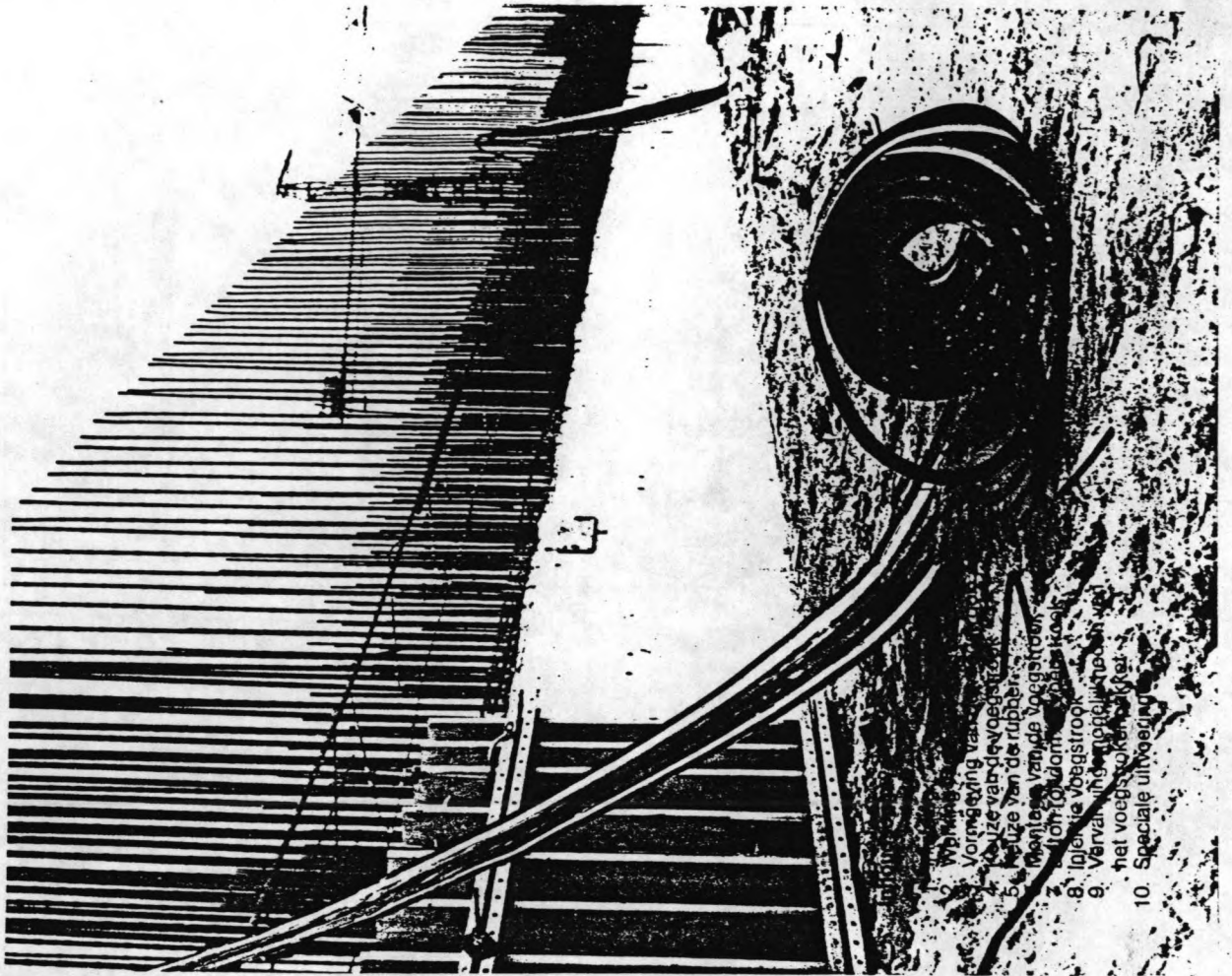
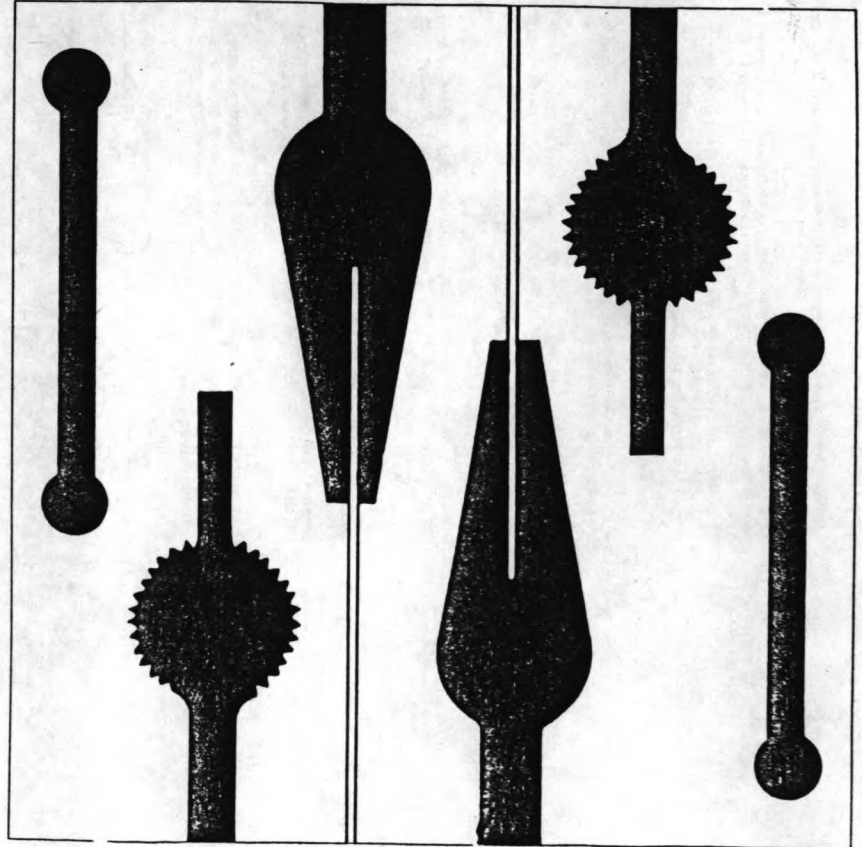
Bei Verwendung unserer Produkte sind stets die neuesten Werbeposter beim Werk oder bei den zuständigen Vertrieblstellen anfordern. Für die technische Beratung steht unser Beratungsdienst zur Verfügung.



Abb. 13 Abbildung eines Schechtbauwerkes mit PLASTIKOL-SKN

VREDESTEIN

dilatatievoegstroken



1. Vervangen van de oude voegstrook
2. Vervangen van de oude voegstrook
3. Vervangen van de oude voegstrook
4. Vervangen van de oude voegstrook
5. Vervangen van de oude voegstrook
6. Vervangen van de oude voegstrook
7. Vervangen van de oude voegstrook
8. Vervangen van de oude voegstrook
9. Vervangen van de oude voegstrook
10. Speciale uitvoering

Sinds 1954 vormen de dilatatievoegstroken een essentieel onderdeel van het productpakket van Vredestein Industrial Products B.V.

Voortdurend wordt, in nauwe samenwerking met konstrukturs en gebruikers, gestreefd naar optimalisering van het dilatatievoegstrokenprogramma.

- Belangrijke recente verbeteringen, die het toepassingsgebied van onze produkten verruimd hebben, zijn
- **vertande zijranden** bij volrubberstroken, waardoor hogere waterdrukken toelaatbaar worden
- **centrale sponsstroken** voor afdichting tegen de bekisting en voor grotere bewegingen
- **invoering van de injectievoegstrook** voor absolute dichting door opvullen van scheuren in de beton.

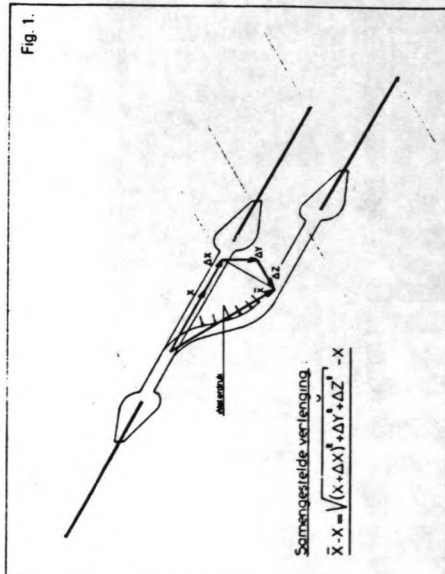
Deze verbeteringen maken een verdere optimalisering van ons voegstrokenprogramma mogelijk, waarbij het gehele werkgebied volledig bestreken wordt door een klein, doordacht aantal basistypen. Daardoor wordt de keuze van de juiste dilatatievoegstrook aanzienlijk vereenvoudigd.

Doordat de hoeveelheid beton die in één storting verwerkt kan worden, beperkt is, moeten bij grotere bouwwerken voegen aangebracht worden. Wanneer deze voegen onder de waterspiegel liggen, ontstaat het probleem van de waterdichting.

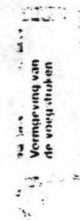
- We onderscheiden twee typen voegen:
- De **werkvoeg**, waar in principe géén beweging optreedt en de voegstrook alleen als dichting dienst doet.
- De **bewegingsvoeg**, waar bovendien beweging tussen de betonelementen optreedt. Deze beweging tussen de betonelementen ontstaat door krimpen/kruip van de beton, zetting van de elementen en door temperatuursinvloeden.

De waterdruk en de bewegingen in de voeg vervormen de rubber voegstrook. Tengevolge van de druk zal het rubber tussenstuk doorbuigen, tengevolge van de bewegingen in x-, y- en z-richting zal een samengestelde verlenging in de rubber optreden.

Figuur 1 toont de wijze waarop deze samengestelde verlenging bepaald wordt.



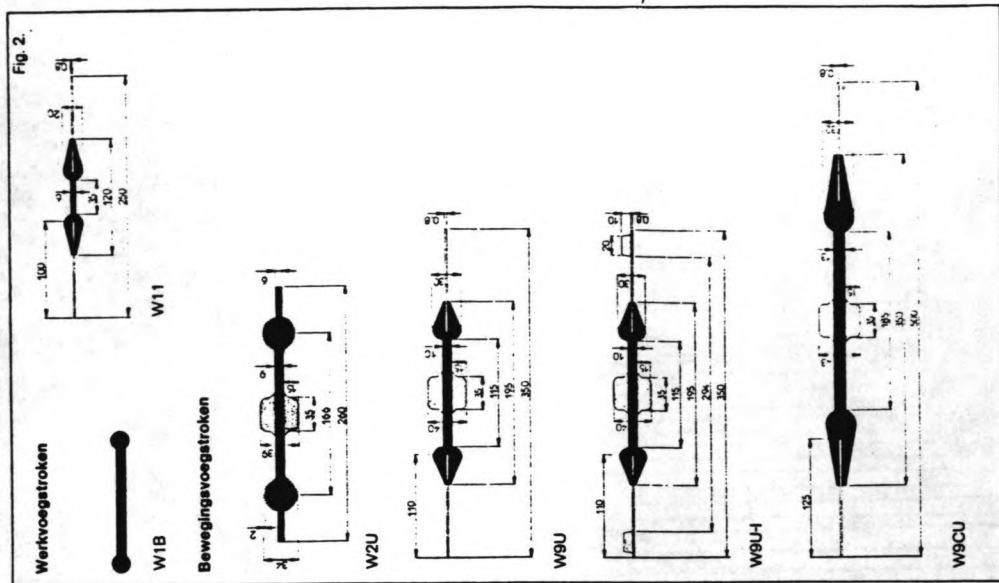
De combinatie van waterdruk en van samengestelde verlenging bepaalt de keuze van de dilatatievoegstrook.



De vormgeving van de rubber voegstrook wordt hoofdzakelijk bepaald door de functie. De primaire functie van de voegstrook is afdichting, al of niet in combinatie met beweging. Als sekundaire invloeden op de vormgevingnoemen we:

- eenvoud van de montage,
- handhaving van de betonkwaliteit rondom de voegstrook,
- zo gering mogelijke aanpassing van de bewapening.

Aan de hand van deze voorwaarden is een optimaal pakket van dilatatievoegstroken samengesteld. Het bestaat uit de volgende basistypen (figuur 2).



Keuze van de voegstrook

De keuze van de voegstrook wordt bepaald door de gewenste beweging en afdichting. Beide effecten veroorzaken spanningen in de rubber. Deze rubber-spanningen bepalen het toepassingsgebied van de voegstrook. In figuur 5 zijn deze toepassingsgebieden voor de Vredestein dilatatievoegstroken weergegeven. Op de assen zijn de bewegingsmogelijkheden in X resp. Y en Z-richting uitgezet. Het corresponderende punt in de figuur geeft voor elke voegstrook aan of dit binnen het toepassingsgebied ligt en zo ja, wat het maximaal toelaatbaar waterdrukniveau is in MWK (meters waterkolom).

Keuze van de rubber

De keuze van de rubber compound wordt bepaald door de gebruiksomstandigheden. In NEN 7030* zijn deze in vier klassen ingedeeld:

Type	Gebruiksomstandigheden
Natuurrubber (NR) Poly-isopreen (IR)	<ul style="list-style-type: none"> - goed weer- en ozon bestendig - zeer goed koudebestendig tot -40° C - geschikt voor noordelijke en arctische gebieden
Styreenbutadiëen rubber (S.B.R.)	<ul style="list-style-type: none"> - Goed weer- en ozonbestendig - koude bestendig tot -20° C - geschikt voor toepassingen in onze gebieden
Chloropreen rubber (CR)	<ul style="list-style-type: none"> - zeer goed weer- en ozon- en oliebestendig - koude bestendig tot -10° C - geschikt voor gebieden waar contact met olie te verwachten is
Etheen-propheeterpolymeër (EPT of EPDM)	<ul style="list-style-type: none"> - uitstekend weer- en ozonbestendig - koude bestendig tot -20° C

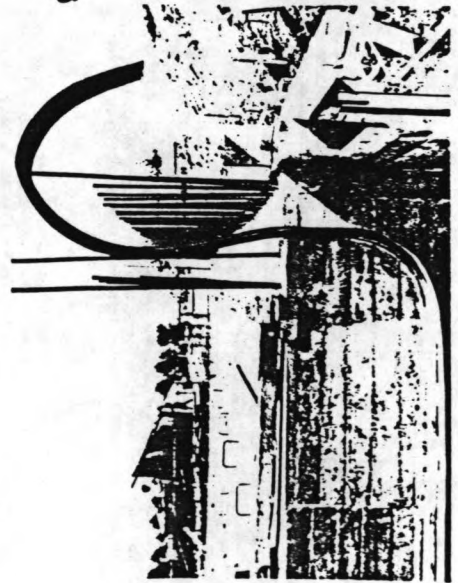
Fig. 5.

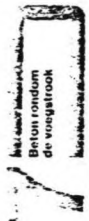
In NEN 7030 wordt eveneens een overzicht gegeven van de kwaliteitseisen. Onderstaande tabel bevat enkele van de genoemde mechanische sterkte-eisen van de vier rubber compounds:

*NEN 7030: Waterkerende dilatatievoegstroken en al of niet waterkerende oplegstroken van rubber (1975).

Materiaal naam	symbool	Treksterkte in N/mm ² (kgf/cm ²)	Rek bij breuk in %
Natuurrubber en poly-isopreen	NR en IR	20,4 (210)	400
styreen-buta-dieenrubber	SBR	17,1 (175)	375
chloropreenrubber	CR	10,2 (105)	400
etheen-propheeterpolymeër	EPDM	10,2 (105)	300

Om het functioneren van de dilatatievoegstrook als waterdichting ook op lange termijn zeker te stellen, dienen de volgende deformatie en de spanningsrelaxatie eisen voor deze spanningsrelaxatie worden ook in de NEN 7030 genoemd. Voor de 4 genoemde rubber compounds zijn deze 3 à 4 keer beter dan voor bijvoorbeeld thermoplastische rubber en week PVC.





6.1. Opbindgaatjes

Om het monteren van de voegstroken te vergemakkelijken, zijn deze voorzien van opbindgaatjes. Bij de volrubber voegstroken W1B en W2U zijn de gaatjes om de 50 cm. aangebracht in de rubber zijstrips. De gatdiameter is 5 mm., op 12 mm. vanaf de kant.

Bij de staalband voegen W11, W9U, W9CU zijn de opbindgaatjes in de staalband aangebracht. Omdat de staalbandvoegen in langsrchting een grotere stijfheid hebben, is daarbij de hartafstand van de gaatjes op ca. 1 meter gesteld. De gatdiameter is 3 mm. op 10 mm. vanaf de kant.

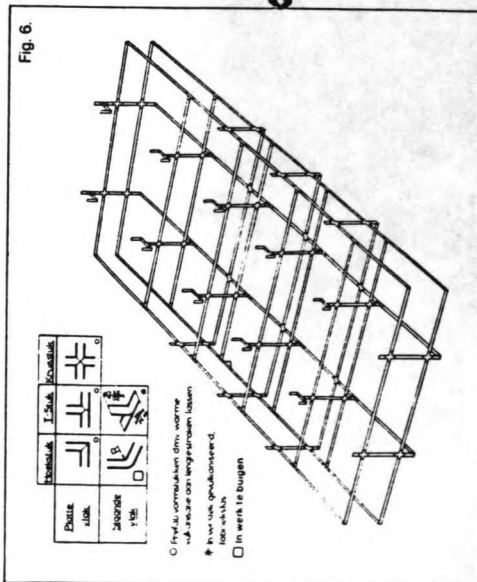
6.2. Kromtestraal

De minimale kromtestraal waarin de voegstrook loodrecht op zijn vlak gebogen kan worden is zeer gering. Voor de volrubber stroken W1B en W2U ca. 5 cm. en voor de staalband stroken W11, W9U en W9CU resp. ca. 10, 10 en 15 cm.

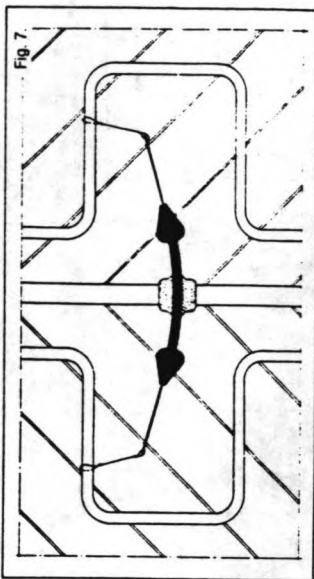
6.3. Verbindingsstukken

In het platte vlak worden de hoekstukken in verstiek direct in de strook gemaakt. De verbindingstukken, die in de fabriek als aparte vormstukken vervaardigd worden, zijn hoek- en T-stukken in het staande vlak. De beoogde lengte van de verbindingstukken is 20 tot 25 cm. De lassen worden dus altijd in rechte strookdelen aangebracht. Het verdient aanbeveling om zoveel mogelijk de lassen in de fabriek te laten vulkaniseren. De samenstelling van de strookdelen hangt af van het werk en kan in overleg tussen aannemer en Vredestein geregeld worden. De resterende (rechte) lassen worden in het werk warm gevulkaniseerd door Vredestein monteurs.

De staalbanden worden dan doorverbonden door kliknagels. Bij fabrieklassen worden de staalbanden elektrisch gelast.



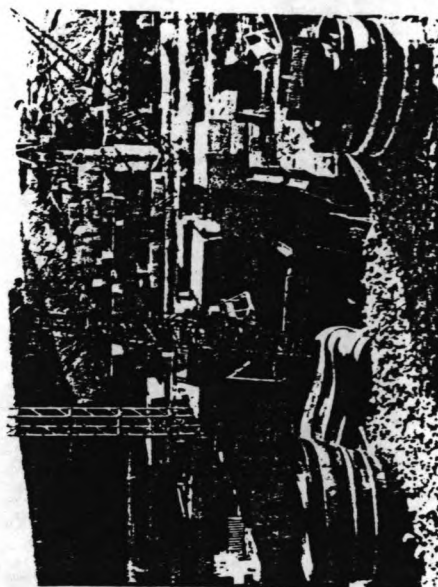
Om een voegstrook optimaal te laten functioneren is het nodig zorg te besteden aan het plaatsen en instorten van de voegstrook. Het is hierbij van belang dat de beton rondom de voeg van dezelfde homogeniteit is als elders in de konstruktie. Voorkomen moet worden dat er bij de voegstrook lucht ingesloten wordt. Daarvoor wordt geadviseerd de horizontaal geplaatste stroken trapvormig op te binden.

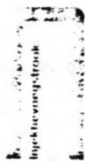


Bovendien zijn de Vredestein voegstroken zo glad mogelijk uitgevoerd. Verankeringsrillen vergroten alleen maar de kans op luchtsluiting en kunnen porositeit van de beton veroorzaken.

De centrale sponsstrook op de W2U, W9U, W9CU, geeft goede afdichting van de bekisting op de voegstrook. Hiermee wordt mede voorkomen dat door lekkage van betonmelk grindnesten kunnen ontstaan, die een slechte invloed hebben op de verankering en dichting van de voegstrook.

Ondanks al deze maatregelen komt het voor dat ook om de voegstrook krimp-scheuren en slechte plekken in de beton ontstaan. In de praktijk blijkt dat wanneer deze krimp-scheuren in verbinding staan met de voegstrook, bij hogere waterdrukken toch nog lekkage door de beton zelf kan optreden. Om ook dit probleem het hoofd te bieden is, in nauwe samenwerking tussen Rijkswaterstaat (Afd. Tunnelbouw) en Vredestein, de injectievoegstrook ontwikkeld. Nadat uitgebreide praktijkervaring is opgedaan met het aanbrengen en injecteren van deze voegstrook is de strook nu in het produktenpakket opgenomen.





Door toepassing van de injectievoegstrook is het mogelijk om, nadat de voegstrook geplaatst en ingestort is, lekkage kanalen in de beton rondom de voegstrook te dichten.

De staalbanden van de voegstrook zijn aan de uiteinden voorzien van een opgevoelkanseerde sponsstrook. Bij montage van de voegstrook worden op regelmatige afstanden (3 à 5 meter) injectie-buisjes geplaatst die de verbinding moeten gaan vormen tussen de injectie opening in de betonwand en de staalbandstroken.

Na uitharden van de beton wordt water-verdringende epoxy tars geïnjecteerd. Via de injectiebuis bereikt de epoxy de sponstrand. Door de injectiedruk zal de sponstrand gekompriëerd worden, waardoor een kanaal in de langsvan richting van de voeg ontstaat. De epoxy zal door dit kanaal vloeien en alle openingen en scheuren vullen die in verbinding staan met de voegstrook, waardoor aldaar een absolute dichting ontstaat.

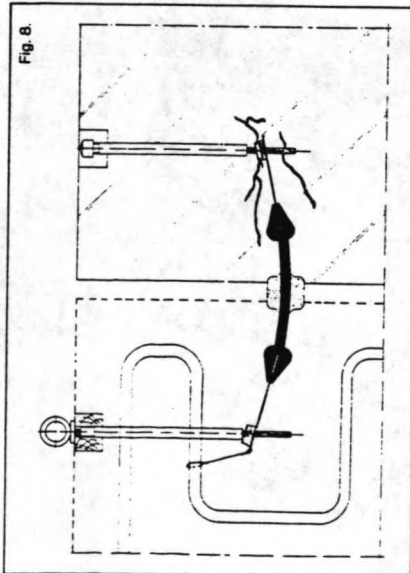


Fig. 8.

Het wordt aanbevolen om de injectie pas uit te voeren nadat de beton goed uithard is en eventuele krimp scheuren zich gevormd hebben. De hechting van de injectie vloeistof is beter wanneer de beton nog droog is. Dit pleit voor injectie voordat de betonconstructie als waterkering in gebruik is genomen.

Natuurlijk zou men met injecteren kunnen wachten totdat dit ten gevolge van waterlekage noodzakelijk geworden is (minder economisch). Deze keuze zal per bouwwerk verschillen.

De praktijk heeft aangetoond dat het aanbrengen van de injectiepijpen en het injecteren op eenvoudige wijze door de uitvoering van het bouwwerk gerealiseerd kan worden.

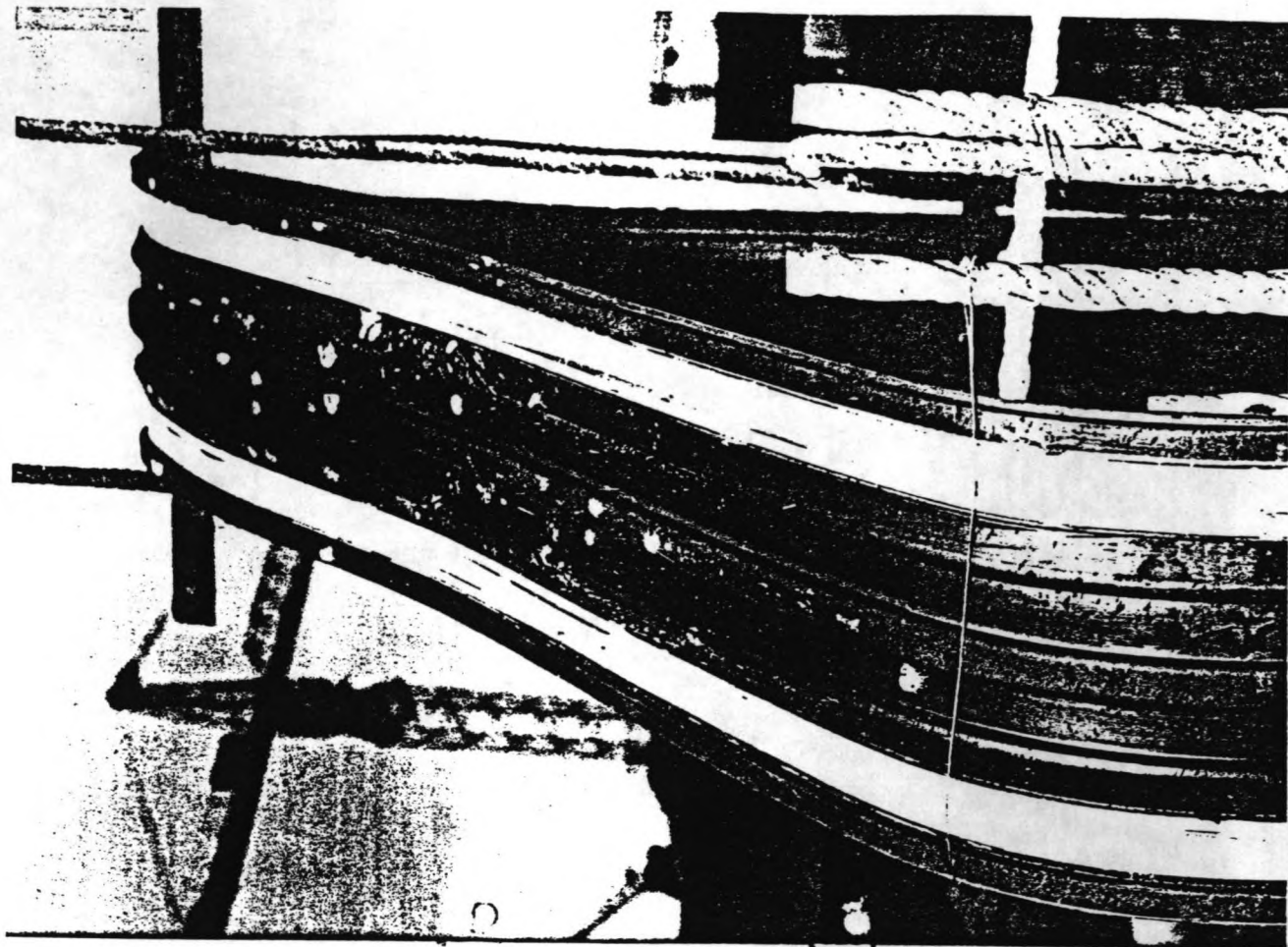
In het standaardpakket is alleen de W9U als injectievoegstrook opgenomen. Deze strook is gekodeerd als W9U-1.

In de loop der jaren zijn vele typen dilatatievoegstroken voor onze afnemers ontworpen en vervaardigd. Daardoor is het dilatatievoegstrokenpakket vrij sterk uitgebreid. Dit is nu vervangen door een gesaneerd productenpakket, dat minstens hetzelfde toepassingsgebied bestrijkt. In volgend overzicht is aangegeven door welke nieuwe dilatatievoegstroken de oorspronkelijke typen vervangen kunnen worden.

Vervangingsmogelijkheden van het voegstrokenpakket

Oorspronkelijk ↓	Nieuw →	W1B	W2U	W9U	W9CU	W11
W1A W1B W1C	X X X					
W2C W2MS W2D		X X X				
W3A W3B			X X			
W9A W9AD W9B W9C W9MR W9RMD				X X X X X	X	
W11						X

De vervangen typen voegstrook zullen nog enige tijd, op speciaal verzoek (b.v. wanneer bindend voorgeschreven) verkrijgbaar zijn.



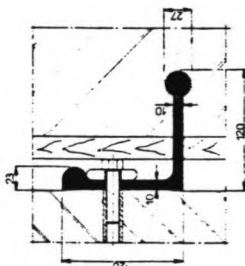
Behalve het standaard dilatatievoegstrook-pakket zijn er nog voegstroken, die in speciale gevallen toegepast kunnen worden. Voor de toepassings- en leveringsmogelijkheden van deze speciale voegstroken name men eerst contact op met Vredestein.
We noemen enige voorbeelden:



breedere sponseranden
Wanneer in de beton een grotere bewegingsruimte gewenst is, kunnen de voegstroken W2U, W9U en W9CU van bredere sponseranden voorzien worden. (65 mm en 100 mm)



injektie sponseranden
Behalve de W9U kunnen in principe ook de andere staalband voegstroken als injectievoegstroken uitgevoerd worden.
We coderen deze als W11-I en W9CU-I.



hoekvoegstroken
Bij uitbreiding van bestaande betonwerken onder het grondwaterniveau, dient een aansluiting van de nieuwe betonconstructie tegen de bestaande via een voegstrook gerealiseerd te worden. De hoekvoegstrook W2L wordt d.m.v. een metalen klemstrip tegen de bestaande betonwand gemonteerd, waarna de veranda verankeringsrand ingestort wordt in de nieuwe betonconstructie.



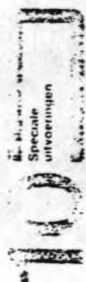
klemstrip montage
Wanneer de voorkeur voor de verankering van de dilatatievoegstrook i.p.v. instorten uitgaat naar montage d.m.v. klemstrippen, bieden de W5A en W5B stroken diverse mogelijkheden.



hoge druk afdichting
Voor die gevallen waar tegen een hoge druk van tientallen meters waterkolom afgedicht moet worden bij kleine bewegingen van de voeg is een van textiel inlagen voorziene dilatatievoegstrook toe te passen.



grote bewegingsafdichting
Afdichting bij grote bewegingen is mogelijk door toepassing van Omega voegstroken. Wij verwijzen naar onze speciale brochure over deze voegstroken.

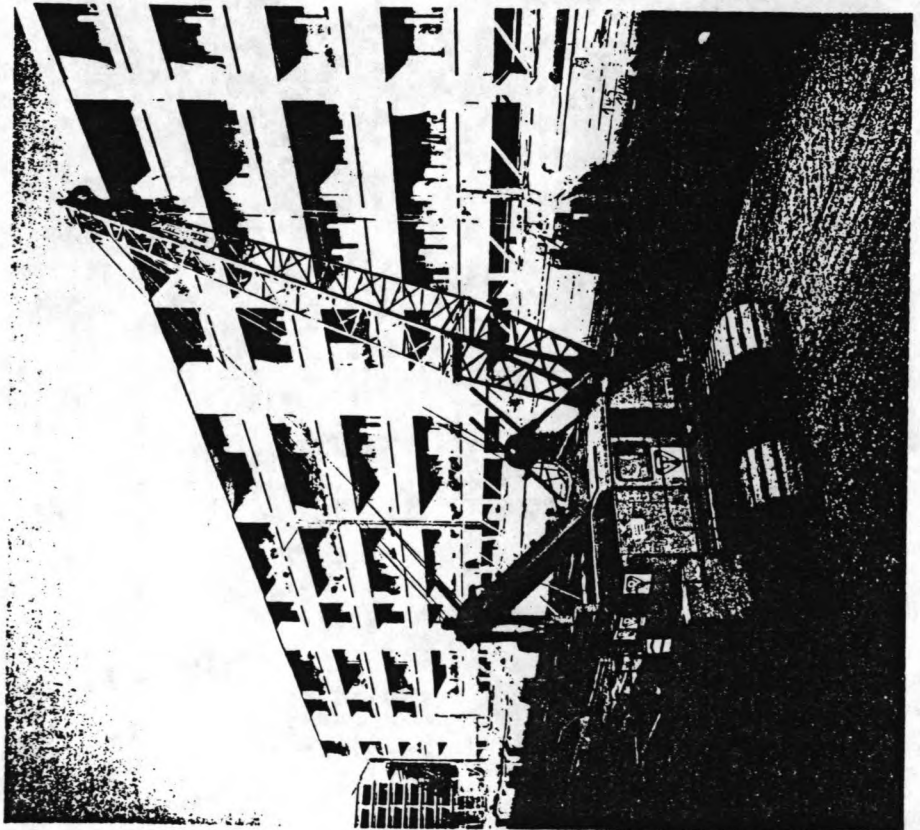


Hier volgt een kort artikeltje over de bouw van de metro in München. Deze metro is gemaakt volgens de "wanden-dak" methode, waarbij de diepwanden weliswaar in de grond zijn vervaardigd, maar wel geprefabriceerde "aangezichtsplaten" hebben. Men heeft hierbij dus het voordeel van een glad geprefabriceerd oppervlak, maar de bouwkosten zijn niet zo hoog als wanneer men geheel geprefabriceerde diepwanden zou hebben toegepast. Voor de bouw van de wanden van een sluiskolk lijkt een dergelijk systeem toch te kwetsbaar bij aanvaringen. Het is te verwachten dat de prefab platen vrij snel in ernstige mate beschadigd raken.

Bij de bouw van de metro heeft men een zeer interessant voegprofiel toegepast, welke sterk doet denken aan het hierna volgende oppompbare voegprofiel van Bachy. Het in dit artikel genoemde voegprofiel van Dywidag is echter bedoeld om aan te brengen voordat het beton wordt gestort, terwijl het voegprofiel van Bachy kan worden aangebracht nadat een prefab diepwand in de grond is afgehangen.

Tendenzen in der Schlitzwandtechnik Beispiel aus dem U-Bahnbau in München

Von Gerald Uli Theimer und Rupert Sternath, München



Die Arbeitsgemeinschaft U-Bahnhof Friedenheimer Straße hat in enger Zusammenarbeit mit dem U-Bahn-Referat München bei dem vergleichsweise technisch einfachen Bau des 5/9-16 durch technisch-konstruktive Weiterentwicklungen Kostensenkungen erzielt. Als technisch interessante Aspekte sind die Grundwasserhaltung im Bauzustand sowie die Grundwasserberieselung im Endzustand hervorzuheben. Beachtenswert sind ferner neue Tendenzen in der Schlitzwandtechnik, die sich aus der Forderung ergeben, die Schlitzwände als endgültige Außenwände des U-Bahn-Bauwerkes herzustellen.

Das 720 m lange Baulos 5/9-16 schließt unmittelbar an den Bahnhof Westendstraße an. Es verläuft von Ostern nach Westen, ein Streckenkilometer mit Abstellplatz, den U-Bahnhöfen Friedenheimer Straße mit je zwei Treppenaussgängen an der Friedenheimer Straße und an der Kreuzung Zehnokstraße/Burgmeierstraße-Schönbühnerer Straße, wo auch ein Aufzug zum Straßenniveau angeordnet wird, und den zweigleisigen Streckentunnel in Richtung Laimer Platz. Im Bahnhofsbereich mit näher Wohnbebauung sind zur Schall- und Erschütterungsdämmung elastisch gelagerte Gleisstützen aus Ortbeton vorgesehen.

Zur Wiederherstellung des großräumigen Grundwasserspiegels waren zur Überleitung des Grundwassers an vier Stellen teilstationäre Düsen mit Horizontalfiltersträngen vorgesehen.

2 Der Sondervorschlag

Das U-Bahn-Referat erteilte im Februar 1983 der Arbeitsgemeinschaft (Dyckerhoff & Widmann, Hochleitl und Billinger + Berger) den Auftrag zur Ausführung des Bauloses 5/9-16. Für den östlichen dreigleisigen Tunnel und den Bahnhofsbereich kommt ein Sondervorschlag der Arbeitsgemeinschaft zur Ausführung, der ausgehend von den vorliegenden hydrologischen Verhältnissen den Spundwandverbau durch eine Schlitzwand als Bauwerk ersetzt.

Die Tunnelaußenwände als Schlitzwände sind 80 cm dick und auf der Innenseite mit 4 cm dicken Betonfertigblechplatten versehen. Sie binden dabei mindestens 50 cm in den dichten Flinzmergel ein. Um die zweite Ankerlage einzusparen, wurde die Bauwerksdecke in einem Zwischenstadium betoniert. Im Schutz dieser obergestellten Deckenabschnitte konnte der Restaub bis zur Tunnelsohle durchgeführt werden, wobei die Bauwerksdecke bereits teilüberschüttet werden konnte. Danach erfolgte der Einbau der Tunnelaußenwände.

Die Deckenbauweise führte neben Kosteneinsparungen zu einem schnelleren Abschluss der Bauarbeiten bei der Geländeoberfläche und damit auch zu einer wesentlich geringeren Belastigung der Anlieger.

Der zweigleisige Streckentunnel westlich der Friedenheimer Straße wurde in offener Bauweise nach dem Amvisorschlag ausgeführt. In diesem Teilbereich kann das Grundwasser den Tunnel auf natürliche Weise unter- bzw. überströmen.

3 Besonderheiten der Bauausführung

3.1 Gestalteter Verbau

Im Bereich des Sondervorschlags erforderte der gestaltete Verbau, der im oberen Teil aus der einfach rückverankerten Trägerbohrwand und im unteren Teil aus der Bauwerkschlitzwand besteht, in statisch-konstruktiver und baubetrieblicher Hinsicht genaue Überlegungen. Besonders zu untersuchen war der Bauzustand des offenen Schlitzens vor den Bohrtreibern. In diesem Bauzustand wurden die Kräfte am Fuße der Bohrtreiber von der

schneckenpumpe zur stationären Suspensionsaufbereitungsanlage mit Zylinderantrieb gepumpt. Gleichzeitig wurde dem zu betonierenden Schlitz von oben dünnflüssige Frischsuspension zugeführt. Die Kerngrößen der Suspension vor dem Betonieren mußten innerhalb folgender Werte liegen:

$1,06 \leq \gamma \leq 1,02 \text{ t/m}^3$, $T_r \leq 30 \text{ N/m}^2$.

Nach Beendigung des Aushubes hatte sich an den Schlitzwänden ein dichter Filz aus Ton gebildet, der ein Abstromen der Suspension wirksam verhinderte. Daher ist die Stundschichtleistung des Schlitzes auch mit einer geringeren Dichte gesichert.

Die geforderten Suspensionskennwerte wurden auf der Baustelle für jede Lamelle labormäßig zum Aushubbeginn sowie nach Erreichen der Schlitzsohle vor und nach dem Suspensionsaustausch überprüft.

3.2.2 Nachweis der Vertikalität

Für die einzelnen Lamellen war nur eine Maximalabweichung von 4 mm/m Tiefe zulässig. Nach Beendigung des Aushubes wurde daher jeder Schlitz mit Hilfe eines Meßträgers mit elektronischer Wasserwaage auf Vertikalität der Mittelebene überprüft.

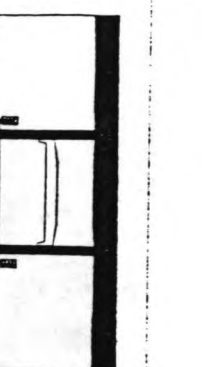
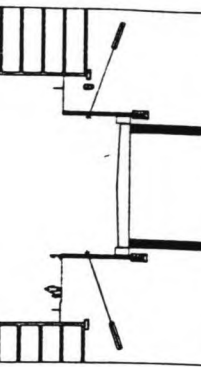
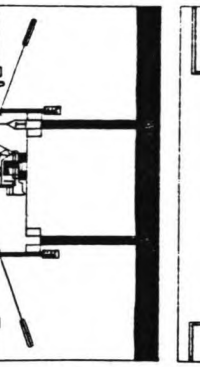
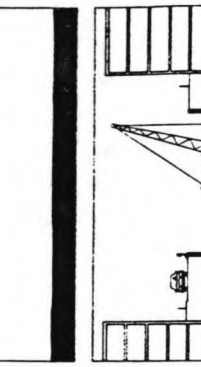
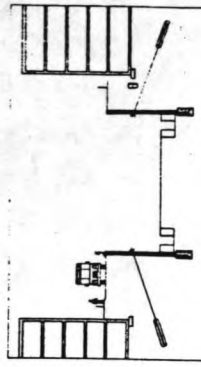
3.2.3 Putzen der Anschlußflüge

Um Fehlstellen an den Schlitzwandflügen zu vermeiden, ist dem gewissenhaften Putzen der Anschlußflügen besondere Aufmerksamkeit zu schenken. Vor Einheben des Bewehrungskörbes wurde die Anschlußflüge zur Nachbarmasse mit einem eigens angefertigten Fugenputzmittel gereinigt. Seine Stahlschneide war genau der Form des Fugenrohres angepaßt. Eine Spülvorrichtung mit Druckwasser und Druckluft verstärkte den Reinigungseffekt.

3.2.4 Bewehrungskörbe

Das Einheben der Bewehrungskörbe mit eingelochten Betonstützplatten und Ausgabegestellen für den Schließerfolg erfolgte mit einem Bagger W180 mit 25 m langem Gitterausleger. Doppelhubwinde und Kranrichtung mit Hilfe einer Spezialtraverse.

Bild 1: Baustadium
 1. Phase: Betzen der Bohrtreiber / Aushub / Einbau der Holzverbohrung / Bohnen, Verpressen und Spannen der Anker / Herstellen der Leitwände
 2. Phase: Aushub, Bewehren und Betonieren der Schlitzwände
 3. Phase: Bewahren und Betonieren der Deckenplatte
 4. Phase: Aushub unter dem Deckel bei gleichzeitiger Teilüberstützung des Deckens / Freilegen der Sohlenabschlüsse / Bewahren und Betonieren der Sohle und der Konsolen für die Lasteintragung in die Schlitzwand / Restüberstützung / Ausbau der Verbohrung und Anker / Ziehen der Bohrtreiber



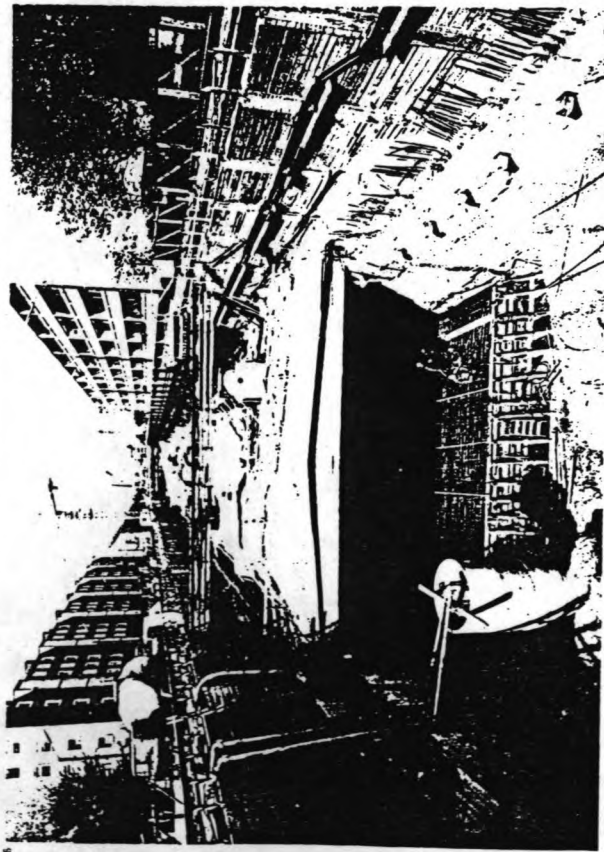


Bild 6: Betonieren der Bahnteigsohle, vorn links Schachbrunnen für die Innenwasserhaltung im „dicken Trog“.

Bild 7 und 8: Innenseiten des im Rohbau fertiggestellten Streckenunnets

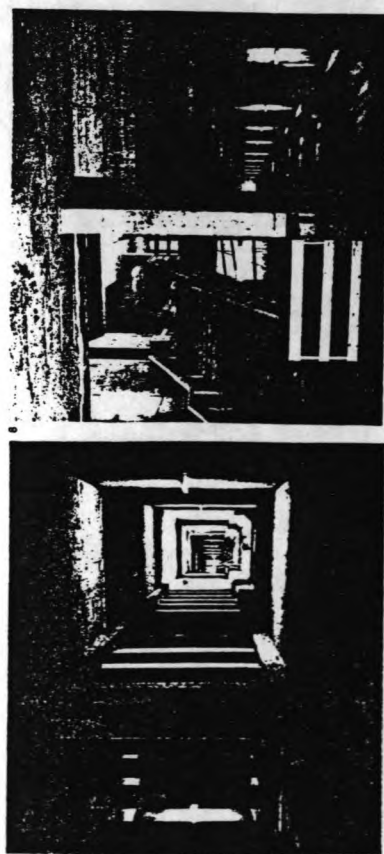
gegen jede feste Begrenzung ein mindestens 4,0 cm breiter Luftraum gewährleistet sein. Der Ort beton wurde in eine vertikale Schalung aus 5,0 cm dicken Stahlblechplatten und Winkelstücken eingebaut, die an den Stoßstellen vorher sorgfältig abgedichtet werden mußten.

Die Tröge wurden in Längsrichtung mit je vier kunststoffbeschichteten Dübeln, (Ø 25 mm, l = 500 mm) schubfest verbunden. Die 4 cm breiten Quer- und Längslagen der Tröge hatte man nach einer Fernseh-

untersuchung des Fugenspaltes bei jedem einzelnen Trog mit Fugenprofilen aus alleinständigem Kunststoff abgedeckt, bevor im Zuge der nachfolgenden Betriebsausrüstung der Gleisschotter aufgebracht wurde.

Schrifttum

Informationschrift des U-Bahn-Referates der Landesbahndirektion München und der Arbeitsgemeinschaft Bauab 5/9-16



Industrieberichte

Baummaschinenhersteller kooperieren

Die Firmen PHB Weserhütte AG (Unternehmensbereich Bad Oeynhausen) und die Sennebogen GmbH, Straubing, haben sich zu einer Kooperation entschlossen. Seit dem 1.9.1985 wird die Weserhütte mit ihrer Vertriebsorganisation auch den Vertrieb aller Klassen der Sennebogen-Seilgeräte im Gebiet der Bundesrepublik und West-Berlin übernehmen und sich dabei auch einzelner Sennebogen-Händler bedienen. In den Exportmärkten soll die Weserhütte über ihre Händlerorganisation neben dem eigenen Programm auch das Sennebogen-Programm in Selbstgarnen vertreiben. Die Leistungsbreite des Gesamtprogramms umfaßt somit Geräte von 10 bis 300 t.

Die Konzentration auf die jeweils wirtschaftlichste Fertigung und Konstruktion von Baummaschineneinheiten führte in den Häusern Sennebogen und Weserhütte dazu, eine Programm- und Komponentenabstimmung anzustreben und ihre seit 1977 sektoral bestehende Zusammenarbeit vor allem im Vertrieb auszubauen.

Beide Unternehmen beabsichtigen im Rahmen ihrer Kooperation einen intensiven Erfahrungsaustausch, der vor allem der technischen Weiterentwicklung zugute kommen soll.

CAD – computer aided design im Wohnungsbau

Die elektronischen Datenverarbeitung ist aus einem modernen Unternehmen nicht mehr wegzudenken. Das Stichwort heißt: „Integrierte Systeme anstelle von Insel-Lösungen“, d. h. die erforderlichen Daten werden nur einmal eingegeben und dann für die verschiedensten Zwecke aufbereitet und genutzt.

Hebel hat schon sehr früh begonnen, die Vorteile von integrierten Systemen zu nutzen. Im Bereich Wirtschaftsbau bzw. Wohnungsbau sieht heute Programme zur Verfügung, mit deren Hilfe Detailplanung, Massenermittlung, Logistik, Kalkulation und Abrechnung eines Bauwerkes vom Computer erledigt werden. Der Rechner wird mit den benötigten Informationen über das jeweilige Gebäude, „gelutert“ und liefert dann autonome Anschläge, detaillierte Verlegepläne, Massenermittlungen, Statik und optimierte Vorkosten für die zu produzierenden Bauteile. Die einmal eingegebenen Daten fließen gleichzeitig in den Verwaltungsbereich und werden zur Lierscheinung, zu Rechnungen und für die Finanzbuchhaltung verarbeitet.

Um ein Vielfaches komplizierter ist es, ein solches System auch für den Mauerwerksbau zu etablieren. Die Vielfalt der hier verwendeten Bauteile – unterschiedliche Steinarten und Abmessungen, tragende und nichttragende Stürze, Decken- und Dachplatten, Mörtel, Innen- und Außenputz,

Steinzieher



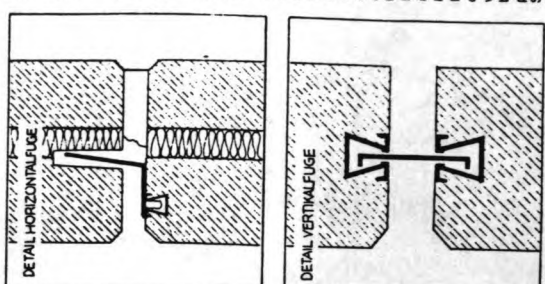
usw. – erfordern einen wesentlich höheren Software-Aufwand, ganz abgesehen davon, daß im Wohnungsbau jedes einzelne Haus individuell geplant und ausgeführt wird. Ziel der seit einiger Zeit bei Hebel laufenden Entwicklung ist es, einen Großrechner mit den „Wünschen des Bauherrn“ zu kuppeln. CAD sorgt dann dafür, daß in kürzester Zeit Ansichten, Perspektiven, Grundrisse, Statik, Detailpläne, Massenermittlung, Ausschreibungsunterlagen, Kalkulation, Bauablaufplanung, Logistik und weitere Details zur Verfügung stehen.

Dieser Service steht im Verlauf des Jahres 1986 für die Betreuung der Kunden und als effiziente Unterstützung bei Bauausführung, Baustellenorganisation, Kalkulation, Angebot und Abrechnung zur Verfügung.

Fugendichtungssystem im Reißverschlußsystem

Das Fugendichtungssystem der Firma Dr. Borch von zwei Modulen ist nach dem System „Reißverschluß“ konzipiert und bietet dadurch folgende Vorteile: rüstungsunabhängiger Einbau witterungsunabhängige Montage Schlagregensicherheit UV-Beständigkeit problemloses Anbringen.

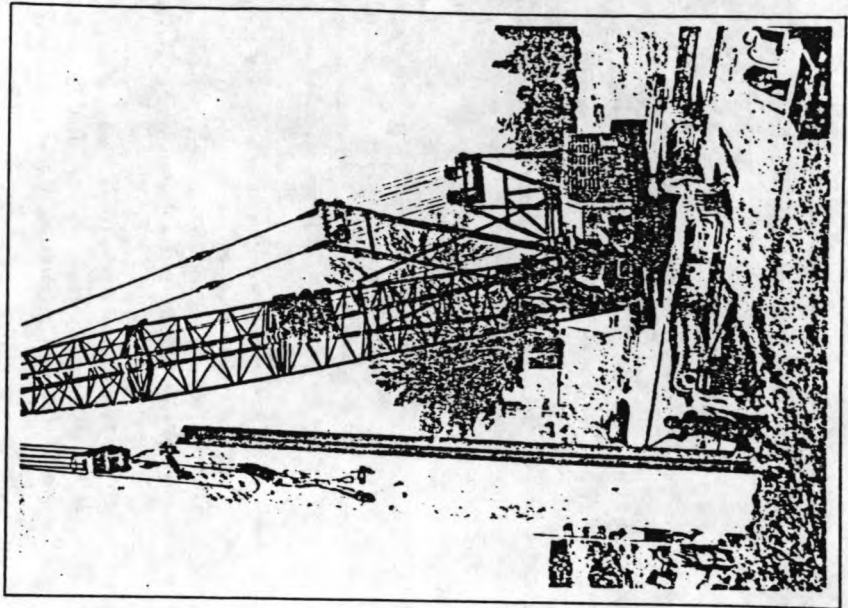
Bei diesem System werden Profile im Fertigstellungszustand, nach der Montage wird die Fuge mit einem weiteren Profil, das in die einbetonierten Hohlgriffe, geschlossen.



Bilder 1 und 2: Fugendichtungssystem „Reißverschluß“

Trafferligtmörtel für die Verlegung von Naturwerksteinen

Der Gefahr der Verfarbung von Naturwerkstein-Belegen läßt sich durch Verwendung des neuen Tubag-Produktes „Traas-Zement-Spezial“ wesentlich entgegenwirken. Verfärbungen entstehen im Normalfall durch chemische Umwandlung von löslichen organischen Stoffen oder von Pyriten bei Kontakt mit Kalziumhydroxid. Kalziumhydroxid wird bei der Erhärtung von Zement abgepasst und kann mit dem im Mörtel enthaltenen Wasser an die Plattenoberfläche transportiert werden. Wird bei der Verlegung von Natursteinbelegen Traas-Zement für den Mörtel verwendet, so bindet der Traas in Folge seines naturgegebenen hohen Kalziumbedarfs einen großen Teil der Kalzium-Ionen an sich. Die Quellfähigkeit des Traas macht den Mörtel zudem weitestgehend wasserundurchlässig und verhindert die Wasserwanderung durch Kapillaren und somit auch den Transport von Salzen aus dem Untergrund. Ergänzt wird das neue Produkt durch Traas-Zement-Mörtel-Spezial, d. h. einen



**PAROI PREFABRIQUEE
à étanchéité continue
intégrée**

PREFASIF - W.S.I

procédé **BACHY**



Le Procédé PREFASIF

S.I.F. Entreprise BACHY développe et exploite depuis la fin des années soixante un procédé d'exécution de paroi préfabriquée, le procédé PREFASIF.

Elle a cherché à résoudre avec ce procédé deux problèmes essentiels posés par la réalisation des parois préfabriquées :

- la précision géométrique de mise en place des panneaux élémentaires,
- l'étanchéité entre panneaux élémentaires successifs.

Dans un premier stade de développement du procédé le positionnement des panneaux est obtenu par les dispositions suivantes :

- sur toute leur hauteur les chants de chaque panneau comportent un rainure de section trapézoïdale ménageant un joint double femelle,
- chaque élément comporte à sa partie inférieure, sur chaque chant un dispositif d'encrochement de pied mâle-femelle.

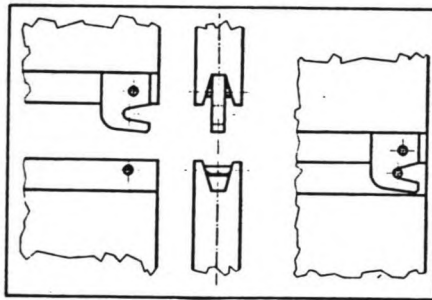
Les panneaux, ainsi verrouillés en pied les uns aux autres, sont positionnés en tête par simple alignement. Ce dispositif donne une totale satisfaction.



Dans les premières réalisations l'étanchéité entre les panneaux était uniquement assurée par le coulis de scellement qui remplissait le joint double femelle. Ce dispositif n'était pas entièrement satisfaisant l'état du coulis pouvant se dégrader :

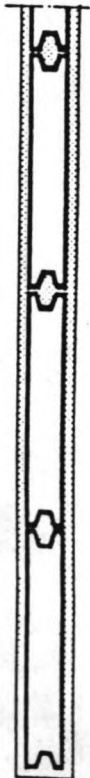
- à court terme suite au mouvement relatif des panneaux qui provoque la fissuration du coulis,
- à long terme par l'action de la ventilation interne des locaux et les fluctuations de la nappe phréatique risquant de provoquer une dessiccation du coulis, et par suite un défaut d'étanchéité par fissuration.

S.I.F. Entreprise BACHY estimant ce problème d'étanchéité essentiel a donc étudié et réalisé le JOINT CONFIALE.



Verrouillage de pied entre deux éléments par crochet enclenché sur le dispositif femelle

Etanchéité entre les panneaux par simple coulis de scellement



Le Joint Gonflable

Le joint gonflable a fait l'objet d'un brevet déposé par Sif Entreprise BACHY en 1974. Le principe en est le suivant :

- les chants de chaque panneau comportent toujours une rainure femelle mais de section en "trou de serrure",
- après mise en place des panneaux un joint Water stop en caoutchouc synthétique, d'un profil particulier constitué par une âme plane bordée sur chaque rive d'un boudin cylindrique creux, est mis en place dans les serrures opposées de chaque couple de panneaux adjacents,
- le joint Water stop est ensuite bloqué dans chaque serrure par injection d'un coulis de ciment sans retrait dans les boudins cylindriques.



Ce dispositif permet d'assurer la continuité de l'étanchéité entre les panneaux tout en permettant sans dommage leurs mouvements relatifs. La qualité de cette étanchéité est liée à la qualité du contact entre le joint caoutchouc et le béton. Elle est donc fonction :

- du bon état de surface de la rainure toujours délicat à obtenir,
- de l'absence totale de retrait du coulis de scellement ayant servi au gonflage.

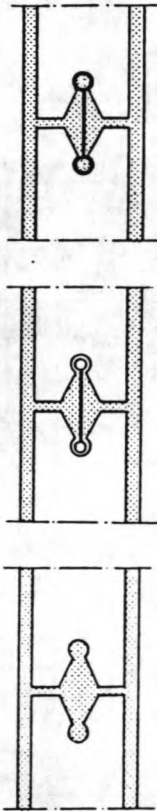
On peut donc toujours craindre un contournement du joint par l'humidité.

-- Dans le souci d'obtenir une étanchéité vraiment totale, S.I.F. Entreprise BACHY a recherché et mis au point un nouveau type de joint, intégrant dès la fabrication des panneaux, qui permet de résoudre intégralement le problème en assurant la continuité de l'étanchéité :

- d'une part verticalement entre les panneaux,
- d'autre part horizontalement entre les panneaux et les limites supérieures et inférieures de l'ouvrage (radier et toit).

Ce dispositif a été dénommé "joint à Water Stop Incorporé" ou "W.S.I."

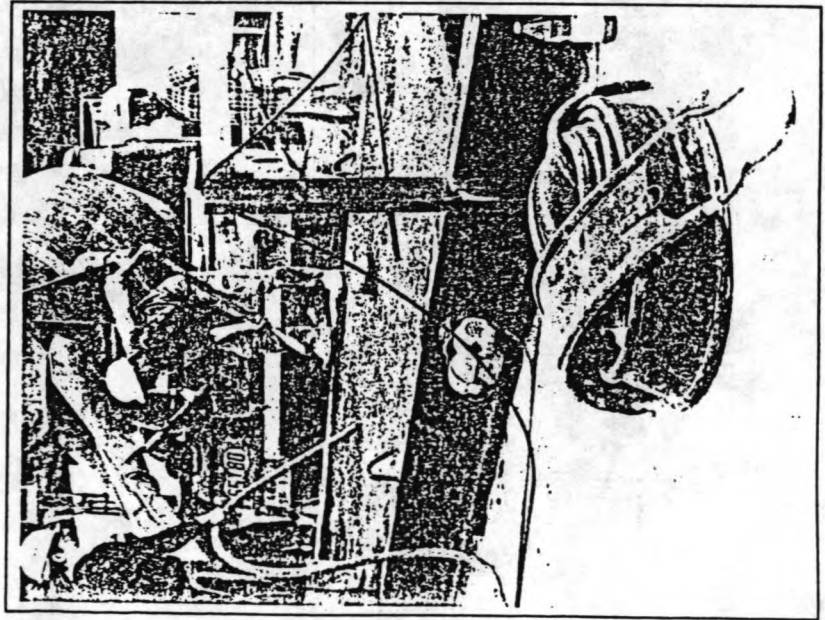
Principe du Dispositif d'Étanchéité.



Avant mise en place.

Avant blocage.

Après blocage par gonflage



Le Procédé PREFASIF avec étanchéité continue Le Joint Water-stop Intégré (W.S.I)

Ce procédé fait l'objet d'un brevet déposé par S.I.F. Entreprise BACHY en 1978. Le principe est le suivant :

ETANCHEITE ENTRE PANNEAUX SUCCESSIFS

- les chants de chaque panneau, côté fouille, comportent une engravure au fond de laquelle un demi joint est intégré lors de la préfabrication,
- le système de verrouillage de pied qui était initialement monté dans le plan médian du panneau (voir procédé PREFASIF) est alors dédoublé et fixé sur chaque face latérale,
- après terrassement et dégagement du coulis un couvre-joint mis en place par thermo soudage assure une continuité absolue de l'étanchéité,
- un mortier de cachetage, mis en place dans l'engravure, assure enfin une butée mécanique du joint et la finition du parement.

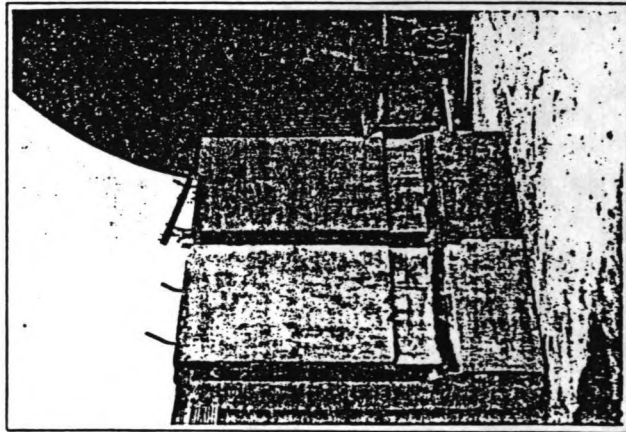
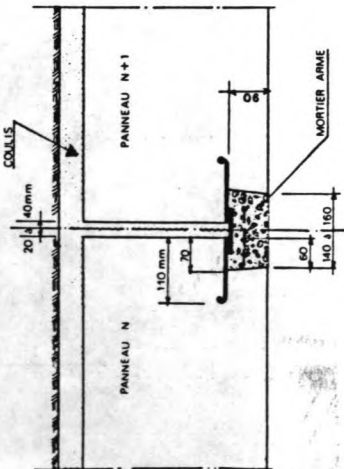
ETANCHEITE ENTRE PANNEAUX, RADIER ET TOIT DE L'OUVRAGE

- selon le même principe que pour l'étanchéité verticale, un élément d'étanchéité horizontale est intégré dans chaque panneau au moment de la préfabrication,
- avant coulage du béton du radier et du toit de l'ouvrage on procède par thermosoudage à la liaison entre les éléments d'étanchéité horizontaux et les joints entre panneaux.

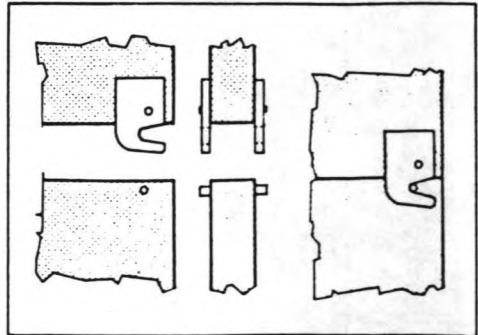
La sécurité du procédé réside dans le fait qu'un contrôle de la qualité du travail peut être assuré à tous les stades de l'exécution :

- positionnement du joint dans le coffrage,
- contrôle de son état après bétonnage du panneau,
- contrôle de son état après terrassement de la fouille,
- contrôle de la soudure du couvre-joint,
- cachetage final constituant l'appui du joint sous l'effet de la charge hydraulique développée à la suite des opérations de coulage du radier et du toit de l'ouvrage. Une décharge de la

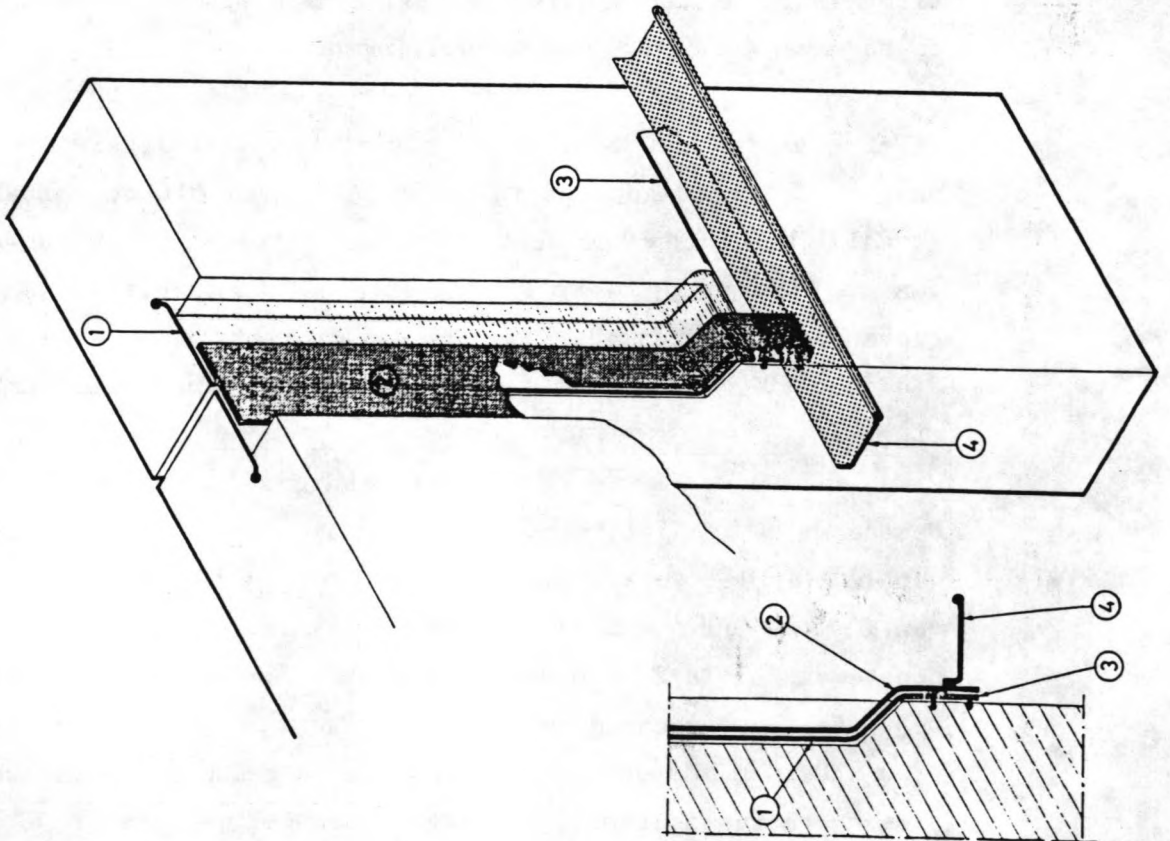
DETAIL DU JOINT D'ETANCHEITE (TYPE W.S.I.)



Crochet de pied



PERSPECTIVE DETAIL JOINT D'ETANCHEITE



nappe au niveau du radier pour être prévue tant que le cache-taie n'est pas mis en place.

On obtient ainsi une PAROI PREFABRIQUEE A ETANCHEITE CONTINUE. Le procédé a été utilisé pour la réalisation du collecteur de VITRY S/SEINE dans le cadre de la construction de l'émissaire de VILLEJUIF.

Bijlage 13 Bestek

De beschrijving van de definitieve constructievorm en de te verrichten werkzaamheden zal geschieden aan de hand van de bijlagen 7 tot en met 12. Op onderdelen van het totale werk, welke min of meer los staan van de uitvoering van de te prefabriceren schutkolk (het spuiwerk, detaillering van de sluishoofden), zal niet nader worden ingegaan.

De beschrijving zal zo veel mogelijk geschieden in de volgorde waarin de werken dienen te worden uitgevoerd (zie hiervoor bijlage 10). De beschrijving van de te verrichten werkzaamheden zal beknopt en in besteksvorm worden gepresenteerd.

A. HET GEREED MAKEN VAN HET BOUWTERREIN

1. Ten zuiden van de bestaande kanaaldijk-zuid een bermsloot maken, zoals is aangegeven op bijlage 10. De bermsloot aan de oostzijde en de westzijde aansluiten op de reeds bestaande sloot langs de kanaaldijk. De vrijgekomen specie verwerken in de te maken ophogingen of aanvullingen.

2. Ter plaatse van de te maken sluis een dijkomlegging maken, waarbij de benodigde specie wordt ontgraven uit de bestaande kanaaldijk-zuid en het achterliggende terrein, zoals aangegeven op bijlage 10, fase 1. De bestaande kanaaldijk-zuid ontgraven aan de zuidzijde, waarbij een minimale kruinbreedte van 2,00 m moet resteren tot na het gereedkomen van de dijkomlegging.

De op de weg aanwezige wegverharding, breed ca. 3,00 m, bestaande uit asfaltbetonverharding met een gemiddelde dikte van ca. 0,10 m en een puinfundering met een gemiddelde dikte van 0,15 m, opbreken en afvoeren naar het depot, gelegen ter hoogte van sluis 2, aan de zuidzijde van de Zuid-Willemsvaart. De asfaltbetonverharding opbreken in stukken van maximaal 0,30 x 0,30 m. De vrijgekomen materialen gescheiden opslaan.

Op de te realiseren dijkomlegging een gelijksoortige wegver-

harding aanbrengen als op de aanwezige kanaaldijk-zuid.

3. Voordat met het ontgraven van de kanaaldijk-zuid wordt begonnen twee damwandschermen heien, zoals aangegeven op bijlage 10, fase 1. De schermen grond dicht aansluiten op de bestaande kanaalbeschoeiing.
4. Nadat de in lid 2 genoemde dijk is gerealiseerd en de in lid 3 aangegeven damwandschermen zijn aangebracht, het restant van de kanaaldijk-zuid en het achterliggende terrein ontgraven tot NAP + 4,50 m. De vrijgekomen specie tijdelijk opslaan in een depot op het werkterrein, ten behoeve van de in lid 7 aangegeven aanvulling.
5. Na het ontgraven van de kanaaldijk-zuid, in den natte damwanden heien ten behoeve van een gedeelte van de bouwkuipen voor het boven- en benedenhoofd, een scheidingswand in het kanaal en een gedeelte van de geleidewanden, een en ander zoals aangegeven op bijlage 10, fasen 2 en 3.
Indien voor de later uit te voeren hijswerkzaamheden (D lid 6 en F lid 2), ten behoeve van de onder B lid 1 en C lid 1 genoemde kolkwand-elementen, gebruik wordt gemaakt van een mobiele kraan, behoeft bovenzijde van de genoemde kanaalscheidingswand niet hoger te komen dan tot het niveau NAP + 6,50 m.
De geleidewanden aansluiten op de in lid 3 genoemde schermen, door middel van op te lassen klauwprofielen, te snijden uit een enkele plank.
6. Indien voor de later uit te voeren hijswerkzaamheden (D lid 6 en F lid 2), ten behoeve van de onder B lid 1 en C lid 1 genoemde kolkwand-elementen, gebruik wordt gemaakt van een traverse, dienen aan de kanaalzijde de volgende werkzaamheden te worden uitgevoerd:
 - a - in den natte stalen schoorpalen heien langs de in lid 5 genoemde kanaalscheidingswand volgens bijlage 10, fase 2;
 - b - aan de oostzijde van de sluis, in het verlengde van de kanaalscheidingswand, ondersteunings- en schoorpalen heien, zodanig dat de kraanbaan 20 m in oostelijke richting kan worden doorgetrokken. Dit alles volgens bijlage

10, fasen 2 en 3;

- c - indien de genoemde kolkwand-elementen in een veldfabriek worden vervaardigd: aan de westzijde van de sluis, in het verlengde van de kanaalscheidingswand, ondersteunings- en schoorpalen heien, zodanig dat de kraanbaan 20 m in westelijke richting kan worden doorgetrokken;
- d - indien de genoemde kolkwand-elementen in een daartoe gespecialiseerde fabriek worden vervaardigd: aan de westzijde van de sluis, in het verlengde van de kanaalscheidingswand, ondersteunings- en schoorpalen heien, zodanig dat de kraanbaan 80 m in westelijke richting kan worden doorgetrokken; tevens aan de zuidzijde van dit te verlenen gedeelte van de kraanbaan 5 stuks stalen beschermipalen h.o.h. 15 m heien om het aanleggen van transportschepen mogelijk te maken; ook aan de zuidzijde van dit te verlenen gedeelte van de kraanbaan een 35 m lange steiger realiseren. Dit alles zoals op bijlage 10, fasen 2 en 3 aangegeven;
- e - in geval d stalen beschermipalen heien langs de te realiseren kraanbaan en ten oosten van de sluis, zoals aangegeven op bijlage 10, fasen 2 en 3;
in geval c stalen beschermipalen heien over de benodigde lengte langs de te realiseren kraanbaan, ten oosten van de sluis zoals aangegeven op bijlage 10, fasen 2 en 3, en ten westen van de sluis op gelijke wijze als dit ten oosten van de sluis dient te geschieden;
- f - in de beide gevallen c en d de kanaalscheidingswand vlak afsnijden en hierop, en over de benodigde lengte op de genoemde ondersteuningspalen, een profiel HE 400B monteren.
- g - de schoorpalen koppelen aan het onder f genoemde profiel;
- h - kraanrails A-55 monteren op het onder f genoemde profiel.

De onder b, c en d genoemde ondersteuningspalen zijn van het type HE 300A, met een lengte van 12 m en een onderlinge hart op hart afstand van 5 m. De onder a, b, c en d genoemde schoorpalen zijn van het type HE 300A, lang 14 m, h.o.h. 5 m en moeten met een schoorstand 3:1 worden geheid, zoals op bijlage 10, fasen 2 en 3 aangegeven.

Indien voor de genoemde hijswerkzaamheden gebruik wordt

gemaakt van een mobiele kraan, dienen de volgende werkzaamheden te worden uitgevoerd:

- i - ter plaatse van de bouwkuip van het bovenhoofd 4 stuks stalen beschermipalen heien, zoals dit is aangegeven op bijlage 10, fase 3. Ter plaatse van de bouwkuip van het benedenhoofd 4 stuks stalen beschermipalen heien, op identieke wijze als dit ten oosten van de sluis dient te geschieden.

7. Het gebied tussen de omgelegde dijk en de in lid 5 aangegeven damwanden aanvullen: ter plaatsen van de te bouwen sluis tot NAP + 5,70 m, voor het overige tot NAP + 6,60 m.
De benodigde specie ontlenen aan het in lid 4 genoemde tijdelijke depot, zonodig aangevuld met specie, afkomstig uit overige uit te voeren ontgravingen. Na de aanvulling de waterstand achter de damwanden, ter plaatse van de te bouwen sluis, door middel van een open bemaling verlagen tot ca. NAP + 5,00 m.

8. Indien voor de later uit te voeren hijswerkzaamheden (D lid 6 en F lid 2), gebruik wordt gemaakt van de in lid 6 genoemde traverse en bovendien de onder B lid 1 en C lid 1 genoemde kolkwand-elementen in een daartoe gespecialiseerde fabriek worden gemaakt, een aarden baan ten behoeve van de kraanbaan aanleggen, zoals op bijlage 10 aangegeven.
Indien de genoemde kolkwand-elementen ter plaatse in een veldfabriek worden vervaardigd, kan de genoemde aarden baan aan de westelijke zijde 60 m korter worden gemaakt.
De aarden baan in voldoende mate verdichten. Hierna prefab betonnen rijplaten leggen op de genoemde aarden baan en kraanrails A-55 monteren op de betonnen rijplaten.

9. Na de grondaanvulling achter de in lid 5 genoemde damwanden, alle overige damwanden heien ten behoeve van de bouwkuipen, zoals aangegeven op bijlage 10, fase 3.

10. Al het in de leden 3, 5 en 9 genoemde damwandmateriaal wordt door de opdrachtgever ter beschikking gesteld.

B. HET VERVAARDIGEN VAN DE PREFAB DIEPWAND-ELEMENTEN

1. 42 Diepwand-elementen vervaardigen met vorm en afmetingen, zoals op bijlage 8 aangegeven.
2. Aan de dagzijde van de in lid 1 bedoelde elementen 5 sparingen 100 x 40 mm aanbrengen, zoals op bijlage 8 aangegeven. Dit ter voorkoming van spleetvorming tussen de diepwanden en de sluisvloer, zodat een betere afdichting wordt verkregen en uitspoeling van gronddeeltjes wordt tegengegaan. Om het ont-kisten van de elementen te vergemakkelijken, mogen de korte zijden van de sparingsen (40 mm) tot 20° worden afgeschuind.
3. Van de in lid 1 aangegeven elementen 16 stuks voorzien van één in te betonneren hoekbeschermingsprofiel. Deze profielen alleen aanbrengen op de verticale randen van de dagzijde van de diepwand-elementen, en wel zodanig dat 8 profielen op de linker randen worden aangebracht en de overige acht op de rechter randen. Alleen de bovenste 5325 mm van de bedoelde randen voorzien van een hoekbeschermingsprofiel.
De overige randen aan de dagzijde van de bovenste 5325 mm van de elementen voorzien van een vellingkant 100 x 25 mm, zoals aangegeven op bijlage 8.
De hoekbeschermingsprofielen worden door de opdrachtgever ter beschikking gesteld.
4. Dié lange zijden van de elementen die zijn voorzien van het in lid 4 beschreven hoekbeschermingsprofiel, tevens voorzien van een in te betonneren T-profiel, zoals op bijlage 8 aangegeven. De T-profielen worden door de opdrachtgever ter beschikking gesteld.
5. In dié lange zijden van de diepwand-elementen, die niet zijn voorzien van het in lid 4 beschreven T-profiel, voegsparingen met een lengte van 9000 mm aanbrengen om het onder D lid 7 genoemde voegprofiel te kunnen verwerken. Voegsparingen als op bijlage 8 aangegeven.

6. De onderzijde van de diepwand-elementen voorzien van in te betonneren pijpjes (d = 33,7 mm; t = 2,6 mm; l = 500 mm; staalkwaliteit Fe 510) en een rondstaal (\emptyset 38 mm; l = 560 mm; staalkwaliteit Fe 510), zoals op de bijlagen 8 en 12 aangegeven. Aan dié zijden van de in lid 4 beschreven elementen, die zijn voorzien van een hoekbeschermingsprofiel en een in lid 5 beschreven T-profiel, kunnen de bedoelde pijpjes en rondstaalprofielen vervallen.
7. Als hijspunten 2 verankeringsstaven \emptyset 40 mm met opgestuikte bolkop verwerken, zoals aangegeven op bijlage 12. De te gebruiken staalkwaliteit is FeB 500.
8. Beton en wapeningsstaal verwerken zoals op bijlage 12 aangegeven. Het wapeningsstaal wordt door de opdrachtgever ter beschikking gesteld. De grondzijde van de diepwand-elementen vlak afwerken.
9. Na voldoende verharding van het beton en ontkisten van de elementen, op dié elementen, die zijn voorzien van de in lid 6 beschreven pijpjes, stalen opleghaken monteren, zoals op bijlage 8 aangegeven. Als montage materiaal per opleghaak 4 stalen draadeinden M27 (lang 630 mm, kwaliteit 8.8), met bijpassende moeren en onderlegringen gebruiken. Bij de montage de opleghaken met epoxyhars ondersabelen.
10. Na ontkisten van de elementen klauwprofielen lassen op de in lid 4 genoemde T-profielen, zoals op bijlage 8 aangegeven. De klauwprofielen zijn geschikt voor aansluiting op de onder D lid 8 vermelde laddernis-damplanken en worden door de opdrachtgever ter beschikking gesteld.

C. HET VERVAARDIGEN VAN DE PREFAB L-MUUR ELEMENTEN

1. 42 L-muur elementen vervaardigen met vorm en afmetingen zoals op bijlage 8 aangegeven.

2. Van de in lid 1 aangegeven elementen 16 stuks voorzien van één in te betonneren hoekbeschermingsprofiel. Deze profielen alleen aanbrengen op de verticale randen van de dagzijde van de L-muur elementen en wel zodanig dat 8 profielen op de linker rand worden aangebracht en de overige 8 op de rechter rand.

De overige verticale randen en de onderrand aan de dagzijde van de elementen voorzien van een vellingkant 100 x 25 mm, zoals aangegeven op bijlage 8.

De hoekbeschermingsprofielen worden door de opdrachtgever ter beschikking gesteld.
3. Dié verticale zijden van de L-muur elementen die zijn voorzien van het in lid 2 beschreven hoekbeschermingsprofiel, tevens voorzien van een in te betonneren T-profiel, zoals aangegeven op bijlage 8. De T-profielen worden door de opdrachtgever ter beschikking gesteld.
4. In die zijden van de kolkwanden van de L-muur elementen, die niet zijn voorzien van het in lid 3 beschreven T-profiel, voegsparingen aanbrengen om het onder F lid 5 genoemde voegprofiel te kunnen verwerken. Voegsparingen als op bijlage 8 aangegeven.
5. Als onderdeel van de oplegging van de L-muur elementen op de diepwanden, de onderzijde van de kolkwanden voorzien van een UNP-profiel met halfroond 38 x 19 mm, als op bijlage 8 aangegeven. De UNP-profielen moeten voor het verwerken op hun rechtheid worden gecontroleerd en worden door de opdrachtgever ter beschikking gesteld.
6. Ter plaatse van de oplegging op de kespen, in elk L-muur element 6 injectie- en 12 ontluichtingskanalen aanbrengen, zoals op de bijlagen 9 en 11 aangegeven.
7. De kolkwanden van 14 L-muur elementen, welke niet zijn voorzien van een in lid 2 aangegeven hoekbeschermingsprofiel of een in lid 3 beschreven T-profiel, voorzien van in te betonneren haalkommen en bolders (voor troskrachten van 200 kN),

als op bijlage 8 aangegeven.

De kolkwanden van de overige L-muur elementen voorzien van in te betonneren haalkommen (voor troskrachten van 40 kN), zoals aangegeven op bijlage 8.

De kolkwanden van alle L-muur elementen voorzien van een in te betonneren dekzerkprofiel "Belval".

Alle stalen onderdelen, met uitzondering van het verankeringmateriaal, worden door de opdrachtgever ter beschikking gesteld.

8. Als hijspunten 3 verankeringsstaven \varnothing 40 mm met opgestuikte bolkop verwerken, zoals op bijlage 11 aangegeven. De te gebruiken staalkwaliteit is FeB 500.
9. Beton en wapeningsstaal verwerken zoals op bijlage 11 aangegeven. De bovenzijde van de kolkwand (stortvlak) met een houten spaan vlak en strak afwerken. Het wapeningsstaal wordt door de opdrachtgever ter beschikking gesteld.
10. Na voldoende verharding en ontkisting van het beton, bolders (voor troskrachten van 40 kN) aanbrengen op de elementen, welke zijn voorzien van haalkommen voor troskrachten van 40 kN. De bolders bevestigen met in te lijmen ankers M12 en ondersabelen met krimparme cementgebonden mortel, zoals aangegeven op bijlage 8.

Tevens klauwprofielen lassen op de in lid 3 genoemde T-profielen, zoals op bijlage 8 aangegeven. De klauwprofielen zijn geschikt voor aansluiting op de onder F lid 3 genoemde ladder-nis-damplanken.

De bolders en de klauwprofielen worden door de opdrachtgever ter beschikking gesteld.

De ruimte onder het dekzerkprofiel injecteren met krimparme cementgebonden mortel, zoals op bijlage 8 aangegeven.

D. HET IN DE GROND BRENGEN VAN DE DIEPWAND-PANELEN

1. Tijdelijk de grondwaterstand met behulp van open bemaling verlagen tot NAP + 4,50 m.
2. Ter plaatse van de te realiseren kolkwanden 2 sleuven graven van 1,35 m breed en 1,1 m diep (niveau = NAP + 4,60 m). De vrijgekomen specie opslaan in het onder A lid 4 beschreven tijdelijke depot. De h.o.h.-afstand van de te graven sleuven bedraagt 13,95 m.
3. In de beide in lid 2 genoemde sleuven twee gewapend betonnen geleidebalken met afmetingen 1,00 m hoog en 0,25 m breed maken. Het beton storten op werkvloertjes van 0,10 m dik. De tussenafstand van twee tot een stel behorende geleidebalken moet ca. 0,85 m bedragen. De binnen-bovenranden van de balken voorzien van vellingkanten 100 mm (horizontaal) x 150 mm (verticaal), om de geleiding van de diepwandgrijper te bevorderen.
4. Met behulp van een diepwandgrijper (breed 800 mm) 2 sleuven graven tot een niveau van NAP - 4,75 m. Van de beide te graven sleuven moeten de sleufsecties voor de 3 meest westelijke diepwand-panelen (de korte kolkmoet, zie bijlage 7) worden gegraven tot een niveau van NAP - 6,00 m. De vrijgekomen specie opslaan in het onder A lid 2 beschreven gronddepot.

Het graven van de diepwandsleuven dient te geschieden met gebruikmaking van een bentonietsuspensie. Aan de bentoniet-suspensie worden de volgende eisen gesteld:

- viscositeit, gemeten met de marsh-trechter 32 - 35 sec.
- zuurgraad (pH) 10 - 12
- volumegewicht 10,2 - 12,5 kN/m³
- waterverlies, bepaald met de filterpers 10 - 35 cm³
- cake-dikte, ten hoogste 3 - 5 mm
- zandgedeelte aan deeltjes $\geq 75 \mu$, minder dan 5% in volume
- temperatuur niet lager dan 5 °C

Zodra de bentonietsuspensie eigenschappen vertoont, die buiten het aangegeven gebied liggen, is verbetering ervan noodzake-

lijk. Dit dient te geschieden door verse suspensie aan de bovenzijde in de sleuf te voeren en de vervuilde suspensie van onderuit af te zuigen. De vervuilde suspensie zoveel mogelijk voor hergebruik regenereren.

Bij het ontgraven het niveauverschil tussen het peil van de bentoniet suspensie en de grondwaterstand handhaven op minimaal 1,0 m.

5. Vóór het inbrengen van de prefab diepwandpanelen de bentoniet suspensie vervangen door een suspensie in water van 50 kg bentoniet en 350 kg cement per m³.

Tevens vóór het inbrengen, de bovenste 6500 mm van de dagzijde van de prefab diepwandpanelen prepareren om het onder G lid 3 beschreven verwijderen van de verharde gestabiliseerde bentoniet te vereenvoudigen.

6. De diepwand-panelen één voor één in de sleuven brengen en wel zodanig, dat de onder B lid 9 beschreven opleghaken vallen over de onder B lid 6 beschreven rondstaalprofielen (ophangstaven). Het plaatsen van de diepwanden dient te geschieden als op bijlage 7 aangegeven.

Bij het inbrengen de verdreven in lid 5 genoemde gestabiliseerde bentoniet opvangen en zoveel mogelijk bij andere diepwandsecties hergebruiken.

De op hun plaats gebrachte elementen stellen en afhangen op de in lid 3 beschreven geleidebalken. De breedte van de verticale voeg tussen twee aansluitende elementen dient 10 mm te bedragen.

Als hijswerktuig kan een traverse met een toelaatbare hijslast van 65 ton, dan wel een mobiele kraan met een even grote toelaatbare hijslast bij een vlucht van 14 m worden gebruikt. Voor de bevestigingsmiddelen aan de diepwand-elementen moeten klauwhaken worden gebruikt, welke om de bolkoppen van de onder B lid 7 beschreven hijspunten grijpen en toch een grote bewegingsvrijheid geven.

7. Voordat het verhardingsproces van de gestabiliseerde bentoniet op gang komt voegprofielen aanbrengen in de onder B lid 5 genoemde sparingen. De voegprofielen zijn van het oppompbare

type van Bachy (zie bijlage 8).

Nadat de voegprofielen zijn aangebracht, deze onder hoge druk injecteren met krimparme mortel. De hoge druk handhaven totdat de krimparme mortel volledig is verhard.

8. Voordat de gestabiliseerde bentoniet begint op te stijven met een licht heiblok de laddernis-damplanken BU 25 heien, zoals op de bijlagen 7 en 8 is aangegeven. De staalkwaliteit van de damplanken is laag (vloei-grens is 250 N/mm^2), zodat de planken makkelijk kunnen vervormen. Zonodig de breedte van de planken aanpassen.

De 6 laddernis-damplanken, welke niet aansluiten op de sluishoofden, vóór het heien voorzien van op te lassen klauwprofielen, ten behoeve van de aansluiting van de onder E lid 4 genoemde compartimenteringswanden.

De bovenzijde van de laddernis-damplanken vlak afwerken op hetzelfde niveau van de bovenkant van de diep wandpanelen.

De damplanken en klauwprofielen worden door de opdrachtgever ter beschikking gesteld.

9. Nadat de in lid 7 genoemde krimparme mortel volledig is verhard, de voegprofielen vlak afsnijden op het niveau van de bovenkant van de diepwanden.

10. Minimaal drie weken na verwerking van de in lid 5 genoemde gestabiliseerde bentoniet de ophangmiddelen van de diep wandpanelen wegnemen en de diepwanden aan de bovenzijde vlak afwerken.

Kraanrail profielen A-65 uit één stuk over de volle lengte van de kolkmoten (tussen twee laddernissen in) monteren op de diepwanden, zoals aangegeven op bijlage 8. De kraanrail-profielen bij montage ondersabelen met epoxymortel. Montage dient te geschieden met chemische ankers UPAT UKA 3/M16 en helling-sluitplaten 18 (NEN 2272). De genoemde chemische ankers zijn zeer geschikt voor een snelle montage in beton en kunnen een grote dwarskracht overbrengen.

De diep wandpanelen zijn nu geheel omgeven door verharde bentoniet en zijn bovendien nog onderling verbonden door de onder B lid 9 genoemde opleghaken en de kraanrails. Er wordt

op deze wijze een zeer sterke constructie verkregen.

Vóór montage de speling (e) tussen de kraanrails en de onder C lid 5 genoemde UNP-profielen controleren (zie bijlage 8).

De controle dient zó te geschieden dat de speling tussen twee toekomstig aansluitende profieldelen wordt gemeten. Indien de speling minder bedraagt dan 1 mm de kraanrail in voldoende mate afslijpen. Na controle de kraanrails en de L-muur elementen merken, zodat bij latere assemblage van de elementen de juiste volgorde kan worden aangehouden.

11. De in lid 3 genoemde betonnen geleidebalken verwijderen en de puinresten afvoeren naar het onder A lid 2 genoemde depot.

De grond langs de diepwanden tot NAP + 5,70 m aanvullen met specie uit het onder A lid 4 beschreven tijdelijke depot.

E. HET MAKEN VAN DE PAALFUNDERINGEN EN HET HEIEN VAN DAMWANDEN VOOR DE SLUISKOLK

1. Ten behoeve van de fundering van de sluisvloer met behulp van een oplanger 84 palen HE 300A heien, zoals aangegeven op bijlage 7. De paalkoppen voor het heien voorzien van montagepunten, om later de onder G lid 4 genoemde ankers te kunnen bevestigen. De heiwerkzaamheden dienen minimaal 4 weken na verwerking van de onder D lid 5 genoemde gestabiliseerde bentoniet aan te vangen. De palen worden door de opdrachtgever ter beschikking gesteld.
2. Ten behoeve van de fundering van de L-wanden van de kolkconstructie 88 in de grond vervaardigde palen maken volgens het systeem "Vibro", met een minimum schachtdoorsnede van \varnothing 508 mm, en een vlakke paalschoen \varnothing 570 mm, zoals aangegeven op bijlage 7. De palen heien tot het niveau NAP - 2,5 m. De paalschachten maken tot aan het maaiveld. De vereiste schoorstand is 3:1. De heiwerkzaamheden dienen minimaal 4 weken na verwerking van de genoemde gestabiliseerde bentoniet aan te vangen.

De palen (met een gebruiksbelasting van 1375 kN) voorzien

van een wapeningskorf, langswapening 5 \emptyset 16 mm, spiraalwapening \emptyset 8 mm met een spoed van 200 mm. De wapeningskorf voorzien van voldoende afstandhouders, stalen verstijvingsstrippen en schrankstaven.

Het benodigde wapeningsstaal wordt door de opdrachtgever ter beschikking gesteld.

3. Ten behoeve van de fundering van de L-wanden van de kolkconstructie stalen buispalen met een minimum schachtdoorsnede van \emptyset 457 mm en een wanddikte van 10 mm heien, zoals op bijlage 7 aangegeven. De paalvoeten niet dichtlassen. De palen met een lengte van 14 m heien onder een schoorstand 3:1. Het vereiste voetriveau is NAP - 8,30 m. Het paalkopniveau is dan NAP + 5,00 m. De heiwerkzaamheden dienen minimaal 4 weken na verwerking van de genoemde gestabiliseerde bentoniet aan te vangen.

De palen (met een gebruiksbelasting van 400 kN) voorzien van na het heien aan te lassen ankerstrippen (40 x 10 mm²), met een gezamenlijke doorsnede van 6000 mm². De ankerstrippen moeten over een lengte van minimaal 750 mm in het beton van de in lid 9 beschreven kespen worden opgenomen.

De buispalen worden door de opdrachtgever ter beschikking gesteld.

4. Ten behoeve van de compartimentering van de sluiskolk tijdens de bouw, 3 damwandschermen heien zoals op bijlage 7 aangegeven. De damwanden heien tot NAP - 6,00 m. De bovenkanten van de schermen komen op NAP + 5,75 m. Het voor de werkzaamheden benodigde damwandmateriaal wordt door de opdrachtgever ter beschikking gesteld.

5. De grondwaterstand met behulp van open bemaling tijdelijk verlagen tot een niveau van NAP + 4,50 m.

6. Ter plaatse van de te realiseren kespen 2 sleuven graven van 2 m breed en 1,05 m diep (niveau = NAP + 4,65 m). De vrijgekomen specie opslaan in het onder A lid 4 beschreven tijdelijke depot.

De assen van de te graven sleuven bevinden zich op 5,50 m van de dagzijde van de kolkwanden (zie de bijlagen 7 en 8).

7. Ten behoeve van de twee in lid 9 beschreven kessen, tussen verticale bekistingsplaten, werkvloeren maken met een dikte van 0,10 m. Voor de lengte en breedte van de kespdelen (en werkvloeren) zie de bijlagen 7 en 9.
8. De koppen van de in lid 2 beschreven Vibro-palen snellen tot 30 mm boven de werkvloeren. De langsstaven van de drukpalen moeten over een lengte van minimaal 650 mm in het beton van de te realiseren kessen worden opgenomen.
9. Twee gewapend betonnen kessen, elk bestaand uit 4 delen, maken met afmetingen zoals aangegeven op de bijlagen 7 en 9. De te gebruiken minimum betonkwaliteit is B 30. Het wapeningsstaal wordt door de opdrachtgever ter beschikking gesteld.
10. Nadat de vereiste kubusdruksterkte is bereikt, het beton ontkisten. Hierna de in lid 6 beschreven sleuven aanvullen tot NAP + 5,70 m en het terrein achter de diepwanden egaliseren. De benodigde specie ontlenen aan het onder A lid 4 beschreven tijdelijke depot. Hierna de grondwaterstand verhogen tot NAP + 5,00 m.

F. DE ASSEMBLAGE VAN DE L-MUUR ELEMENTEN

1. Op de onder E lid 9 vermelde kessen multiplex plaatjes aanbrengen, zoals op bijlage 9 aangegeven. De plaatjes dienen als voorlopige oplegpunten voor de L-muur elementen.

Op de randen van de kespdelen Novalastik voegband aanbrengen, zoals op bijlage 9 aangegeven. Het voegband dient als "flexibele bekisting" voor de in lid 6 vermelde krimparme injectiemortel.

Ook op de bovenranden van de diepwanden Novalastik voegband aanbrengen, zoals op bijlage 8 aangegeven. Het voegband dient hier om te voorkomen dat grond en ander vuil kan doordringen tot de oplegging van de L-muur elementen op de diepwanden.

2. Met behulp van de onder D lid 6 beschreven traverse of mobiele kraan de onder C lid 1 vermelde L-muur elementen op hun plaats brengen. Bij de assemblage van de elementen rekening houden met de onder D lid 10 vermelde volgorde.
3. Met een licht heiblok het bovenste deel van de laddernisdamplanken (BU 25, staalkwaliteit met een minimum vloeigrens van 250 N/mm^2) heien, zoals op de bijlagen 7 en 8 is aangegeven. Zonodig de breedte van de planken aanpassen.

De naad tussen het bovenste en onderste deel van de damplanken aan beide zijden van de planken volledig dichtlassen. De damplanken aan de bovenzijde vlak afsnijden op het niveau van de bovenkant van de kolkwanden.

De damplanken worden door de opdrachtgever ter beschikking gesteld.
4. Vier ophanghaken lassen op elke laddernis-damwand, ten behoeve van de montage van de ladders.

Aan de bovenzijde van de laddernis-damplanken stalen omrandingen oplassen. De omrandingen bestaan uit stukken ongelijkbenig hoekstaal $100 \times 75 \times 9 \text{ mm}$.
5. De voegprofielen aanbrengen in de onder C lid 4 aangeduide voegsparingen. De voegprofielen zijn van het oppompbare type van Bachy (zie bijlage 8).

Nadat de voegprofielen zijn aangebracht, deze onder hoge druk injecteren met krimparme mortel. De hoge druk handhaven totdat de krimparme mortel volledig is verhard.
6. De ruimte tussen de L-muur elementen en de kessen injecteren met krimparme cementgebonden mortel. Het injecteren volhouden totdat de injectiemortel via de op bijlage 9 aangeduide ontluhtingskanalen naar buiten treedt.
7. De bovenzijde van de kolkwanden ter plaatse van de hijspunten en de voegprofielen vlak afwerken.

G. HET MAKEN VAN DE SLUISVLOER VAN ONDERWATERBETON

1. Na volledige verharding van de onder F lid 6 genoemde injectiemortel de grond tussen de zuidelijke kolkwand en de onder A lid 8 aangeduide aarden baan voor zover mogelijk tot NAP + 9,65 m aanvullen met specie uit het onder A lid 4 vermelde tijdelijke depot en het onder A lid 2 vermelde gronddepot.

2. Met behulp van een grijperkraan met een bakinhoud van 1250 l, vanaf de grondaanvulling achter de zuidelijke kolkwand, de kolk ontgraven tot een niveau van NAP - 0,75 m
Gedurende de ontgraving en tot het tijdstip waarop de onderwaterbeton vloer voldoende is verhard, moet de waterstand binnen de kolk op tenminste NAP + 6,00 m worden gehandhaafd. De ontgraving van de compartimenten zodanig uitvoeren, dat het niveauverschil ter weerszijden van de compartimeteringswanden niet groter wordt dan 2,00 m, met dien verstande dat bij het storten van een vloerdeel dit verschil tot 0 moet zijn teruggebracht.
De vrijgekomen specie, met uitzondering van het tussen NAP + 1,00 m en NAP ontgraven veen, voor zover mogelijk gebruiken voor de rest van de onder lid 1 aangeduide aanvulling achter de zuidelijke kolkwand. De overige vrijgekomen specie afvoeren naar het hiervoor genoemde gronddepot bij sluis 2.

3. De bij de ontgravingen vrijgekomen oppervlakken van de diepwanden en laddernissen vóór het storten van het onderwaterbeton zorgvuldig ontdoen van de verharde gestabiliseerde bentoniet. De verwijderde resten afvoeren naar het depot nabij sluis 2.
Eveneens vóór het storten van het onderwaterbeton de vrijgekomen paaloppervlakken en damwandvlakken van de compartimeteringswanden zorgvuldig ontdoen van alle grondresten. Hierna de bodem opschonen.

4. Vóór het storten van het onderwaterbeton in de kolk ankers aanbrengen op de onder E lid 1 aangeduide montagepunten op de paalkoppen. De ankers bevestigen met behulp van bouten.

5. Met behulp van een zogenaamde "Hopdobber" een vloer maken van onderwaterbeton, zoals aangegeven op bijlage 7. Tijdens het aanbrengen van het onderwaterbeton het waterpeil in de kolk handhaven op NAP + 6,40 m, zodat een neerwaarts gerichte wateroverdruk op de vloer is gewaarborgd.
6. Tijdens het storten van onderwaterbeton een duikploeg ter beschikking van de directie stellen.

H. HET AFWERKEN EN IN GEBRUIK NEMEN VAN DE SLUISCONSTRUCTIE

1. Ten behoeve van het in gebruik nemen van de sluis keerconstructies en geleidewanden ten zuiden van de kanaalas maken en grondwerk ten zuiden van de kanaalas verrichten zoals in bestek nr. SS 1173 van Rijkswaterstaat is aangegeven. Voor de benodigde ankerwanden van de geleidewanden de in lid 4 en lid 9 aangeduide vrijgekomen damplanken gebruiken.
Na voldoende verharding van de betonconstructies de ruimten tussen de blijvende kuipwanden van de hoofden aanvullen tot NAP + 9,65 m. De benodigde specie ontlenen aan uit te voeren ontgravingen.
2. In de laddernissen van de sluis kolk stalen ladders met een lengte van 6,70 m aanbrengen, zoals op bijlage 8 aangegeven. De bovenzijde van de laddernissen afwerken met een tralie-rooster.
3. Nadat de onder lid 1 beschreven werkzaamheden gereed zijn gekomen de bouwkuipen van de hoofden vullen met water tot hetzelfde niveau als het kanaalpeil. Ook de kolk moet tot dit niveau met water worden gevuld.
4. Direkt nadat de sluis is geïnundeerd de bouwkuipwanden ter plaatse van de voorhaven- en kolkaansluiting onder water afsnijden; de wand aan de benedenstroomse zijde op NAP + 2,00 m, de overige wanden juist boven vloerniveau. De wanden verticaal langs de aansluitende damwanden afsnijden. Nadat de bodembe-

scherming benedenstrooms (onderwaterbeton vloer) is aangebracht, de wand aan de benedenstroomse zijde verder verlagen tot bovenkant vloerniveau.

De drie compartimenteringswanden in de kolk eveneens onder water afsnijden, nadat de vloeren van onderwaterbeton in de kolk voldoende zijn verhard. De vrijkomende damwand in eenheden van dubbele planken schoonmaken, in delen snijden en verwerken in de ankerwanden van de geleidewanden (zie lid 1 en lid 7).

5. Indien bij de bouw van de kolk gebruik is gemaakt van fabrieksmatig vervaardigde elementen, welke per schip zijn aangevoerd en waarbij voor de hijswerkzaamheden gebruik is gemaakt van de onder A lid 6 genoemde traverse, moeten de volgende werkzaamheden worden uitgevoerd:

- a - de onder A lid 6.h genoemde kraanrail, ten westen van de sluis, verwijderen;
- b - het onder A lid 6.f genoemde HE 400B-profiel, ten westen van de sluis, verwijderen;
- c - de onder A lid 6.d genoemde steiger afbreken en de genoemde steunpalen, schoorpalen en beschermipalen trekken en schoonmaken. De onder A lid 6.e genoemde beschermipalen ten oosten van de sluis verwijderen. De beschermipalen verwerken als de in lid 9 genoemde beschermipalen.

Indien bij de bouw van de kolk gebruik is gemaakt van de onder A lid 6 genoemde mobiele kraan, moeten de volgende werkzaamheden worden uitgevoerd:

- d - de onder A lid 6.i genoemde beschermipalen trekken en schoonmaken. De beschermipalen verwerken als de in lid 9 genoemde beschermipalen.

6. Het scheepvaartverkeer omleiden door de nieuwe sluis.

7. Ten noorden van de kanaalas alle geleidewanden maken, zoals in bestek nr. SS 1173 van Rijkswaterstaat is aangegeven. Voor de ankerwanden van de geleidewanden de in lid 4 en lid 9 aangeduide vrijgekomen damplanken gebruiken.

8. Nadat het scheepvaartverkeer is omgeleid door de nieuwe sluis het sluissterrein ten noorden van de sluis, met inbegrip van het bestaande kanaal, aanvullen tot NAP + 7,50 m, zoals globaal is aangegeven op bijlage 10, fase 11. De benodigde specie gedeeltelijk ontlenen aan het gronddepot bij sluis 2 en voor het overige aan uit te voeren ontgravingen.

9. Het resterende deel van het onder A lid 6.h genoemde kraanrail-profiel, tesamen met het overige deel van het onder A lid 6.f genoemde profiel HE 400B verwijderen.
Het resterende deel van de onder A lid 6.e genoemde beschermingspalen trekken. De vrijgekomen beschermingspalen schoonmaken en tesamen met de in lid 5.c genoemde beschermingspalen heien voor de noordwestelijke geleidewand, zoals aangegeven in bovengenoemd bestek.
De onder A lid 5 genoemde kanaalscheidingswand trekken. De vrijkomende damwand in eenheden van dubbele planken schoonmaken en verwerken in de ankerwanden van de geleidewanden (zie lid 1 en lid 7).
Het resterende deel van de onder A lid 6.a en b genoemde ondersteunings- en schoorpalen trekken en schoonmaken.

10. De onder A lid 8 genoemde kraanrail verwijderen en de prefab betonnen rijplaten opnemen.

11. Het sluissterrein ten noorden en ten zuiden van de sluis aanvullen tot NAP + 9,65 m.
De overige grondaanvullingen, achter de geleidewanden westelijk en oostelijk van de sluis, uitvoeren overeenkomstig bestek SS 1173 van Rijkswaterstaat. De benodigde specie ontlenen aan uit te voeren ontgravingen.

12. Aan de achterzijde van de bovenste 0,5 m van de onder F lid 3 beschreven laddernis-damplanken ankers lassen, ten behoeve van de verankering van het in lid 13 beschreven vulbeton.

13. De bovenste 0,5 m van de ruimte tussen de onder C lid 2 beschreven L-muur elementen, achter de laddernis-damplanken, opvullen met beton, zodanig dat een doorlopende kolkwand ontstaat. De bovenzijde van het beton vlak afstrijken.

14. Aan beide zijden van de sluis de grond met een 2 m brede strook goed doorlatende zandgrond aanvullen tot NAP + 10,10 m. De rest van het sluisterrein met teelaarde aanvullen tot NAP + 10,15 m.

De hierboven beschreven zandlaag verdichten en hierop een tegelvloer aanbrengen.

I. EXTRA BENODIGDHEDEN TEN BEHOEVE VAN HET VERVAARDIGEN VAN DE PREFAB ELEMENTEN

1. Indien de onder B lid 1 en C lid 1 genoemde prefab elementen op het werk worden vervaardigd, dient dit te gebeuren in een loods met voldoende vrije vloeroppervlakte.

Bijlage 14 Raming van kosten

De raming van kosten zal geschieden aan de hand van het in bijlage 13 beschreven bestek. Er worden drie alternatieven uitgewerkt:

- a - de elementen worden fabrieksmatig gemaakt, per schip aangevoerd en met een traverse gelost en op hun plaats gebracht;
- b - de elementen worden in een veldfabriek gemaakt en met een traverse op hun plaats gebracht;
- c - de elementen worden in een veldfabriek gemaakt en met een mobiele kraan op hun plaats gebracht.

Met betrekking tot de raming van kosten kunnen een aantal opmerkingen worden gemaakt.

De in de raming gebruikte eenheidsprijzen zijn zo veel mogelijk afkomstig van de kostprijsafdeling van Sluizen en Stuwen. Daar, waar geen eenheidsprijzen voorhanden waren, zijn deze zo goed mogelijk door ondergetekende afgeleid. Dit betreft over het algemeen kleine posten. De genoemde prijzen zijn exclusief posten als "winst en risico", "marktinvloeden", etc. en exclusief B.T.W.

De raming van de fabrieksmatig vervaardigde elementen (alternatief a) is uitgevoerd door de kostprijsafdeling van Schokbeton b.v. Uitgangspunten bij deze raming zijn:

- alle in te storten stalen onderdelen worden gratis, franko, ter beschikking gesteld (gerekend is alleen de verwerking);
- wapening en hijsvoorzieningen zijn wel gerekend;
- gerekend is per onderdeel (L-muur of diepwand) op 1 stalen mal, welke op 150 stuks te fabriceren elementen wordt afgeschreven;
- transport per schip naar Schijndel;
- de prijzen zijn franko, op schip, voor de wal (ongelost) en exclusief B.T.W.

Volgens medewerkers van de kostprijsafdeling van Sluizen en Stuwen (KPA) is een kraanbaan met aarden baan zoals voorgesteld, niet mogelijk. Volgens hen moet de kraanbaan in zijn geheel worden

onderheid. Dit verhoogt de kosten aanzienlijk. Men heeft niet veel ervaring met zulke traversen. De kosten worden afgeleid van een eerder uitgevoerd project waarbij een traverse is gebruikt (Gouwe-aqueduct?) en geeft een totaalprijs voor de kraanbaan en de onderbouw. Bij de onderbouw is tevens de kanaalscheidingsdamwand en de eventuele steigerconstructie inbegrepen. Dit is natuurlijk wel een vrij grove indicatie.

Volgens de schrijver dezes zou het, de relatief goede ondergrond in aanmerking nemende, wel mogelijk moeten zijn de zuidelijke kraanbaan met een aarden baan uit te voeren.

Bij de twee alternatieven b en c, waarbij de elementen in een veldfabriek worden gemaakt, wordt voor de vervaardiging van de elementen uitgegaan van twee houten kisten per element. De vervaardiging van één element zal ongeveer een week duren. Om voor voldoende continuïteit in het produktieproces te zorgen, moeten twee diepwand- en twee L-muur elementen tegelijk worden gemaakt.

De hoeveelheden zijn berekend in deel B, alle berekende bedragen worden afgerond op f 10,--.

Besteks- postnr.	Omschrijving	hoeveel- heid	een- heid	eenheids- prijs	bedrag
---------------------	--------------	------------------	--------------	--------------------	--------

Alternatief a: Fabrieksmatig vervaardigde elementen, gebruik van een traverse:

A HET GEREED MAKEN VAN HET BOUWTERREIN

5/6	Heien kanaalscheidingswand en realiseren noordelijke kraanbaan (incl. steiger)	200,000	m ¹	2500,00	500000
6.d/6.e	Heien stalen beschermipalen voor de bouwkuipen en langs de scheidingswand Leveren stalen beschermipalen	22,000 121,000	st. ton	2000,00 1500,00	44000 181500
7	Aanvullen terrein t.p.v. de sluis van 4,50 ⁺ tot 5,70 ⁺ Aanbrengen en instanthouden open bemaling bij sluis	4750,000	m ³	2,00 post	9500 10000
8	Realiseren zuidelijke kraanbaan	200,000	m ¹	2500,00	500000
	Sub-totaal:				+1245000

B HET VERVAARDIGEN VAN DE DIEPWAND-ELEMENTEN

1	Uitbesteding aan betonfabriek (opgave Schokbeton b.v.)	42,000	st.	post	950000
3	Hoekbeschermingsprofielen leveren	1,523	ton	4000,00	6090
4	T-profielen leveren	2,635	ton	1100,00	2900
6	Pijpjes ø 33,7 mm leveren Rondstaal ø 38 mm leveren	0,136 0,170	ton ton	1100,00 1100,00	150 190
9	Opleghaken leveren en verwerken Montagemateriaal voor de opleghaken leveren en verwerken	1535,000 385,100	kg kg	5,00 15,00	7680 5780
10	Klauwprofielen voor BU 25 leveren Klauwprofielen voor BU 25 verwerken	1,440 160,000	ton m ¹	4000,00 50,00	5760 8000
	Sub-totaal:				+986550

Besteks- postnr.	Omschrijving	hoeveel- heid	een- heid	eenheids- prijs	bedrag
C HET VERVAARDIGEN VAN DE PREFAB L-MUUR ELEMENTEN					
1	Uitbesteding aan betonfabriek (opgave Schokbeton b.v.)	42,000	st.	post	1250000
2	Hoekbescherminingsprofielen leveren	1,259	ton	4000,00	5040
3	T-profielen leveren	1,133	ton	1100,00	1250
5	UNP-80 profiel leveren	1,759	ton	1100,00	1930
	Half rond 38 x 19 mm leveren	0,899	ton	1100,00	990
7	Gietijzeren haalkommen (200 en 40 kN) en bolders (200 kN) leveren	14,488	ton	4500,00	65200
	Dekzerkprofielen "Belval" leveren	7,498	ton	4000,00	29990
10	Bolders (40 kN) leveren	0,646	ton	4500,00	2910
	Klauwprofielen voor BU 25 leveren	0,619	ton	4000,00	2480
	Klauwprofielen verwerken	68,800	m ¹	50,00	3440
	Sub-totaal:				+1363230
D HET IN DE GROND BRENGEN VAN DE DIEPWAND-ELEMENTEN					
1	Tijdelijk verlagen van de grondwaterstand tot 4,50 ⁺			post	5000
2	Ontgraven sleuven voor geleidebalken	312,000	m ³	3,00	940
3/11	Gewapend betonnen geleidebalken vervaardigen en slopen (per twee)	210,000	m ¹	175,00	36750
4	Diepwandsleuven graven	2004,000	m ²	100,00	200400
5	Verbruik gestabiliseerde bentoniet	860,000	m ³	80,00	68800
	Coating aanbrengen op diepwandpanelen	1321,000	m ²	10,00	13210
6	Opbouw- en afbouwkosten traverse			post	30000
	Huur traverse	5,000	weken	4000,00	20000
	Oppakken, op de plaats brengen en stellen van de diepwand-elementen	336,000	m.u.	38,00	12770
7	Voegprofielen leveren en verwerken	306,000	m ¹	140,00	42840

Besteks- postnr.	Omschrijving	hoeveel- heid	een- heid	eenheids- prijs	bedrag
8	Damplanken BU 25 leveren	9,780	ton	1350,00	13200
	Klauwprofielen leveren	0,870	ton	4000,00	3480
	Klauwprofielen verwerken	60,000	m ¹	50,00	3000
	Damplanken BU 25 heien	100,000	m ¹	30,00	3000
	Maken pasplanken	20,000	m ¹	100,00	2000
	Na heien bovenzijde van de damwand- planken vlak afwerken	10,000	st.	50,00	500
10	Kraanrails A 65 leveren en verwerken	8858,000	kg	5,00	44290
	Chemische ankers UPAT UKA 3/M16 leveren en verwerken	840,000	st.	25,00	21000
	Hellingsluitplaten 18 (NEN 2272) leveren en verwerken	26,400	kg	15,00	400
11	Grondaanvulling langs diepwanden	115,000	m ³	3,00	350
	Sub-totaal:				+521930
E	HET MAKEN VAN DE PAALFUNDERINGEN EN HET HEIEN VAN DAMWANDEN VOOR DE SLUISKOLK				
1	Palen HE 300A leveren	89,006	ton	1350,00	120160
	Palen HE 300A heien	1466,000	m ¹	30,00	43980
	Paalkoppen voor het heien voorzien van montagepunten t.b.v. later te bevestigen ankers	84,000	st.	25,00	2100
2	Vibro-palen ø 508 mm heien en ver- vaardigen	760,600	m ¹	130,00	98880
3	Buispalen ø 457 mm leveren	135,812	ton	1500,00	203720
	Buispalen heien	1232,000	m ¹	30,00	36960
	Ankerstrippen leveren en verwerken	3730,000	kg	4,00	14920
4	Compartimenteringswanden leveren	62,343	ton	1350,00	84160
	Compartimenteringswanden heien	62,343	ton	150,00	9350
5	Tijdelijk verlagen van de grond- waterstand tot 4,50 ⁺			post	5000
6	Grondwerk t.b.v. kessen verrichten	441,000	m ³	3,00	1320
7	Bekisting voor de kessen leveren en verwerken	72,000	m ²	150,00	10800
	Beton voor de werkvloeren (dik 100 mm) leveren en verwerken	29,400	m ³	260,00	7640

Besteks- postnr.	Omschrijving	hoeveel- heid	een- heid	eenheids- prijs	bedrag
8	Koppen van de Vibro-palen snellen	88,000	st.	50,00	4400
9	Beton voor kesp en lever en ver- werken	258,000	m ³	140,00	36120
	Wapeningsstaal voor kesp en lever en ver- werken	20,640	ton	1500,00	30960
10	Grondaanvulling langs kesp	139,000	m ³	3,00	420
	Sub-totaal:				+710890
F	DE ASSEMBLAGE VAN DE L-MUUR ELEMENTEN				
1	Multiplex plankjes lever en ver- werken	16,800	m ²	100,00	1680
	Novalastik voegband lever en ver- werken	859,000	m ¹	5,00	4300
2	Huur traverse	8,000	weken	4000,00	32000
	Oppakken en plaats en van de L-muur elementen	336,000	m.u.	38,00	12770
3	Bovenste deel van de laddernisdam- planken lever en	4,303	ton	1350,00	5810
	Laddernisdamplanken heien	44,000	m ¹	30,00	1320
	Pasplanken maken	8,800	m ¹	100,00	880
	Naad tussen de twee delen van de damplanken dichtlassen	10,000	st.	75,00	750
	Bovenzijde van de damplanken vlak afwerken	10,000	st.	50,00	500
4	Ophanghaken t.b.v. ladders maken	243,500	kg	5,00	1220
	Omrandingen t.b.v. laddernissen maken	118,000	kg	5,00	590
5	Voegprofielen lever en verwerken	44,000	m ¹	140,00	6160
6	Ruimte tussen de L-muur elementen en de kesp (tandoplegging) injecteren	13,241	m ³	10000,00	132410
7	Bovenzijde kolkwanden van de L-muur elementen vlak afwerken	42,000	st.	50,00	2100
	Sub-totaal:				+202490

Besteks- postnr.	Omschrijving	hoeveel- heid	een- heid	eenheids- prijs	bedrag
G HET MAKEN VAN DE SLUISVLOER VAN ONDERWATERBETON					
2	De sluiscolk ontgraven tot 0,75 ⁻ Waterstandsbeheersing tijdens de ontgraving	8330,000	m ³	5,00	41650
				post	5000
3	kolkwanden ontdoen van verharde gestabiliseerde bentoniet	1365,000	m ²	50,00	68250
	Sluisbodem opschonen	1323,000	m ²	20,00	26460
4	Ankers aanbrengen op de paalkoppen	84,000	st.	100,00	8400
5	Storten van het onderwaterbeton in 4 compartimenten	1654,000	m ³	145,00	239830
	Sub-totaal:				+389590
H HET AFWERKEN EN IN GEBRUIK NEMEN VAN DE SLUISCONSTRUCTIE					
2	Ladders voor de sluiscolk maken			post	10000
	Tralieroosters ter afwerking van de bovenzijde van de laddernissen maken			post	1000
4	Compartimenteringswanden in de kolk onder water afsnijden	40,500	m ¹	115,00	4660
	Aanpassing vrijkomende damwand	213,000	m ²	15,00	3200
5.c/9	Trekken stalen bescherm-palen bij de bouwkuipen en langs de scheidingswand	22,000	st.	2000,00	44000
8	Sluisterrein ten noorden van de sluis aanvullen tot 7,50 ⁺ m (ter hoogte van de kolk)	8000,000	m ³	3,50	28000
11	Aanvullen terrein noord tot 9,65 ⁺ m (ter hoogte van de kolk)	6000,000	m ³	3,50	21000
	Aanvullen terrein zuid tot 9,65 ⁺ m (ter hoogte van de kolk)	4500,000	m ³	3,50	15750
12	Ankers t.b.v. vulbeton leveren en verwerken	50,000	kg	4,00	200
13	Vulbeton leveren en verwerken	0,500	m ³	172,00	90
	Sub-totaal:				+127900

Besteks- postnr.	Omschrijving	hoeveel- heid	een- heid	eenheids- prijs	bedrag
---------------------	--------------	------------------	--------------	--------------------	--------

Totaal voor alternatief a: -5547580

Alternatief b: In een veldfabriek vervaardigde elementen, gebruik van traverse:

A HET GEREED MAKEN VAN HET BOUWTERREIN

5/6	Heien kanaalscheidingswand en realiseren noordelijke kraanbaan	145,000	m ¹	2500,00	362500
6.e	Heien stalen beschermipalen voor de bouwkuipen en langs de scheidingswand Leveren stalen beschermipalen	16,000	st.	2000,00	32000
		88,000	ton	1500,00	132000
7	Aanvullen terrein t.p.v. de sluis van 4,50 ⁺ tot 5,70 ⁺ Aanbrengen en instanthouden open bemaling bij sluis	4750,000	m ³	2,00	9500
				post	10000
8	Realiseren zuidelijke kraanbaan	145,000	m ¹	2500,00	362500
	Sub-totaal:				+908500

B HET VERVAARDIGEN VAN DE DIEPWAND-ELEMENTEN

1	2 stuks bekistingen (eenmalig) Schoonmaken en gebruik van de bekisting	128,000	m ²	150,00	19200
		2688,000	m ²	10,00	26880
3	Hoekbeschermingsprofielen leveren	1,523	ton	4000,00	6090
	Hoekbeschermingsprofielen verwerken	1523,000	kg	0,90	1370
	Ankerstrippen leveren en verwerken	633,000	kg	4,00	2530

Besteks- postnr.	Omschrijving	hoeveel- heid	een- heid	eenheids- prijs	bedrag
4	T-profielen leveren	2,635	ton	1100,00	2900
	T-profielen verwerken	2635,000	kg	0,90	2370
	Ankerstrippen leveren en verwerken	1068,000	kg	4,00	4270
5	Voegsparingsmallen leveren en verwerken	612,000	m ¹	15,00	9180
6	Pijpjes ø 33,7 mm leveren	0,136	ton	1100,00	150
	Pijpjes ø 33,7 mm verwerken	135,600	kg	0,90	120
	Rondstaal ø 38 mm leveren	0,170	ton	1100,00	190
	Rondstaal ø 38 mm verwerken	169,500	kg	0,90	150
7	Hijspunten leveren en verwerken	1260,000	kg	4,00	5040
8	Beton B 30 leveren en verwerken	1003,000	m ³	145,00	145440
	Wapeningsstaal leveren	105,000	ton	900,00	94500
	ø 12 mm verwerken	11046,000	kg	1,00	11050
	ø 16 mm verwerken	92526,000	kg	0,70	64770
	ø 20 mm verwerken	294,000	kg	0,56	160
	ø 25 mm verwerken	1134,000	kg	0,47	530
9	Opleghaken leveren en verwerken	1535,000	kg	5,00	7680
	Montagemateriaal voor de opleghaken leveren en verwerken	385,100	kg	15,00	5780
10	Klawprofielen voor BU 25 leveren	1,440	ton	4000,00	5760
	Klawprofielen voor BU 25 verwerken	160,000	m ¹	50,00	8000
	Sub-totaal:				+424110

C HET VERVAARDIGEN VAN DE PREFAB L-MUUR ELEMENTEN

1	2 stuks bekistingen (eenmalig)	176,000	m ²	150,00	26400
	Schoonmaken en gebruik van de bekisting	3696,000	m ²	10,00	36960
2	Hoekbescheringsprofielen leveren	1,259	ton	4000,00	5040
	Hoekbescheringsprofielen verwerken	1259,000	kg	0,90	1130
	Ankerstrippen leveren en verwerken	528,000	kg	4,00	2110
3	T-profielen leveren	1,133	ton	1100,00	1250
	T-profielen verwerken	1133,000	kg	0,90	1020
	Ankerstrippen leveren en verwerken	455,000	kg	4,00	1820
4	Voegsparingsmallen leveren en verwerken	292,400	m ¹	15,00	4390

Besteks- postnr.	Omschrijving	hoeveel- heid	een- heid	eenheids- prijs	bedrag
5	UNP-80 profiel leveren	1,759	ton	1100,00	1930
	UNP-80 profielen verwerken	1759,000	kg	0,90	1580
	Ankerstrippen leveren en verwerken	1883,000	kg	4,00	7530
	Halfgrond 38 x 19 mm leveren	0,899	ton	1100,00	990
	Halfgrond profielen verwerken	899,000	kg	0,90	810
6	Injectie- en ontluuchtungskanalen leveren en verwerken	756,000	st.	25,00	18900
7	Gietijzeren haalkommen (200 en 40 kN) en bolders (200 kN) leveren	14,488	ton	4500,00	65200
	Gietijzeren haalkommen (200 en 40 kN) en bolders (200 kN) verwerken	14488,000	ton	0,90	13040
	Ankers leveren en verwerken	1410,000	kg	4,00	5640
	Dekzerkprofielen "Belval" leveren	7,498	ton	4000,00	29990
	Dekzerkprofielen verwerken	7498,000	kg	0,90	6750
	Ankerstrippen leveren en verwerken	1569,000	kg	4,00	6280
8	Hijspunten leveren en verwerken	1890,000	kg	4,00	7560
9	Beton leveren en verwerken	1050,000	m ³	145,00	152250
	Wapeningsstaal leveren	182,868	ton	900,00	164580
	ø 12 mm verwerken	9366,000	kg	1,00	9370
	ø 16 mm verwerken	104160,000	kg	0,70	72910
	ø 20 mm verwerken	40866,000	kg	0,56	22880
	ø 25 mm verwerken	28476,000	kg	0,47	13380
10	Bolders (40 kN) leveren	0,646	ton	4500,00	2910
	Bolders (40 kN) verwerken	646,000	kg	0,90	580
	In te lijmen ankers M 12 leveren en verwerken	112,000	st.	25,00	2800
	Bolders (40 kN) ondersabelen	28,000	st.	50,00	1400
	Klauwprofielen voor BU 25 leveren	0,619	ton	4000,00	2480
	Klauwprofielen verwerken	68,800	m ¹	50,00	3440
	Dekzerkprofielen injecteren	203,300	m ¹	25,00	5080
	Sub-totaal:				+700380

D HET IN DE GROND BRENGEN VAN DE DIEPWAND-ELEMENTEN

Als bij alternatief a

Sub-totaal: +521930

Besteks- postnr.	Omschrijving	hoeveel- heid	een- heid	eenheids- prijs	bedrag
E	HET MAKEN VAN DE PAALFUNDERINGEN EN HET HEIEN VAN DAMWANDEN VOOR DE SLUISKOLK				
	Als bij alternatief a				
	Sub-totaal:				+710890
F	DE ASSEMBLAGE VAN DE L-MUUR ELEMENTEN				
	Als bij alternatief a				
	Sub-totaal:				+202490
G	HET MAKEN VAN DE SLUISVLOER VAN ONDERWATERBETON				
	Als bij alternatief a				
	Sub-totaal:				+389590
H	HET AFWERKEN EN IN GEBRUIK NEMEN VAN DE SLUISCONSTRUCTIE				
2	Ladders voor de sluiscolk maken			post	10000
	Tralieroosters ter afwerking van de bovenzijde van de laddernissen maken			post	1000
4	Compartimenteringswanden in de colk onder water afsnijden	40,500	m ¹	115,00	4660
	Aanpassing vrijkomende damwand	213,000	m ²	15,00	3200
5.c	Trekken stalen beschermipalen bij de bouwkuipen en langs de scheidingswand	16,000	st.	2000,00	32000
8	Sluisterrein ten noorden van de sluis aanvullen tot 7,50 ⁺ m (ter hoogte van de colk	8000,000	m ³	3,50	28000

Besteks- postnr.	Omschrijving	hoeveel- heid	een- heid	eenheids- prijs	bedrag
11	Aanvullen terrein noord tot 9,65 ⁺ m (ter hoogte van de kolk)	6000,000	m ³	3,50	21000
	Aanvullen terrein zuid tot 9,65 ⁺ m (ter hoogte van de kolk)	4500,000	m ³	3,50	15750
12	Ankers t.b.v. vulbeton leveren en verwerken	50,000	kg	4,00	200
13	Vulbeton leveren en verwerken	0,500	m ³	172,00	90
	Sub-totaal:				+115900
I.	EXTRA BENODIGDHEDEN TEN BEHOEVE VAN HET VERVAARDIGEN VAN DE PREFAB ELEMENTEN				
1	Loods 20 x 40 m ²			post	40000
	Sub-totaal:				+40000
	Totaal voor alternatief b:				=4013790

Alternatief c: In een veldfabriek vervaardigde elementen, gebruik van een mobiele kraan:

A HET GEREED MAKEN VAN HET BOUWTERREIN					
5	Heien kanaalscheidingswand	116,917	ton	150,00	17540
6.i	Heien stalen beschermipalen voor de bouwkuipen	8,000	st.	2000,00	16000
	Leveren stalen beschermipalen	44,000	ton	1500,00	66000

Besteks- postnr.	Omschrijving	hoeveel- heid	een- heid	eenheids- prijs	bedrag
7	Aanvullen terrein t.p.v. de sluis van 4,50 ⁺ tot 5,70 ⁺	4750,000	m ³	2,00	9500
	Aanbrengen en instanthouden open bemaling bij sluis			post	10000
10	Leveren kanaalscheidingswand (inclusief retourwaarde van 30%)	116,917	ton	945,00	110490
	Sub-totaal:				+229530
B HET VERVAARDIGEN VAN DE PREFAB DIEPWAND-ELEMENTEN					
	Als bij alternatief b				
	Sub-totaal:				+424110
C HET VERVAARDIGEN VAN DE PREFAB L-MUUR ELEMENTEN					
	Als bij alternatief b				
	Sub-totaal:				+700380
D HET IN DE GROND BRENGEN VAN DE DIEPWAND-ELEMENTEN					
1	Tijdelijk verlagen van de grondwater- stand tot 4,50 ⁺			post	5000
2	Ontgraven sleuven voor geleidebalken	312,000	m ³	3,00	940
3/11	Gewapend betonnen geleidebalken ver- vaardigen en slopen (per twee)	210,000	m ¹	175,00	36750
4	Diepwandsleuven graven	2004,000	m ²	100,00	200400
5	Verbruik gestabiliseerde bentoniet	860,000	m ³	80,00	68800
	Coating aanbrengen op diepwandpanelen	1321,000	m ²	10,00	13210

Besteks- postnr.	Omschrijving	hoeveel- heid	een- heid	eenheids- prijs	bedrag
6	Voorrij- en opbouwkosten voor mobiele opbouwkraan met 250 ton hefvermogen			post	15000
	Huur mobiele kraan	21,000	dagen	4000,00	84000
	Oppakken, op de plaats brengen en stellen van de diepwand-elementen	252,000	m.u.	38,00	9580
7	Voegprofielen leveren en verwerken	306,000	m ¹	140,00	42840
8	Damplanken BU 25 leveren	9,780	ton	1350,00	13200
	Klauwprofielen leveren	0,870	ton	4000,00	3480
	Klauwprofielen verwerken	60,000	m ¹	50,00	3000
	Damplanken BU 25 heien	100,000	m ¹	30,00	3000
	Maken pasplanken	20,000	m ¹	100,00	2000
	Na heien bovenzijde van de damwand- planken vlak afwerken	10,000	st.	50,00	500
10	Kraanrails A 65 leveren en verwerken	8858,000	kg	5,00	44290
	Chemische ankers UPAT UKA 3/M16 leveren en verwerken	840,000	st.	25,00	21000
	Hellingsluitplaten 18 (NEN 2272) leveren en verwerken	26,400	kg	15,00	400
11	Grondaanvulling langs diepwanden	115,000	m ³	3,00	350
	Sub-totaal:				+567740
E	HET MAKEN VAN DE PAALFUNDERINGEN EN HET HEIEN VAN DAMWANDEN VOOR DE SLUISKOLK				
	Als bij alternatief a				
	Sub-totaal:				+710890
F	DE ASSEMBLAGE VAN DE L-MUUR ELEMENTEN				
1	Multiplex plankjes leveren en verwerken	16,800	m ²	100,00	1680
	Novalastik voegband leveren en verwerken	859,000	m ¹	5,00	4300

Besteks- postnr.	Omschrijving	hoeveel- heid	een- heid	eenheids- prijs	bedrag
2	Voorrij- en opbouwkosten voor mobiele opbouwkraan met 250 ton hefvermogen			post	15000
	Huur mobiele opbouwkraan 250 ton	11,000	dagen	4000,00	44000
	Oppakken en plaatsen van de L-muur elementen	252,000	m.u.	38,00	9580
3	Bovenste deel van de laddernisdam- planken leveren	4,303	ton	1350,00	5810
	Laddernisdamplanken heien	44,000	m ¹	30,00	1320
	Pasplanken maken	8,800	m ¹	100,00	880
	Naad tussen de twee delen van de damplanken dichtlassen	10,000	st.	75,00	750
	Bovenzijde van de damplanken vlak afwerken	10,000	st.	50,00	500
4	Ophanghaken t.b.v. ladders maken	243,500	kg	5,00	1220
	Omrandingen t.b.v. laddernissen maken	118,000	kg	5,00	590
5	Voegprofielen leveren en verwerken	44,000	m ¹	140,00	6160
6	Ruimte tussen de L-muur elementen en de kesp (tandoplegging) injecteren	13,241	m ³	10000,00	132410
7	Bovenzijde kolkwanden van de L-muur elementen vlak afwerken	42,000	st.	50,00	2100
	Sub-totaal:				+226300
G	HET MAKEN VAN DE SLUISVLOER VAN ONDERWATERBETON				
	Als bij alternatief a				
	Sub-totaal:				+389590
H	HET AFWERKEN EN IN GEBRUIK NEMEN VAN DE SLUISCONSTRUCTIE				
2	Ladders voor de sluiskolk maken			post	10000
	Tralieroosters ter afwerking van de bovenzijde van de laddernissen maken			post	1000

Besteks- postnr.	Omschrijving	hoeveel- heid	een- heid	eenheids- prijs	bedrag
4	Compartimenteringswanden in de kolk onder water afsnijden	40,500	m ¹	115,00	4660
	Aanpassing vrijkomende damwand	213,000	m ²	15,00	3200
5.d	Stalen beschermipalen bij de bouw- kuipen trekken	8,000	st.	2000,00	16000
8	Sluisterrein ten noorden van de sluis aanvullen tot 7,50 ⁺ m (ter hoogte van de kolk)	8000,000	m ³	3,50	28000
9	Kanaalscheidingswand trekken	116,917	ton	150,00	17540
11	Aanvullen terrein noord tot 9,65 ⁺ m (ter hoogte van de kolk)	6000,000	m ³	3,50	21000
	Aanvullen terrein zuid tot 9,65 ⁺ m (ter hoogte van de kolk)	4500,000	m ³	3,50	15750
12	Ankers t.b.v. vulbeton leveren en verwerken	50,000	kg	4,00	200
13	Vulbeton leveren en verwerken	0,500	m ³	172,00	90
	Sub-totaal:				+117440
I.	EXTRA BENODIGDHEDEN TEN BEHOEVE VAN HET VERVAARDIGEN VAN DE PREFAB ELEMENTEN				
1	Loods 20 x 40 m ²			post	40000
	Sub-totaal:				+40000
	Totaal voor alternatief c:				=3405980

Literatuur

Waterbouwkunde

- [1] Analyse verbetering Brabantse en Midden-Limburgse kanalen - Rijkswaterstaat, november 1978
- [2] Schutkolk van gewapende grond - eindexamen rapport van C.A.J.M. Brok en R.S. Matti, H.T.S. 's-Hertogenbosch, mei 1985
- [3] Waterbeheersing landelijke gebieden - prof. ir. W.A. Segeren en ir. J. Luijendijk, collegedictaat f16, T.H. Delft, april 1979
- [4] Waterbouwkundige constructies - prof. ir. A. Glerum, collegedictaat f9, T.H. Delft, 1981

Grondmechanica en funderingen

- [5] Grondmechanica - prof. dr. ir. A. Verruijt, collegedictaat b22, T.H. Delft, juli 1982
- [6] Funderingstechnieken - prof. ir. A.F. van Weele en ir. H.J.W. Riethoff, collegedictaat g80, T.H. Delft, augustus 1981
- [7] Moderne funderingstechnieken - prof. ir. A.F. van Weele, Uitgeverij Waltman, Delft, maart 1983
- [8] Sonderen - dr. ir. H.K.S.Ph. Begemann, ir. W.J. Heijnen, ir. K. Joustra, ir. W.G.B. te Kamp, ing. P.V.F.S. Krajiček en prof. ir. A.F. van Weele, uit: Civiele & bouwkundige techniek nr. 3, MISSET/KIVI, mei 1982
- [9] Verslag NIRIA-studiemiddag moderne funderingstechnieken - uit: Polytechnisch tijdschrift nr. 6, NIRIA, juni 1979

- [10] The Dutch static penetration test with the adhesion jacket cone - dr. ir. H.K.S.Ph. Begemann, uit: L.G.M. mededelingen deel XII nr. 4 en deel XIII nr. 1, Laboratorium voor Grondmechanica Delft, april/juli 1969
- [11] Compendium Geo-Tubomechanica - ing. B.J.J. Soudijn en ir. R.A.J. de Kock, 1972
- [12] Funderingen op palen - Stichting Bouwresearch, Samsom Uitgeverij, Alphen a.d. Rijn/Brussel, 1977

Constructies

- [13] Toegepaste mechanica II - prof. dr. ir. A. Verruijt, collegedictaat b11, Delftse Uitgevers Maatschappij, 1980
- [14] Het gedrag van betonconstructies - prof. ir. A.S.G. Bruggeling, collegedictaat g20, T.H. Delft, 1975
- [15] Theorie en praktijk van het gewapend beton - prof. ir. A.S.G. Bruggeling, collegedictaat g20A, T.H. Delft, juni 1985/augustus 1986
- [16] Prefabricage in beton - prof. ir. A.S.G. Bruggeling, Uitgeversmaatschappij Agon Elsevier, 1977
- [17] Staalconstructies - prof. ir. A.A. van Douwen, collegedictaat g11, T.H. Delft, november 1980
- [18] NEN 3850 - Technische grondslagen voor de berekening van bouwconstructies - TGB 1972 - Algemeen, Nederlands Normalisatie Instituut, maart 1974
- [19] NEN 3851 - Technische grondslagen voor de berekening van bouwconstructies - TGB 1972 - Staal, Nederlands Normalisatie Instituut, mei 1977

[20] NEN 3880 - Voorschriften Beton - VB 1974/1984, Nederlands Normalisatie Instituut, juni 1984

[21] Storten van onderwaterbeton met de Hop-dobber - ing. J.H. Köhne, uit: Cement nr. 12, Vereniging Nederlandse Cementindustrie, 's-Hertogenbosch, december 1983

