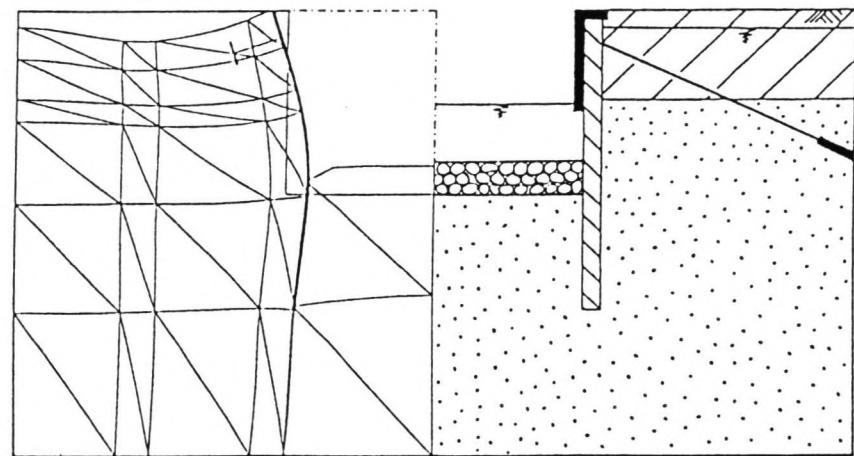


DUWVAARTSLUIS STUWCOMPLEX LITH

augustus 1991

J.A.G. van Wanrooy



DEEL I
hoofdrapport augustus 1991

Technische Universiteit Delft
Faculteit der Civiele Techniek
Vakgroep Waterbouwkunde, k. 2.91
Stevinweg 1
2628 CN DELFT

TU Delft

Technische Universiteit Delft

Faculteit der Civiele Techniek
Vakgroep Waterbouwkunde
Sectie Waterbouwkunde





VAKGROEP
WATERBOUWKUNDE
Afd. Civiele Techniek
JH Delft

DUWVAARTSLUIS STUWCOMPLEX LITH

DEEL I
hoofdrapport augustus 1991

J.A.G. van Wanrooy

VOORWOORD

Voor u ligt de eindrapportage van het afstudeerproject dat als titel heeft meegekregen "Duwvaartsluis Stuwcomplex Lith". Het project werd begonnen begin februari 1991 en werd afgerond eind augustus 1991 en behandelt de problematiek van een te realiseren duwvaartsluis als onderdeel van het stuwwallplex nabij Lith.

Bij deze wil ondergetekende de geachte leden van de afstudeercommissie, Prof.ir. A Glerum, ir K.G. Bezuijen, ir. B. Polen en ing. M. van der Schaft, bedanken voor hun bijdrage tijdens deze studie door het leveren van opbouwende kritiek, het aandragen van suggesties en het delen van een deel van hun lange ervaring op civiel technisch gebied. Mijn speciale dank gaat uit naar ir. Bezuijen voor zijn directe begeleiding, ir. R. Brinkgreve van de sectie Geotechniek, werkgroep PLAXIS voor zijn meer dan intensieve begeleiding inzake het gebruik van het computerprogramma PLAXIS, de heren Wisse en Rijnse van de Bouwdienst, afdeling Kostprijszaken van Rijkswaterstaat voor hun bijdrage m.b.t. het op de valreep toch nog klaarkrijgen van de ontwerp kostenraming en ing. J. Moonen van de Rijkswaterstaat, Directie Limburg, afdeling A.N.P. voor zijn bijdrage in het aandragen van informatie voor deze studie en zijn belangstelling.

J.A.G. van Wanrooy

Delft, september 1991

DEEL I HOOFDRAPPORT

INHOUDSOPGAVE

Samenvatting	7
Hoofdstuk 1 <u>algemene probleemomschrijving</u>	8
1.1 probleemanalyse	8
1.2 probleemstelling	9
1.3 doelstelling	9
1.4 randvoorwaarden	9
1.5 uitgangspunten	9
Hoofdstuk 2 <u>locatie nieuwe sluis</u>	12
2.1 basisalternatieven locatie	12
2.2 nautische aspecten	12
2.3 grondmechanische aspecten	14
2.4 geo-hydrologische aspecten	15
2.5 ruimtelijke aspecten	16
2.6 eerste selectie locatie	16
2.7 keuze voorkeurlocatie	17
Hoofdstuk 3 <u>algemene aspecten sluisconstructie</u>	22
3.1 afsluitmiddel en vul- en ledigsysteem	22
3.2 sluishaofd	23
3.3 sluiskolk	24
3.4 constructiealternatieven sluis	24
3.5 constructiematerialen	25
Hoofdstuk 4 <u>algemene aspecten uitvoering en constructie</u>	26
4.1 natuurlijke randvoorwaarden	26
4.1.1 grondgegevens	26
4.1.2 waterstanden en grondwater	26
4.2 belasting op constructies	28
4.2.1 korreldruk	28
4.2.2 waterdruk	28
4.2.3 overige belastingen	28
4.3 stabiliteit bestaande kunstwerken	29
4.3.1 algemeen	29
4.3.2 verticale stabiliteit	30
4.3.3 horizontale stabiliteit	31
4.4 bouwen in open water	33
4.4.1 oplossingprincipes	33
4.4.2 uitvoering en dimensionering	34

Hoofdstuk 5	<u>sluiskolk als monolietconstructie</u>	36
5.1	algemene aspecten van de bouwkuip	36
5.1.1	inleiding	36
5.1.2	talud versus verticale wand	36
5.1.3	horizontale bouwkuipafsluiting	37
5.1.4	verankering en stempeling	40
5.1.5	dimensionering damwandkuip en verankering	41
5.2	combinatie I	44
5.2.1	dimensionering sluiskolk en sluishoofd	44
5.2.2	stabiliteit sluishoofd	45
5.3	combinatie II	46
5.3.1	dimensionering scheidingsschot caisson	46
5.3.2	dimensionering caisson sluishoofd	48
5.3.3	werkvolgorde kolk/hoofd	49
Hoofdstuk 6	<u>sluiskolk als hooggelegen L-muur</u>	52
6.1	algemene aspecten hooggelegen L-muur	52
6.1.1	inleiding	52
6.1.2	plaatsing van elementen	52
6.2	combinatie III	54
6.2.1	stabiliteit L-muur	54
6.2.2	dimensionering L-muur	56
6.2.3	uitvoeringsmethode kolk	57
6.2.4	werkvolgorde kolk/hoofd	58
6.3	combinatie IV	59
6.3.1	inleiding	59
6.3.2	werkvolgorde kolk/hoofd	59
Hoofdstuk 7	<u>diepwandmethode</u>	61
7.1	algemene aspecten diepwandmethode	61
7.1.1	palenwand	61
7.1.2	prefab-diepwand	62
7.1.3	standaard diepwand	62
7.2	combinatie V	63
7.2.1	inleiding	63
7.2.2	dimensionering diepwand	63
7.2.3	uitvoeringsmethode sluiskolk	64
7.2.4	werkvolgorde kolk/hoofd	65
7.3	combinatie VI	66
7.3.1	inleiding	66
7.3.2	werkvolgorde kolk/hoofd	66
Hoofdstuk 8	<u>pneumatisch caissonmethode</u>	68
8.1	algemene aspecten caissonmethode	68
8.2	uitvoering afzinkprocedure caisson	69
8.3	combinatie VII	70
8.3.1	inleiding	70
8.3.2	dimensionering caisson sluiskolk	70
8.3.3	werkvolgorde kolk/hoofd	72
8.4	combinatie VIII	72

Hoofdstuk 9	<u>sluiskolk als damwand</u>	73
9.1	algemene aspecten damwandkolk	73
9.2	combinatie IX	73
9.2.1	inleiding	73
9.2.2	werkvolgorde en uitvoering	73
9.3	combinatie X	74
Hoofdstuk 10	<u>keuze constructie</u>	75
10.1	evaluatie en shifting	75
10.2	keuzecriteria constructie	76
10.3	toelichting keuzecriteria	76
10.4	score-tabel	78
Hoofdstuk 11	<u>constructieve uitwerking</u>	80
11.1	inleiding	80
11.2	granulaire vloer	80
11.2.1	kwelverlies	80
11.2.2	stabiliteit	83
11.2.3	vervorming en momenten	86
11.2.4	aansluiting met hoofden	87
11.2.5	constructieve afwerking	90
11.3	betonnen vloer	91
11.3.1	vervorming en momenten	91
11.3.2	aansluiting met hoofden	91
11.3.3	constructieve afwerking	93
11.3.4	palenplan onderwaterbeton	94
11.4	keuze vloertype	95
11.5	verankering en stempeling	96
11.6	verankeringstypen	98
Hoofdstuk 12	<u>numerieke uitwerking en dimensionering</u>	100
12.1	het programma PLAXIS	100
12.1.1	inleiding	100
12.1.2	modellering	100
12.1.3	deformatieberekening	102
12.1.4	grondwaterstromingsberekening	103
12.2	opzet rekenmodel	103
12.3	materiaalparameters	104
12.4	berekeningsopzet	105
12.5	belasting op de wand	106
12.6	afschatting geometrie en parameters	109
12.6.1	inleiding	109
12.6.2	diepwand	109
12.6.3	groutanker	110
12.7	controleparameters	114
12.8	optimalisering en dimensionering	117
12.8.1	inleiding	117
12.8.2	ankergeometrie	117
12.8.3	diepwand	120
12.9	controle	123
12.9.1	controle veiligheid	123
12.9.2	controle voorkeurlocatie	124

12.10 evaluatie	124
12.11 detail prefab element	125
Hoofdstuk 13 <u>afsluiting</u>	128
13.1 kosten	128
13.2 conclusies	129
13.3 praktijkadvies	130
13.4 errata	130
Literatuur	

DEEL II BIJLAGEN
DEEL III KAARTMATERIAAL

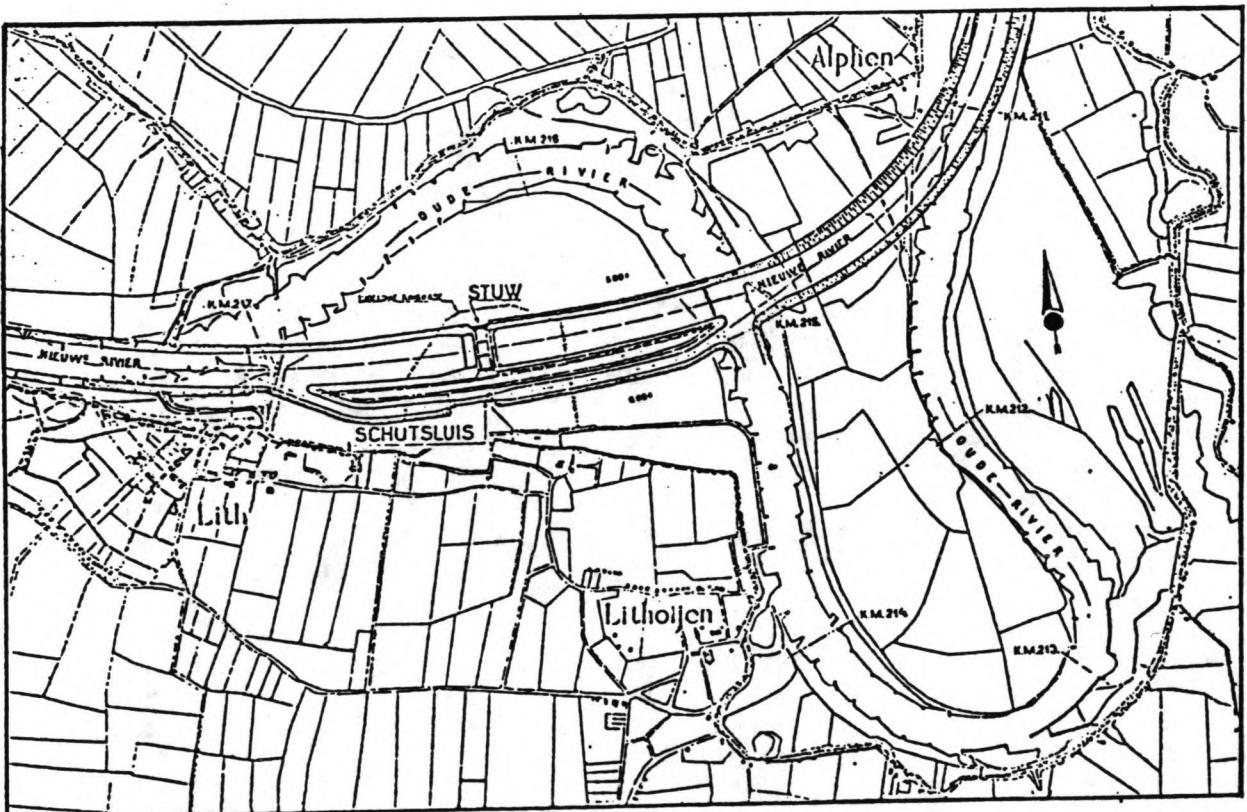
SAMENVATTING

In de rivier de Maas ligt, ongeveer 15 Km ten noord-oosten van 's-Hertogenbosch, het stuwcomplex Lith. Het complex dateert uit 1934 en bestaat uit een schuifstuw met ten zuiden daarvan een schutsluis. De capaciteit van deze oude sluis is te klein voor het huidige aanbod van schepen en met de komst van de duwvaart op de Maas voldoet de sluis niet aan de eisen m.b.t. de kolkafmetingen. Een extra sluis leek de beste oplossing. Deze moest geschikt zijn voor het schutten van één duwvaartcombinatie bestaande uit twee achter elkaar geplaatste duwbakken. Voor de locatie van de duwvaartsluis waren in eerste instantie drie alternatieven beschikbaar: ten noorden van het complex, ten zuiden van het complex of op het eiland tussen de stuw en de oude sluis. Het eerste alternatief werd verworpen daar er op die locatie een waterkrachtcentrale gebouwd is. De tweede locatie werd vanuit nautisch oogpunt te ongunstig bevonden zodat de locatie op het eiland overbleef.

Voor een locatieselectie op het eiland werden voor de nieuwe sluis drie hoofdlocaties op het eiland gegenereerd, respectievelijk ten westen, ongeveer naast en ten oosten van de oude sluis. De locatie ten westen van de oude sluis kon reeds vrij snel worden verworpen. Uit de resterende opties voor een locatie werd een "voorkeurlocatie" gekozen, een compromis tussen de twee overgebleven hoofdlocaties, op basis van diverse planologische, nautische, constructieve en financiële aspecten. Een definitieve keuze voor een locatie hing naast voornoemde aspecten ook af van constructieve en uitvoeringstechnische aspecten m.b.t. de sluis zelf.

Uit diverse constructiemethoden voor zowel sluishoofd als sluiskolk werden tien verschillende sluisconstructies gegenereerd waarvan de meest kansrijke globaal werden gedimensioneerd, gecontroleerd op uitvoerbaarheid en stabiliteit en op kostprijs bekeken. Van de uiteindelijk geselecteerde sluisconstructie, het hoofd uitgevoerd als pneumatisch caisson en de kolk als diepwand, werd de diepwandkolk verder geanalyseerd. Na de verdere optimalisatie van de kolkconstructie met het eindige elementenpakket PLAXIS en dimensionering werd de voorkeurlocatie nogmaals getoetst aan de randvoorwaarden en uitgangspunten. Als afsluiter werd een constructiedetail nader uitgewerkt en gedimensioneerd en werd een ontwerp-kostenraming voor de totale diepwandkolk gemaakt waarna conclusies aan het kolkontwerp en de eerder gekozen voorkeurlocatie konden worden verbonden.

Opmerking; tijdens de studie zijn veronderstellingen gedaan die achteraf niet juist bleken te zijn en waarvoor binnen het geldende tijdsbestek geen nieuwe berekeningen konden worden uitgevoerd. Enige opmerkingen hierover zijn te vinden in par 13.4.



figuur 1

HOOFDSTUK 1 ALGEMENE PROBLEEMOMSCHRIJVING

1.1 probleemanalyse

In het uiterste noorden van de provincie Noord Brabant ligt ongeveer 15 km ten noord-oosten van 's-Hertogenbosch het dorp Lith. In de Maas nabij Lith ligt het gelijknamige sluisstuwcomplex daterend uit 1933-1934. Het complex bestaat uit een schuifstuw en een schutsluis. Het effectieve kolkoppervlak van de sluis bedraagt 113.5x14 m [literatuur 10].

Het huidige probleem rond het complex is tweeledig. De Maas staat gekwalificeerd als een klasse-V-vaarweg en is daarmee geschikt voor schepen tot 2000 ton laadvermogen. Naast de klasse-V-schepen doet ook de tweebaksduwvaart behorende tot de klasse VI langzamerhand zijn intrede op de Maas. De sluis bij Lith is niet berekend op deze klasse van schepen, de kolk is te kort om dit soort schepen te kunnen schutten. Anderzijds is de capaciteit van de huidige sluis nu al te klein voor het huidige scheepsaanbod. Lange wachttijden zijn dan ook het gevolg.

scheepsaanbod Lith (1990)					
klasse	type	aantal	%	l x b [m]	
0	-	177	1	-	
I	Spits	4138	23	38.5 x 5	
II	Kempenaar	7738	43	50 x 6.6	
III	Dortmund-Eemsschip	3778	21	67 x 8.2	
IV	Rijn-Herneschip	1619	9	80 x 9.5	
V	Groot Rijnschip	540	3	95 x 11.5	
VI	tweebaksduwvaart	-	-	185 x 11 4	

[tabel 1]

Om aan voornoemde problemen het hoofd te bieden, heeft Rijkswaterstaat besloten om nabij het stuwwerk Lith een tweede sluis te realiseren. De noordoever nabij het complex viel af als locatie daar er inmiddels een waterkrachtwerk was gerealiseerd en een locatie op de zuidoever wordt waarschijnlijk verworpen daar deze nautisch gezien te ongunstig is. Het enig overblijvende alternatief was het eiland dat gevormd werd door de Maas ten noorden en het toeleidingskanaal met de oude sluis ten zuiden van zich [figuur 1].

1.2 probleemstelling

Het specifieke probleem waar het bij dit project om gaat laat zich als volgt omschrijven: kan een sluis met de geschikte kolkafmetingen op het voornoemde eiland gerealiseerd worden?

1.3 doelstelling

De doelstelling van het project is te onderzoeken of het tot de mogelijkheden behoort om tegen redelijke kosten een geschikte sluis op het voornoemde eiland te realiseren en wat hiervoor de meest geschikte bouwmethode is.

1.4 randvoorwaarden

Vanuit de praktijk en de omstandigheden ter plaatse worden er aan het project enkele randvoorwaarden verbonden:

- 1 - De te realiseren sluis heeft mede tot doel het huidige capaciteitsprobleem op te lossen.
- 2 - De nieuwe sluis moet geschikt zijn om tweebaks duwvaartkonvooien in gestrekte vorm te schutten.
- 3 - De nieuwe sluis moet gerealiseerd worden op het eiland tussen de Maas en de toeleidingskanalen van de oude sluis.
- 4 - De oude sluis blijft, ook na het gereedkomen van de nieuwe sluis, in gebruik.
- 5 - Tijdens of na de bouw mag geen schade of functieverlies optreden bij de reeds bestaande constructies voor zover deze hun functie in de nieuwe situatie zullen blijven vervullen.

1.5 uitgangspunten

Om voor het project een duidelijker werkkader te scheppen, worden er aan de randvoorwaarden de volgende uitgangspunten toegevoegd:

- 1 - Bij dit project wordt voorbijgegaan aan de vraag of het wenselijk is een nieuwe sluis te bouwen. Aan de wenselijkheid van het project wordt verder geen aandacht besteed.

- 2 - Een duwkonvooi bestaat uit twee achter elkaar geplaatste bakken en een duweenheid met een totale lengte van 185 m.
- 3 - De maximale diepgang toegestaan om langs Lith te varen wordt op 3.5 m gesteld.
- 4 - De vereiste minimale kielspeling bedraagt 1 m.
- 5 - De effectieve kolkafmetingen van de nieuwe sluis worden gesteld op 200x16 m.
- 6 - De stroomcondities op de rivier moeten gehandhaafd blijven om extra problemen buiten het project te houden. Getracht zal worden om de zuidoever van de rivier in de oude situatie te handhaven.
- 7 - In de nieuwe situatie zal de stroomscheidingsdam die in de huidige situatie ook aanwezig is, gehandhaafd blijven het zij in een gewijzigde vorm. De huidige tafelhoogte van de dam bedraagt NAP+8.0.

Enkele kanttekeningen bij de hiervoor genoemde uitgangspunten:

ad. 2

Voor het maatgevende schip wordt bij dit project uitgegaan van een duwvaartkonvooi bestaande uit twee achter elkaar geplaatste bakken van het type Europa IIa en een bijbehorende duweenheid met de afmetingen 10x32 m.

eigenschappen standaard duwbakken [m], [ton]				
type duwbak	lengte	breedte	diepgang	laadvermogen
Europa I	70	9.5	3.2	1700
Europa II	76.5	11.4	3.2	2240
Europa IIa	76.5	11.4	3.7	2526

[tabel 2]

ad. 3

Na aanvang van deze studie bleek dat de maximaal toegestane diepgang was bijgesteld tot 4.0 m.

ad. 4

De Commissie Vaarwegbeheerders (C.V.B.) heeft de minimale kielspeling gesteld op 0.70 m en bij hoge scheepvaartintensiteit wordt zelfs 0.50 m getolereerd.

ad. 5

Ten tijde van dit project bestond er bij Rijkswaterstaat nog de mogelijkheid om de kolkbreedte 17 m te maken. Hierdoor zou de sluis breed genoeg worden om 4 dortmund-Eemskanaal-schepen te schutten [tabel 1]. Het schutbedrijf zal in deze laatste situatie zeer waarschijnlijk minder vlot gaan verlopen.

ad. 6

In het oorspronkelijke plan uit 1933 was een waterscheidingsdam opgenomen die over de gehele lengteas van het eiland liep. De reden hiervoor lag in het feit dat de waterstand op de Maas hoger kon worden dan NAP+6.0 (maaiveld). Hierdoor zou de watervoerende breedte van de rivier ter plaatse van het stuwwerk veel groter worden. Dit plotseling verwijden van de stroomvoerende breedte is ongunstig voor de scheepvaart. Om ook bij hogere waterstanden de stroomcondities op de rivier zo goed mogelijk te handhaven werd de waterscheidingsdam in het plan opgenomen.

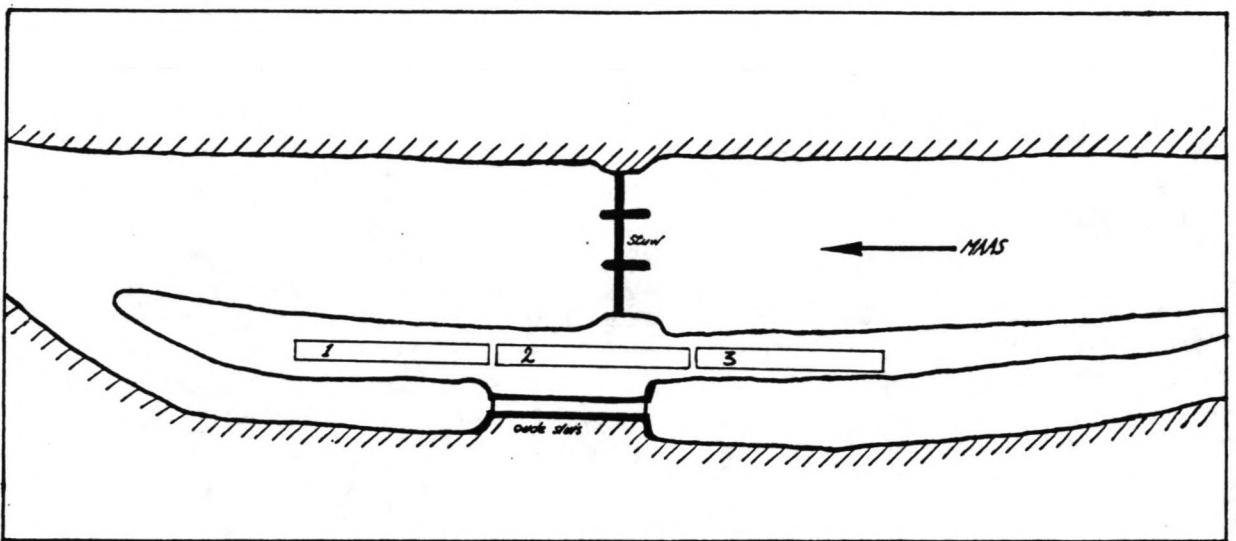


Figure 2

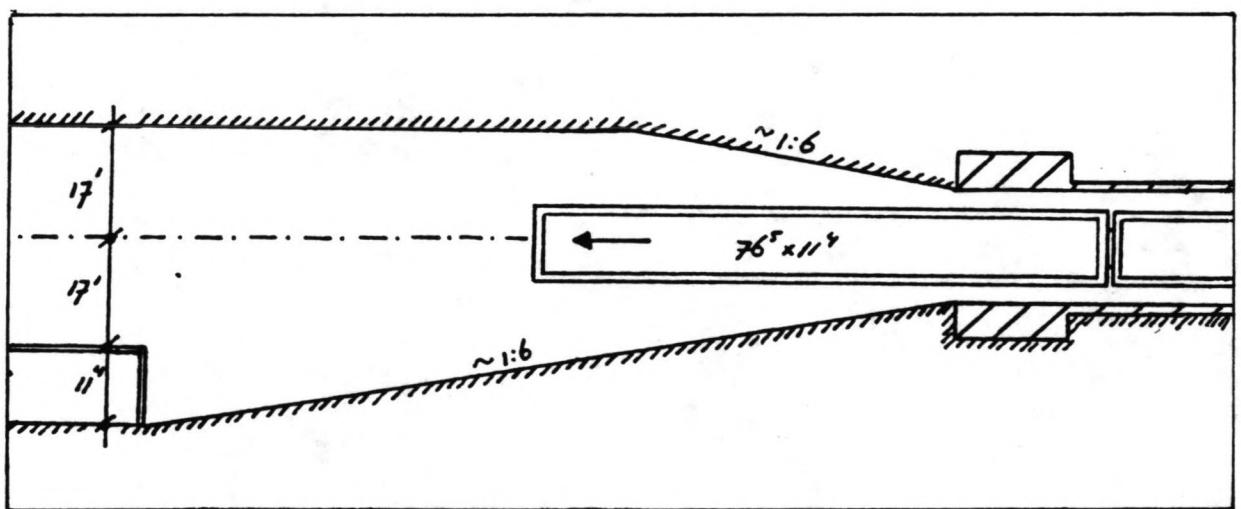


Figure 3

HOOFDSTUK 2
LOCATIE

2.1 basisalternatieven locatie

In principe kunnen er in eerste instantie drie verschillende z.g. basislocaties op het eiland worden onderscheiden. De basislocaties zijn [figuur 2]:

- 1 - ten westen van de sluis en de stuw
- 2 - ongeveer tussen de sluis en de stuw
- 3 - ten oosten van de sluis en de stuw

Locatie 1 wordt dusdanig gesitueerd dat de sluis geheel ten westen van de oude sluis ligt, locatie 2 ligt met zijn kolk over een grote lengte tussen de bestaande kunstwerken en locatie 3 ligt zodanig dat de sluis geheel ten oosten van de oude sluis ligt. Binnen elk van de alternatieven 1 t/m 3 zijn weer diverse varianten te onderscheiden. Om een keuze te maken uit de mogelijke locaties, worden de opties aan een aantal criteria onderworpen, welke zijn onderverdeeld in een aantal categorieën. Hierna kan een eerste uitspraak worden gedaan m.b.t. een z.g. "voorkeurlocatie". Een meer genuanceerde uitspraak m.b.t. deze locatie kan gedaan worden nadat ook meer bekend is over de sluisconstructie zelf.

2.2 nautische aspecten

Een belangrijk aspect m.b.t. het planologisch gedeelte zijn de toeleidingskanalen/voorhavens ten oosten en ten westen van de nieuwe sluis. Vanuit nautisch oogpunt is het gunstiger als de beide toeleidingskanalen ongeveer evenwijdig aan de sluisas en zo mogelijk één à twee scheepslengten gemeten van de kopzijde van het hoofd in het verlengde van de sluis doorlopen om de schepen het in- en uitvaren makkelijker te maken.

Ten tweede moet er rekening worden gehouden met de positie van de as van de sluis t.o.v. de as van het toeleidingskanaal. Het is voor de schipper het eenvoudigst, en vanuit nautisch oogpunt het gunstigst, als hij al varend op het toeleidingskanaal tussen twee "obstakels" (wachtend schip en kanaaloever), ongeveer even ver van beide obstakels verwijderd is [figuur 3]. Afhankelijk van de locatie van de wachtplaats, noord- of zuidoever, is er een m.b.t. dit aspect een gunstigste keuze van de sluis(as).

Wordt het wenselijk geacht de sluis uiteindelijk zo veel mogelijk binnen het terrein met een hoogte van NAP+6.0 te plaatsen dan dienen de wachtplaatsen in het toeleidingskanaal aan de sluiszijde te worden gelegd. Mag de sluis ook deels binnen het huidige noordtalud van het kanaal en dus ook binnen het oppervlaktewater vallen, dan zijn ook wachtplaatsen aan de noordzijde mogelijk. Dit laatste gaat dan wel gepaard met van kostenverhogende werkzaamheden aan het huidige noordtalud van het kanaal [par. 4.4].

Daarnaast wordt er in het algemeen de voorkeur gegeven aan wachtplaatsen met een voetverbinding naar de vaste wal dan aan een wachtplaats midden op het water. Dit laatste is het geval bij benedenstroomse wachtplaatsen aan de zuidzijde en de nieuwe sluis dichter bij de as van het eiland gelegen. Dit euvel kan echter worden verholpen door een wachtplaats aan de zuidzijde met een steiger of een grondlichaam in de vorm van een kistdam. Een benedenstroomse wachtplaats aan de zuidzijde komt mogelijk deels in de vaarroute van schepen die vanuit de oude sluis in westelijke richting wegvaren. Dit is hinderlijk en kan ook zeer gevaarlijke situaties opleveren. Een wachtplaats benedenstroms aan de noordoever verdient sterk de voorkeur.

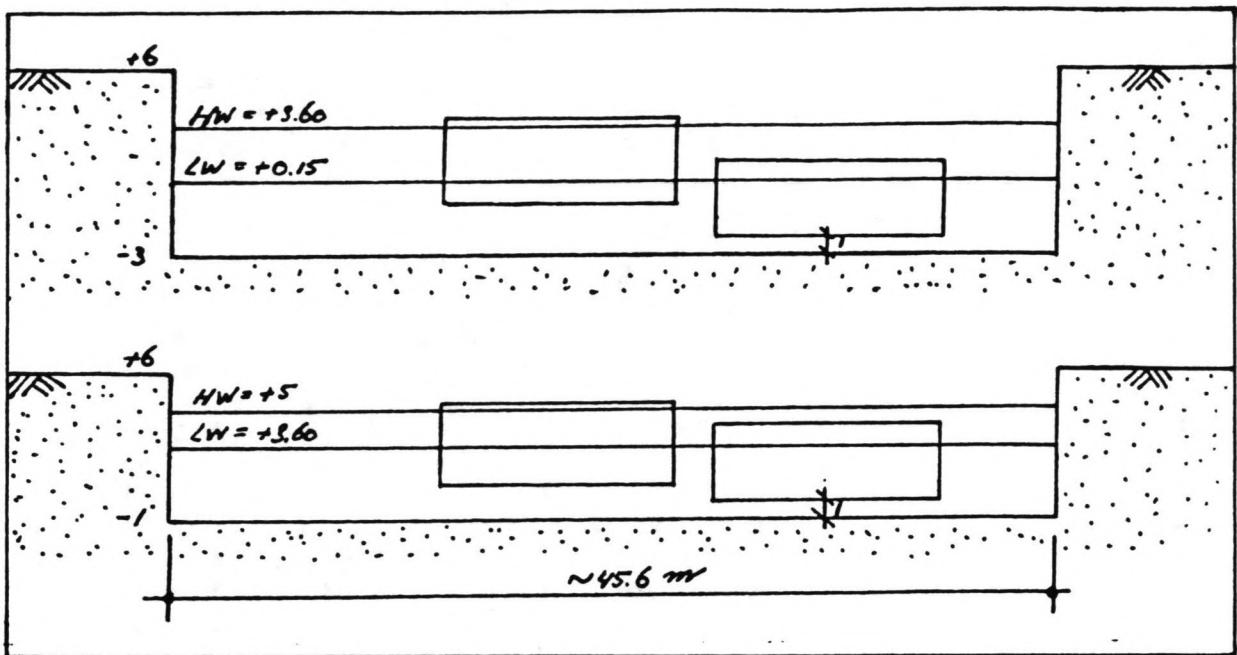
Ook aan het profiel van de toeleidingskanalen worden vanuit nautisch oogpunt enkele eisen gesteld afhankelijk van het maatgevende schip en het karakter van de waterweg. In dit project is er sprake van relatief korte kanalen waar schepen zeer langzaam van en naar de sluis zullen varen. Vanuit randvoorraarde 1 [par 1.4] is het wenselijk dat het nieuwe kanaal een tweestrooksvaarweg wordt. Het feit dat een uitvarend en een wachtend schip elkaar dan dichter bij de sluis kunnen passeren verkort het schutproces. Verder kan met een krap profiel worden volstaan daar de schepen zeer langzaam zullen varen.

De parameters en de bijbehorende eisen waaraan dit profiel wordt gerelateerd zijn [literatuur 3]:

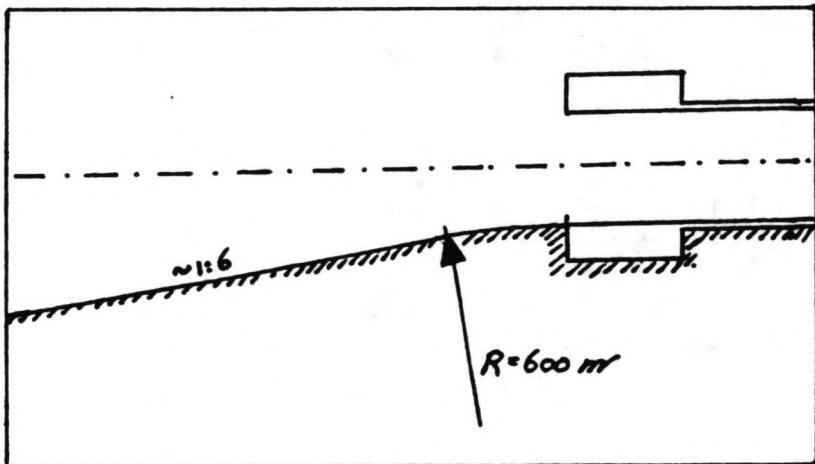
$$\begin{aligned} H_0/d &= 1.3 && \text{(krap profiel en kort kanaal)} \\ B_d/b &= 4 && \text{(ondergrens voor klasse V en hoger)} \\ A_s/A_c &= 5 && \text{(krap profiel)} \end{aligned}$$

Hierin zijn:

- A_c = nat oppervlak van de scheepsdoorsnede
- A_s = nat oppervlak doorsnede waterweg
- b = breedte van het maatgevende schip
- B_d = breedte van de vaarweg op kielvlakniveau
- d = maximale diepgang van het maatgevende schip
- H_0 = diepte waterweg



Figuur 4



Figuur 5

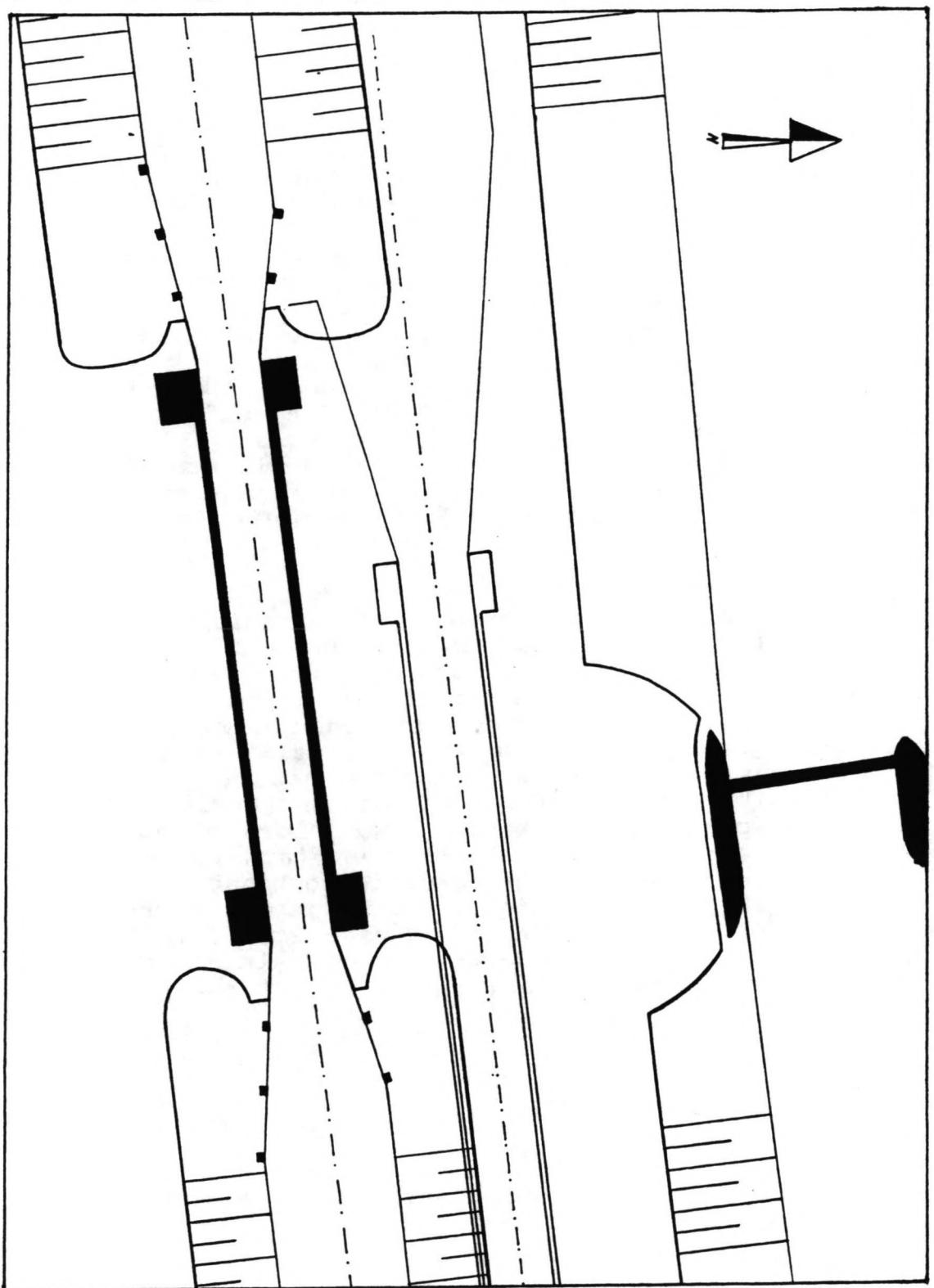
Aan de hand van voornoemde parameters kan globaal een bijbehorend kanaalprofiel worden afgeschat.

De bodem van het oude toeleidingskanaal ligt bovenstrooms op NAP-1.0 en benedenstrooms op NAP-3.0. Bij deze studie wordt geen rekening gehouden met baggerwerken bij toeleidingskanalen en uit hoofde daarvan is het niet nodig om het nieuwe kanaal (en de drempelhoogte) hier dieper aan te leggen dan de aansluitende vaarwegen. Bij R.W.S. wordt een diepere kanaaldiepte (en drempelhoogte) gehanteerd. Wordt uitgegaan van een rechthoekig profiel, dan bedraagt de breedte op maaiveldniveau (NAP+6.0) 45.6 m. Wordt uitgegaan van een trapeziumvormig profiel met een vrij steil talud van 1:2, zonder tussenberm, dan bedraagt de kanaalbreedte op maaiveldniveau bovenstrooms 69.6 m en benedenstrooms 77.6 m. Hier komt nog 8 tot 10 m bij voor de waterscheidingsdam op het maaiveld. De breedte van het eiland op maaiveldniveau bedraagt bovenstrooms ongeveer 40 m en benedenstrooms 30 tot 40 m. Dit is veel minder dan de benodigde ruimte voor een trapeziumvormig kanaalprofiel. Ook het alternatief van een kanaal met enkel een talud aan de stuwwijde is niet mogelijk om dat de twee sluizen dan onaanvaardbaar dicht bij elkaar komen te liggen. Een kanaalprofiel met taluds blijkt bij dit project niet mogelijk. Voor dit project zal van een bakprofiel worden uitgegaan [figuur 4]. Er moet overigens wel bedacht worden dat het bakprofiel in dit geval grotendeels een fictief profiel is daar de toeleidingskanalen na het fuikgedeelte met het oude kanaal zullen samengaan. Alleen de fuik is (deels) van het oude kanaal gescheiden.

Vanwege het tweerichtingsverkeer en het huidige grote scheepsaanbod moeten er aan beide zijden van de nieuwe sluis wachtplaatsen komen. Er wordt aangenomen dat er voor de nieuwe sluis aan elke zijde een wachtplaats van ongeveer 200 m voldoende is. Deze wachtplaats moet in ieder geval voor de geleidingswerken gesitueerd worden en zo mogelijk evenwijdig mogelijk aan de as van de sluis, dit voor het gemak van de scheepvaart. Vanuit nautisch en optisch oogpunt gezien is het wenselijk dat de overgang van kanaal naar sluis geleidelijk geschiedt. Dit gebeurt veelal in de vorm van taps van en naar de sluis lopende oevers/geleidingswerken in combinatie met een bepaalde boogstraal ($R=600$ m) [figuur 5]. De meest voorkomende tapsheid is 1:5 tot 1:8. Hier zal een tapsheid van 1:6 worden nagestreefd. Met boogstralen in de oevers wordt in dit globale ontwerpstadia geen rekening gehouden.

2.3 grondmechanische aspecten

Uit het voorgaande is reeds gebleken dat een toeleidingskanaal met taluds geen alternatief was. Het maken van een kanaal met



Figuur 6

verticale wanden van staal of beton brengt enkele andere aandachtspunten naar voren. Om een grondlichaam van 7 of 9 m te keren dient de wand te worden verankerd of als gewichtsmuur in beton te worden uitgevoerd. Constructies die als betonnen kanaalwand toegepast kunnen worden zijn de gewichtsmuur (massief of als L-muur) en de verankerde gewapende betonnen damwandplank. De gewichtsmuur is als kanaalwand erg duur. De betonnen damwandplank komt slechts in aanmerking voor kerende hoogten tot ongeveer 5 m om concurrerend te zijn met de stalen damwandplank. In het geval van een kanaalwand met 7 tot 9 m te keren grond is een stalen damwand met een verankering het meest geschikte en goedkoopste alternatief.

Voor de verankering bestaat er de keuze uit een groutanker en een anker met een ankerplaat. Een groutanker moeten dusdanig ver tot achter de wand doorlopen dat het ankerblok buiten het actieve glijvlak (cirkelvormig of recht) van de grond achter de wand blijft. Bij een verankering van de wand met een ankerplaat mogen het actieve glijvlak van de wand en het passieve glijvlak van de ankerplaat elkaar niet overlappen. Een verankering met een plaat heeft een langere ankerstang nodig dan een verankering met een groutblok en er moet worden ontgraven voor het plaatsen van de ankerplaat. Hieruit blijkt dat er voldoende ruimte tussen de bestaande kunstwerken en de kanaalwanden moet blijven. Een groutanker heeft het grote voordeel dat hij tot dicht bij een andere constructie, onder het grondwaterniveau en ook in twee lagen boven elkaar kan worden aangebracht. Het toepassen van de kortere groutankers, wellicht in twee lagen, kan een aantrekkelijke oplossing zijn en de voorkeur verdienen boven de verankering met ankerplaten. Het plaatsen van groutankers in twee lagen is qua uitvoering echter wel gecompliceerder dan de enkele ankerrij.

Een ander grondmechanisch aspect is de horizontale stabiliteit van de bestaande kunstwerken. Er moet voor gewaakt worden dat deze door te verrichten werkzaamheden, zoals het weggraven van grond die een horizontale gronddruk levert tegen de kunstwerken en terreinbelastingen vlak naast de kunstwerken, niet gaan verplaatsen in horizontale richting [par. 4.3].

2.4 geo-hydrologische aspecten

Een aspect dat van belang is bij de locatiekeuze, is de achter- en onderloopsheid. Het verhang van het grondwater wordt aanzienlijk vergroot doordat het horizontale gedeelte van de huidige kwelweg door het grondmassief van het eiland aanzienlijk wordt verkort [figuur 6]. Als gevolg van de aanwezigheid van een goed doorlatende grondlaag [par. 4.1.1] komt het verval van bovenpand naar benedenpand, zonder extra voorzieningen, deels over de damwand van het benedenstroomse

kanaalpand te staan. Dit verhang mag niet dusdanig groot worden dat er aan de benedenstroomse zijde schade ontstaat door uitspoeling bij de teen van de kanaalwand.

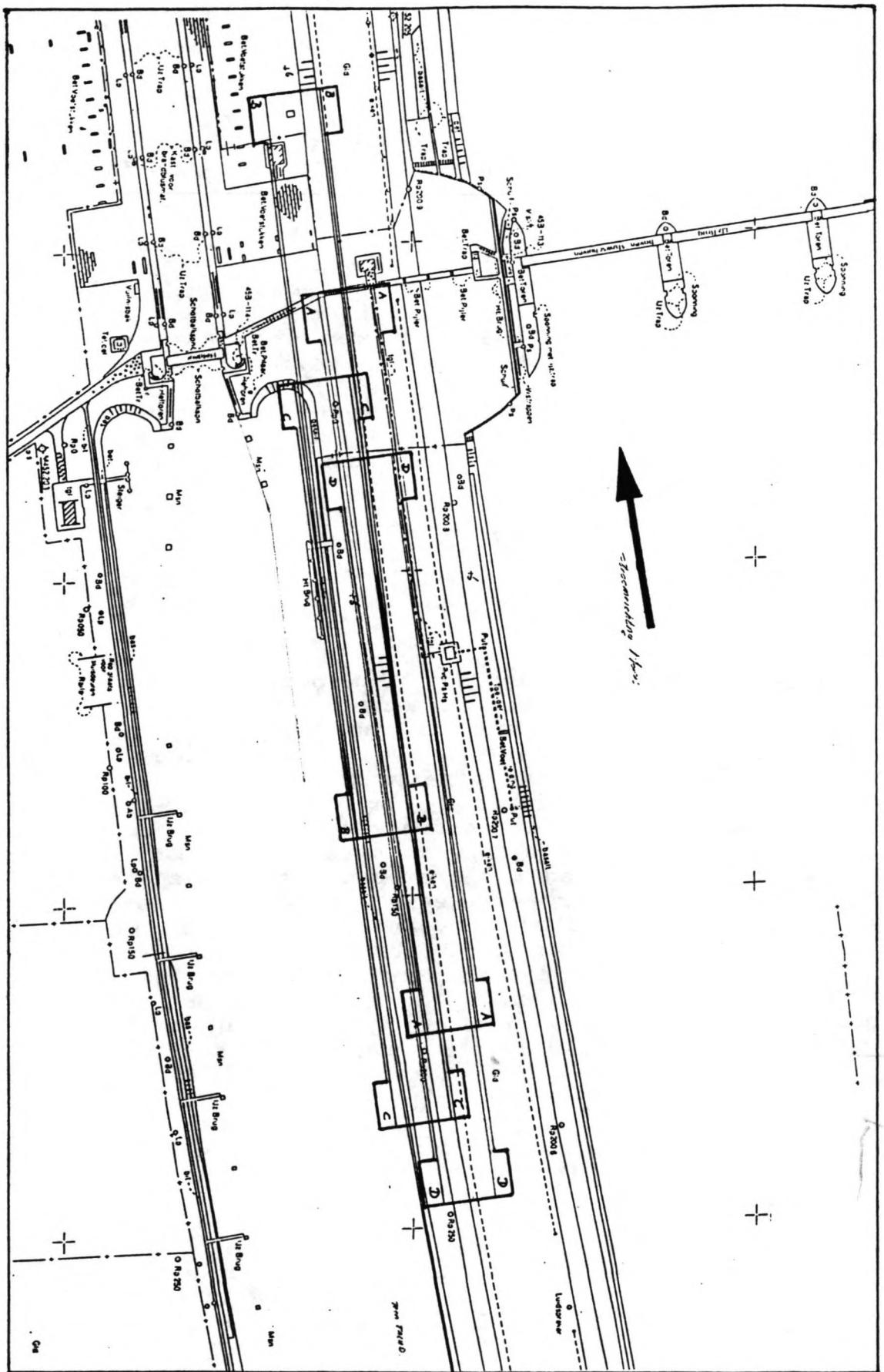
Maatregelen die mogelijk getroffen moeten worden zijn het verlengen van de kwelweg door gebruik te maken van de kanaalwanden boven- en benedenstroms eventueel gecombineerd met een zwaardere en/of minder doorlatende bodemverdediging in het benedenpand en kwelschermen. Er moet rekening mee worden gehouden dat de kanaalwanden goed op de huidige constructies aansluiten om zodoende een waterdicht geheel te vormen. Dit kan niet door enkel stalen damwanden of prefab betonwanden toe te passen, er zal dan altijd een spleet tussen wand en constructie overblijven. Het toepassen van grondwaterkerende schermen van een verhardend of plastisch vulmateriaal is een alternatief. Een andere maatregel is het toepassen over een bepaalde lengte vanaf het bovenhoofd van een waterdichte bekleding in het toeleidingskanaal om zo de kwelweg te verlengen. Alle voornoemde maatregelen zullen in ieder geval kostenverhogend werken.

2.5 ruimtelijke aspecten

Bij ruimtelijke aspecten handelt het hier o.a. over aspecten die verbonden zijn met de breedteafmetingen van het eiland. Het zou voor de bouw van de sluis het gunstigste zijn als de sluis binnen het terrein op NAP+6.0 zou komen te liggen. Dit vereenvoudigt de bouw en maakt kleine landaanwinningen bij het zuidelijke talud overbodig [figuur 6]. Er moet bij dit project met een paar aspecten rekening worden gehouden. Er moet ten noorden van de sluis op maaiveldniveau 8 tot 10 m beschikbaar zijn voor de waterscheidingsdam die over de gehele lengte van het eiland moet voeren. Hiermee rekening houdend kan de sluis ongeveer in de as van het eiland aangelegd worden. Als de sluis precies midden tussen de bestaande kunstwerken zou worden gesitueerd, levert dit extra werk t.p.v. één of beide sluishoofden die in dat geval half in het water en het huidige zuidtalud van het eiland komen te liggen. Er zullen kosten moeten worden gemaakt om daar meer bouwruimte in de breedte te realiseren.

2.6 selectie locatiealternatieven

In eerste instantie konden er drie basislocaties worden onderscheiden t.w. 1,2 en 3 [figuur 2]. Bij locatie 1 ligt de nieuwe sluis met het oostelijk sluishoofd ongeveer gelijk met het westelijk hoofd van de oude sluis en het oostelijk



Figuur 7

toeleidingskanaal ligt voor een groot deel tussen de oude sluis en de stuwen in. Een probleem valt direct op: direct benedenstrooms van de sluis is zeer weinig vaarruimte. Voor een vlotte afwikkeling is het wenselijk dat de hele wachtplaats links van het sluishoofd en de geleidewerken komt. De enige mogelijkheid daartoe is de buitenbocht van het westelijk toevorkanaal. Dit levert moeilijke en gevaarlijke situaties met het manoeuvreren met een duwbak die uit de sluis in westelijke richting vaart en een duwbak die van de wachtplaats de sluis in wil varen. Een duwbak blokkeert bij het uit de sluis varen bijna de gehele breedte van het kanaal nabij de aansluiting naar de rivier en kan moeilijk draaien. Een wachtplaats op deze positie is daarnaast zeer hinderlijk voor de schepen varend van en naar de oude sluis. De verkeersstromen voor de oude sluis en van de wachtplaats van de nieuwe sluis kruisen elkaar. Beoordeeld enkel op de nautische aspecten dient dit alternatief al afgewezen te worden op basis van veiligheid en bruikbaarheid.

Voor de selectie van overige opties is de volgende werkwijze gevuld: aan de hand van globale dimensies van sluis, voorhaven, toeleidingskanaal, fuikgedeelte en gronddam worden vele locaties getoetst aan de kwalitatieve en een paar kwantitatieve criteria. Hieruit volgen vier potentiële voorkeurlocaties A t/m D [figuur 7]. Deze resterende locaties worden verder tegen elkaar afgewogen aan de hand van alle beschikbare criteria. Hieruit volgt een voorkeurlocatie voor de nieuwe sluis.

2.7 keuze voorkeurlocatie

De locatiealternatieven worden d.m.v. criteria vergeleken. Een aantal vergelijkingspunten die geen significante verschillen tonen, worden hier voor de volledigheid genoemd maar worden niet nader meegenomen in de afweging (factor="-"). De criteria worden onderverdeeld in kwantitatieve en kwalitatieve criteria en zijn voornamelijk van toepassing op het samenspel tussen locatie, kanaal en scheepvaart.

NR	criteria	factor
A kwantitatieve criteria		
A1	uitvaarlengte bovenstrooms	-
A2	uitvaarlengte benedenstrooms	-
A3	kanaalbreedte bovenstrooms	-
A4	kanaalbreedte benedenstrooms	1
A5	wachtplaats bovenstrooms	-
A6	wachtplaats benedenstrooms	1
A7	kruisende verkeersstromen	2
A8	kosten toeleidingskanaal	2
A9	extra kosten a.g.v kistdam	2
A10	horizontale kwelweg	2
B kwalitatieve criteria		
B1	hinder scheepvaart a.g.v. wachtplaats	4
B2	hinder scheepvaart a.g.v. bouwactiviteit	2
B3	stabiliteit kanaalwanden	3
B4	bereikbaarheid wachtplaats vanaf wal	1

[tabel 3]

Hier zal een toelichting op de diverse keuzecriteria voor de voorkeurlocatie van de sluis worden gegeven.

A1/A2 uitvaarlengte

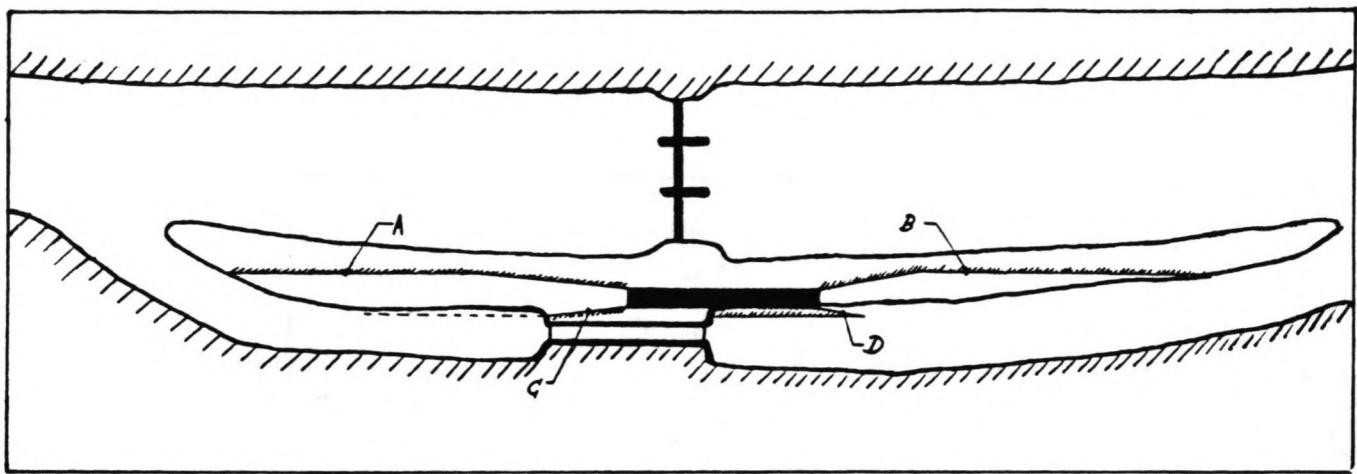
Alle locaties A t/m D hebben zowel boven- als benedenstrooms ruim voldoende vrije lengte beschikbaar om duwvaartkonvooien recht uit de sluis te laten varen. Deze criteria worden niet meegewogen.

A3/A4 kanaalbreedte benedenstrooms

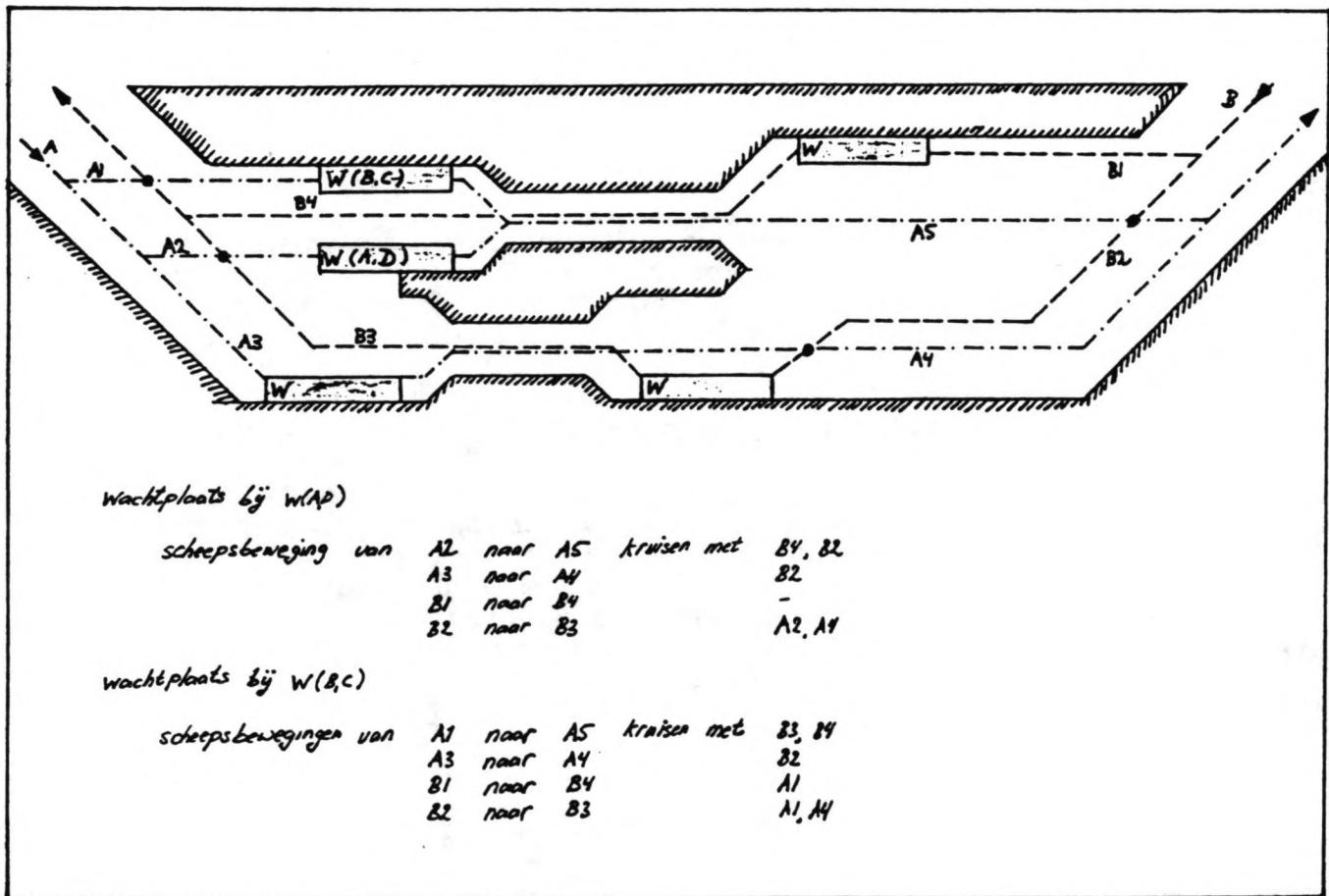
Voor de kanaalbreedte was een minimum van ongeveer 45 m vereist. Bij de locaties wordt een onderscheid gemaakt tussen het voldoen of het ruim voldoen aan deze eis. De locaties A en B voldoen zowel boven- als benedenstrooms ruim aan de eis, de locaties C en D voldoen bovenstrooms ruim aan de eis en benedenstrooms net. Het ruim voldoen aan de minimale breedteeis is nautisch gezien voordelig.

A5/A6 wachtplaats

De lengte van de wachtplaatsen aan de bovenstroomse zijde voldoen ruim aan de minimumeis van 200 m. De wachtplaats benedenstrooms ook, behalve bij de locaties A en B waar de wachtplaats net aan de eis voldoet.



Figuur 9



Figuur 8

A7 kruisende verkeersstromen

Bij elke locatie zijn vier voor de scheepvaart gevaarlijke "kruispunten" te onderscheiden [figuur 8]. Het aantal kruisende verkeersstromen van op- en afvarend scheepvaartverkeer van en naar de twee sluizen verschilt maar minimaal. Elke locatie is min of meer even riskant en onveilig voor de scheepvaart

A8 kosten toeleidingskanaal

Uitgaande van de locaties A t/m D en de gegevens en aspecten uit voorgaande paragrafen, kunnen de kanalen globaal vorm worden gegeven. Voor de gehanteerde eenheidsprijzen wordt verwezen naar het overzicht van paragraaf 10.2.

De kosten worden bepaald voor de "normale omstandigheden" d.i. dat er nog geen rekening wordt gehouden met speciale omstandigheden voor het bouwen in en nabij open water. Daar de vormgeving van het kanaal slechts indicatief is, dient aan de kosten van de kanalen geen absolute waarde te worden toegekend.

Voor de lengte van de kanaalwanden, de gordingen en de betonnen prefab sloof, wordt met de volgende globale afstanden gerekend [figuur 9]:

- 1 - tussen sluishoofd en oeverlijn op NAP+6.0 (lijn a,b)
- 2 - tussen sluishoofd en de beëindiging van de betonnen geleidingswand van de oude sluis (lijn c)
- 3 - tussen sluishoofd en het einde van de kistdam bovenstrooms (lijn d)

Voor de ontgraving van het kanaal wordt er van uit gegaan dat er wordt ontgraven vanaf NAP+6.0. Voor de waterscheidingsdam wordt verondersteld dat deze is afgegraven bij het bouwrijp maken van het terrein. Voor het ontgraven van de grond wordt aangenomen dat de ontgraving geschiedt met een cutterzuiger en dat de ontgraving begint vanaf het oude kanaal. Voor de eenheidsprijs per m³ wordt de prijs van een natte ontgraving gerekend.

Een kostenindicatie wordt hier weergegeven. Voor een uitgebreider kostenoverzicht en een staat van hoeveelheden wordt verwezen naar de betreffende bijlage [bijlage 3].

kostenoverzicht kanalen [mln]	
A	12.8
B	9.5
C	8.8
D	9.3

[tabel 4]

A10 horizontale kwelweg

Voor de horizontale kwelweg wordt de kortste afstand tussen de gemiddelde bovenstroomse en benedenstroomse waterstanden als maatgevend beschouwd. Voor alle locaties is die afstand tussen het bovenpand voor de oude sluis en het benedenpand voor de nieuwe sluis. Een lange kwelweg werkt gunstig voor de achterloopsheid en de kosten voor maatregelen tegen uitspoelen van grond benedenstroms.

B1/B2 hinder scheepvaart

Voor de hinder van de scheepvaart wordt gekeken hoever het bouwterrein van de nieuwe sluis en de wachtplaatsen liggen t.o.v. scheepsbewegingen van en naar de oude sluis. Het gaat hier om de benedenstroomse wachtplaats dicht bij de oude sluis en de bouwlocatie in open water aan de bovenstroomse zijde van de oude sluis.

B4 bereikbaarheid wachtplaats vanaf de wal

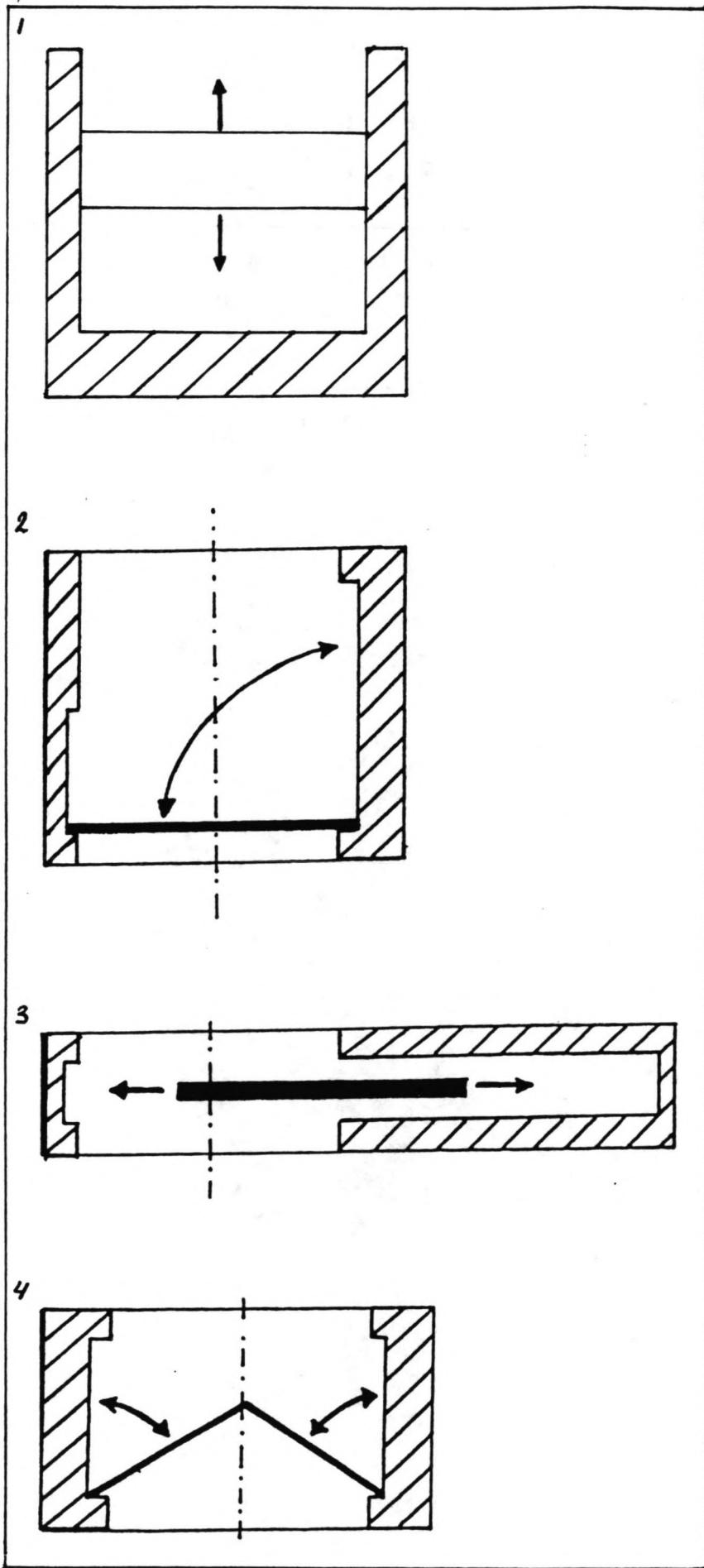
De wachtplaats bovenstroms is bij alle locaties goed vanaf de wal bereikbaar. De benedenstroomse wachtplaats is goed vanaf de wal bereikbaar bij de locaties B en C. Bij de locaties A en D moeten er extra constructies gebouwd worden om personen de wachtende schepen te laten bereiken.

Aan de criteria worden weegfactoren verbonden die een maat zijn voor het belang van dat criterium t.o.v. de overige criteria. De toekenning van weegfactoren is echter verre van objectief te noemen en beïnvloed de keuze erg veel. De waarde in een tabel varieert tussen 1 (=slecht) tot 4 (=goed). Voor een staat van hoeveelheden van de kwantitatieve criteria wordt verwezen naar de betreffende bijlage [bijlage 3].

NR	factor	A	B	C	D
A4	1	2	2	1	1
A6	1	1	1	2	1
A7	2	2	1	1	2
A8	2	1	2	4	3
A9	2	3	2	1	3
A10	2	3	4	1	2
B1	4	1	3	4	2
B2	2	3	2	1	3
B3	3	2	2	1	1
B4	1	1	3	3	2
totaal-score		32	45	41	41

[tabel 5]

Conclusie: afgaande op de weegfactoren en het aantal punten komt de sub-locatie B [figuur 6 en 7] (de kolk iets ten zuiden van de kanaalbas, de wachtplaats benedenstrooms aan de noordzijde van het kanaal en de sluis voor het grootste deel naast de oude sluis) als voorkeurlocatie uit de tabel naar voren.



Figuur 10

HOOFDSTUK 3 ALGEMENE ASPECTEN SLUISCONSTRUCTIE

3.1 afsluitmiddel en vul- en ledigsysteem

Als afsluitmiddel voor sluizen worden toegepast [figuur 10]:

- 1 - hefdeur
- 2 - roldeur
- 3 - draaideur
- 4 - puntdeur

De hefdeur is een vlakke deur met een eenvoudige constructie die wordt gesloten en geopend door de deur in verticale richting te verplaatsen m.b.v. heftorens aan weerszijden van de hoofden. De waterdichte afdichting van grote schuiven komt tot stand door de deuren in positie te rollen en vervolgens af te drukken tegen de deurstijlen. De kosten van een punt- en hefdeur zullen bij een breedte van 16 m niet veel verschillen. Bij het stuwwerk bevinden zich echter al twee constructies met heftorens zodat vanuit esthetisch oogpunt wellicht de voorkeur aan een puntdeur mag worden gegeven. De hefdeur wordt tegenwoordig als een lelijke constructie beschouwd en is daarnaast niet geliefd bij de schippers door het vallen van druipwater en ijsblokken (winter). Een ander nadeel is de beperkte doorvaarthoogte. Dit is van belang als bijvoorbeeld ook zeiljachten van de nieuwe sluis gebruik gaan maken.

De roldeur is ook een vlakke deur maar met een ingewikkelder en zwaarder uitgevoerde constructie die in horizontale richting wordt geopend en gesloten. Dit gebeurd door het rollen van de deur over een rail in de drempel van het sluishoofd. De kosten van een roldeur zijn aanzienlijk hoger i.v.m. de brede en gecompliceerde deurkas en het hele railsysteem van wielstellen en bewegingsmechanismen.

Als draaideur roteert de deur om een enkele verticale as aan een zijde van het hoofd. De draaideur brengt hogere kosten met zich mee als gevolg van het langere hoofd, de zware deurconstructie en het zware bewegingswerk. Dit type deur wordt nu nog toegepast voor kolkbreedten tot 9 m. Het toepassen voor sluizen breder dan 9 m is nog een mogelijke toekomstige ontwikkeling.

De puntdeur bestaat uit twee vlakke deuren met een eenvoudige constructie die in de sluisas onder een hoek op elkaar aansluiten. Openen en sluiten geschiedt door draaien om een verticale as. De puntdeuren zijn over het algemeen het

goedkoopste alternatief. Een nadeel is dat deze deurtypes gevoelig zijn voor lekkage.

Voor het vul- en ledigsysteem kan bij het gebruik van puntdeuren gebruikt gemaakt worden van schuiven in de deuren zelf of van omloopriolen in het sluishoofd. Vullen door de deuren zelf is bij kleinere vervallen zoals die in Nederland voorkomen, goedkoper dan het systeem van riolen maar veroorzaakt wel grotere translatiegolven in de kolk. Het voorkomen van te grote translatiegolven kan middels een aanpassing van het nivelleerprogramma.

Conclusie: voor dit project wordt, uitgaande van voornoemde aspecten, gekozen voor een sluishoofd met een eenvoudige en goedkope afsluiting middels puntdeuren en een vul- en ledigsysteem van schuiven in de puntdeuren.

3.2 sluishoofd

Het sluishoofd is, in vergelijking tot de sluiskolk, een relatief ingewikkelde, zware en stijve constructie en kan alleen d.m.v. speciale bekistingen worden gemaakt. De vorm en afmetingen worden bepaald door de stabiliteitseisen, de afsluitmiddelen die het moet herbergen en de omvang van de machinerieën. Een sluishoofd kan slechts middels een bouwkuip, bouwput of pneumatisch caisson worden gemaakt. Voor de overige methoden is de constructie te gecompliceerd van vorm.

De hoofden kunnen identiek of verschillend worden uitgevoerd. Verschillende hoofden kunnen vanwege het verschil in bodemniveau van de aansluitende vaarwegen. De voordelen van identieke hoofden zijn:

- 1 - gelijke deuren. Dit is ondermeer praktisch voor het uitwisselbaar zijn van deuren voor de beide hoofden.
- 2 - gelijke bewegingswerken.
- 3 - gelijke betonconstructie. Dit is van belang voor de voorbereiding (teken- en rekenwerk) en de uitvoering.
- 4 - vlakke vloer.

Het werken met twee identieke sluishoofden heeft ook nadelen:

- 1 - het bovenhoofd wordt te duur uitgevoerd. Er zit meer materiaal in dan vereist.
- 2 - er is een drempel in de kolk aanwezig.

Conclusie: voor de praktische uitvoerbaarheid en om het rekenwerk voor dit project te beperken, zullen beide hoofden als identieke constructies worden uitgevoerd.

3.3 sluiskolk

De sluiskolk is een betrekkelijk eenvoudige (bak)constructie die op diverse manieren en in verschillende vormen uitgevoerd kan worden. De kolk wordt tegenwoordig alleen nog in beton, deels met stalen damwanden, uitgevoerd. Granulaire materialen werden vroeger meer als bodembedekking in kolken toegepast. Dit soort bodembedekkingen waren echter niet te prefereren m.b.t. schadegevallen en onderhoud en worden tegenwoordig nauwelijks meer toegepast. Een aspect dat sterk mede bepalend is voor de toepassing van een open vloer is de kwel. In eerste instantie zal van de meer toegepaste betonnen vloer worden uitgegaan.

Enkele mogelijkheden van kolkconstructies:

- 1 - type bakconstructie (U-vorm)
 - * monoliet gebouwd in een bouwkuip/put
 - * monoliet als pneumatisch caisson afgezonken
 - * dubbele L-muur in bouwkuip/put (teen binnen)
- 2 - type gewichtsmuur
 - * laaggelegen L-muur (teen buiten)
 - * massieve gewichtsmuur
- 3 - overige typen
 - * hooggelegen L-muur
 - * diepwand
 - * stalen damwand

Van serie 1 zal de dubbele L-muur met scharnier in het midden, niet worden behandeld. Dit alternatief lijkt veel op de monolietconstructie en wordt alleen toegepast voor zeer brede sluizen. Van serie 2 zal de laaggelegen L-muur niet worden behandeld daar deze qua uitvoering veel lijkt op de monolietconstructie maar meer nadelen kent zoals meer ontgraving en meer betonverbruik. De massieve gewichtsmuur wordt vanwege het grote materiaalverbruik niet als redelijk alternatief aangenomen.

3.4 constructiealternatieven sluis

Zoals gesteld zijn er voor de sluiskolk vijf redelijke constructiealternatieven te onderscheiden. Redelijk als financieel aantrekkelijke oplossing of redelijk als

bouwalternatief met de geldende randvoorwaarden en uitgangspunten. De alternatieven voor de sluiskolk zijn:

- 1 - monolietconstructie in een bouwkuip/bouwput
- 2 - hooggelegen L-muur
- 3 - diepwandconstructie
- 4 - monolietconstructie als pneumatisch caisson
- 5 - damwandconstructie

Voor de bouw van de sluishoofden zijn twee bouwmethoden als redelijk alternatief aan te wijzen:

- 1 - gebouwd in een bouwkuip/bouwput
- 2 - afgezonken als pneumatisch caisson

De gecombineerde bouwmethoden voor sluiskolk en sluishoofd leveren tien nader uit te werken sluisalternatieven op die in het vervolg als I t/m X zullen worden aangeduid.

constructiecombinaties kolk en hoofd		
sluiskolk	sluishoofd	
	bouwkuip/put	caisson
monoliet	I	II
L-muur	III	IV
diewwand	V	VI
caisson	VII	VIII
damwand	IX	X

[tabel 6]

3.5 constructiematerialen

Voor waterbouwkundige betonconstructies wordt doorgaans gewerkt met constructiebeton met kwaliteit B35 en wapening een staalkwaliteit FeB 500. Deze materialen zullen ook hier bij de dimensionering worden toegepast. Voor overige staalconstructies worden staalkwaliteiten toegepast met een vloeigrens van 360 N/mm². Voor niet-constructief beton zoals onderwaterbeton en wordt een kwaliteit B25 genomen.

HOOFDSTUK 4 ALGEMENE ASPECTEN UITVOERING EN CONSTRUCTIE

4.1 natuurlijke randvoorwaarden

4.1.1 grondgegevens

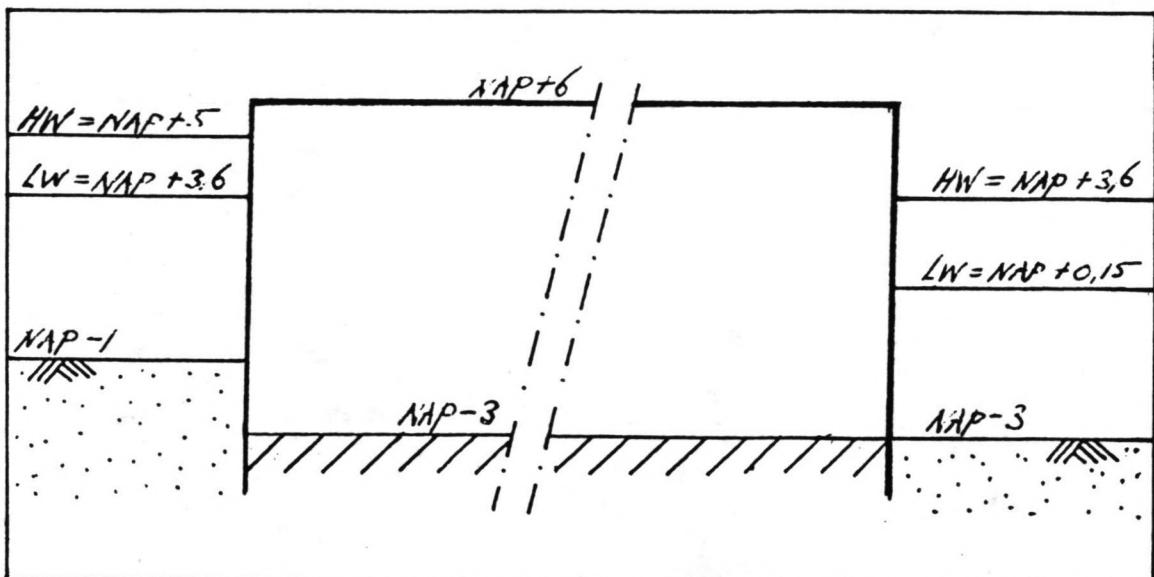
De natuurlijke ondergrond is dermate gevarieerd dat er moeilijk mee te rekenen valt. Om het wat aanschouwelijker te maken is het noodzakelijk de ondergrond aan een schematisatie te onderwerpen. Voor een gedetailleerd beeld van de ondergrond ter plaatse zijn twee grondboringen toegevoegd welke zijn uitgevoerd ten noorden van de stuwdam [bijlage 1]. De grondslag van het eiland wordt geacht een overeenkomstige structuur te bezitten. De schematisatie wordt als volgt: het maaiveld wordt gemiddeld op NAP+6.0 gedacht. Daaronder bevindt zich als eerste een slecht doorlatende laag bestaande uit slappe klei die ongeveer doorloopt tot NAP+1.5. Onder deze laag bevindt zich een tot grote diepte doorlopend zandpakket bestaande uit matig tot zeer grof zand met daarin veel grind, stenen, klei/leemlenzen en -brokken. De doorlatendheid van de toplaag wordt verondersteld relatief klein te zijn. De doorlatendheid van grof zand bedraagt ongeveer $1 \cdot 10^{-4}$ m/sec tot $2 \cdot 10^{-3}$ m/sec. Hier wordt een gemiddelde doorlatendheid van $k = 1 \cdot 10^{-3}$ m/sec aangenomen.

geo-hydrologisch schema				
niveau	grond	γ_d [kN/m ³]	γ_n [kN/m ³]	k [m/s]
+6/+1.5	slappe klei	16	20	$1 \cdot 10^{-6}$
+1.5/-∞	(matig)grof zand	18	20	$1 \cdot 10^{-3}$

[tabel 7]

4.1.2 waterstanden en grondwater

Uit de voorgaande paragraaf is gebleken dat de grondslag onder de slecht doorlatende toplaag, over grote diepte bestaat uit matig grof tot zeer grof zand met daarin veel grind, stenen, klei/leemlenzen en -brokken. Het is aannemelijk om hier te veronderstellen dat deze goed doorlatende laag de



Figuur 11

→ Ik mis toch nog een
opmaaking over deze ^{te} superkleine
diepte.

grondwaterstand onder het eiland in staat stelt de waterstand in de rivier en het kanaal redelijk te volgen, mede gezien het feit dat de oeverbekleding van het kanaal een waterdoorlatende teenconstructie in de vorm van een zinkstuk bevat. Door traagheidseffecten en intreeeweertstand van de oeververdediging kan het zijn dat het piezometrisch niveau onder het eiland niet helemaal in fase loopt met die van het open water. Desondanks wordt er bij dit project van uit gegaan dat het grondwaterniveau in de boven- en benedenstroomse eilandhelften gelijk is aan de niveau van het open water maar dat grond- en open water niet gelijktijdig op hetzelfde niveau zijn. Enkele kenmerkende waterstanden op de Maas bij Lith worden hier weergegeven.

Waterstanden stuwcomplex Lith [m] t.o.v. NAP (1% over- en onderschrijdingskans)					
	bovenstrooms		benedenstrooms		
	HW	LW	HW	LW	
stuw open	+6.30	+3.60	+6.30	+3.60	
stuw gesloten	+5.00	+3.60	+3.60	+0.15	

[tabel 8]

Deze waterstanden worden ook als hoogste en laagste standen aangenomen tijdens de bouwfases en in het gebruiksstadium van de sluis [figuur 11]. Daar de sluis voor het grootste deel bovenstrooms van de stuw komt te liggen zal voor de maatgevende waterstanden worden uitgegaan van de bovenstroomse waterstanden. Gezien het hoogwaterpeil moet rekening worden gehouden met een eventuele overstroming van het bouwterrein tijdens de bouw als de waterstand boven NAP+6.0 komt. Deze hoogwatergolven zijn goed te voorspellen. Over het algemeen worden er in zulke situaties geen beschermende constructies aangebracht als waterkerende gronddammen maar wordt het terrein ruim van te voren ontruimd totdat de hoogwatergolf gepasseerd is.

Ondanks de waterkering zal er toch een waterbezwaar optreden als gevolg van neerslag en mogelijk door kwel. Om het bouwterrein bruikbaar te houden dient er te worden bemalen of gedraaineerd. Een drainage is bruikbaar daar de bovenste grond van het eiland uit een redelijk ondoorlatende toplaag bestaat. Het opkwellende waterbezwaar door de ondergrond zal zonder al te veel problemen af te voeren zijn.

4.2 belasting op constructies

4.2.1 korreldruk

De nieuw te maken en reeds aanwezige (hulp)constructies ondervinden de grootste belasting a.g.v. de horizontale gronddruk opgebouwd uit korrel- en waterdruk. Afhankelijk het gedrag van de constructie zal deze korreldruk gekenmerkt worden als actief, neutraal of passief. Voor de verticale gronddruk wordt aangenomen dat deze rechtevenredig met de diepte toeneemt. Voor het verband tussen de verticale en de horizontale korreldruk zijn meerdere formules ontwikkeld. In de volgende hoofdstukken zal voor de bepaling van de gronddrukcoefficienten gebruik worden gemaakt van de volgende benaderingsformules:

- | | |
|--------------------------|---------------------------|
| 1 - actieve korreldruk, | $K_a = \tan^2(45-\phi/2)$ |
| 2 - passieve korreldruk, | $K_p = \tan^2(45+\phi/2)$ |
| 3 - neutrale korreldruk, | $K_0 = 1 - \sin(\phi)$ |

4.2.2 waterdruk

De waterdruk manifesteert zich als horizontale belasting op de verticale constructiedelen, als opwaartse druk onder de betonvloeren en als verval over de afsluitmiddelen. Bij de horizontale waterdruk is de maatgevende waterstand van belang. Daar de nieuwe sluis bij de voorkeurlocatie voor het grootste deel (50 tot 100%) bovenstrooms van de stuwen komt te liggen, zal voor de maatgevende waterstanden, daar waar het een doorsnedeberekening voor de totale sluis betreft, worden uitgegaan van de bovenstroomse waterstanden [tabel 8].

4.2.3 overige belastingen

De overige belastingen zijn o.m. belastingen door in de kolk afgemeerde schepen (drukkerkracht via wandcontact en trekkracht via trossen), verticale belastingen door eigen gewicht, een traverse op de kuipwand of op het terrein tijdens de bouwfases en terreinbelasting door tijdelijke tussenopslag van materiaal of door materieel. De meeste van deze belastingen zijn in dit globale ontwerpstadium van te veel onbekende factoren afhankelijk of van ondergeschikt belang dat ze niet in de eerste opzet van het ontwerp meegenomen zullen worden. De belangrijkste belastingen zijn in de meeste maatgevende

situaties de horizontale belastingen gericht naar de binnenzijde van de kolk.

In de eindsituatie zal er op het terrein nauwelijks belasting aanwezig zijn uitgezonderd van personen en een waterscheidingsdam ten noorden van de nieuwe sluis. Hier zal in alle maatgevende situaties vanuit veiligheidsoverwegingen worden gerekend met een extra belasting in de vorm van een terreinbelasting van $q=10 \text{ kN/m}^2$.

Een belasting die zich wel laat vaststellen is de troskracht op de kolkwand. Voor de beroepsvaart worden doorgaans haalkommen en bolders toegepast met een toelaatbare troskracht van 200 kN. Bij hogere lasten worden de tros of de bolder op het schip verondersteld te bezwijken. De kolkwand dient nooit te bezwijken door uittrekken van de bolder of haalkom daar dit veel hogere reparatiekosten met zich meebrengt. De belasting door troskrachten zal niet expliciet in de sterkteberekeningen worden meegenomen maar wordt verondersteld te zijn verdisconteerd in de veiligheidsfactor voor betonconstructies.

4.3 stabiliteit bestaande kunstwerken

4.3.1 algemeen

Reeds genoemd in de randvoorwaarden is het voorkomen van schade aan en functieverlies van de bestaande kunstwerken. De aansluitingen van de wandsecties van de bestaande sluis verkeren in een slechte staat, zettingsverschillen moeten dus vermeden worden. Schade en functieverlies kan optreden indien een constructie te grote zettingen, zettingsverschillen of zijdelingse verplaatsingen ondergaat. Er zal aandacht worden besteed aan de horizontale en de verticale stabiliteit. Het gevaar voor kantelen is niet reëel. Werken aan de eilandzijde van de oude sluis zullen gepaard gaan met een toename van de terreinbelasting en een mogelijke afname van horizontale grondruk. Het eerste effect levert een grotere toename van de verticale belasting op dan van de horizontale belasting op de kolkwand. De toename van de terreinlast precies boven de kolk zal zo gering zijn dat zelfs de verticale zetting te verwaarlozen zal zijn. Het tweede effect resulteert in een afname van het naar de binnenzijde van de kolk gerichte moment op het funderingsvlak van de oude sluis.

Zowel de stuwdam als de sluis zijn op staal gefundeerde constructies. De stuwdam beschikt over een aaneengesloten funderingsvlak, de sluis bestaat uit meerdere delen t.w.

sluishaofden, kolkmuur en kolkbodem, elk van de anderen gescheiden door damwanden [bouwtekening, deel III].

4.3.2 verticale stabiliteit

Voor de verticale stabiliteit is het type fundering van een constructie van belang. De kunstwerken zijn hier op staal gefundeerd d.i. op een vaste draagkrachtige zandbodem. Wil de constructie gaan zetten dan dient de belasting op het funderingsvlak zeer fors toenemen. Dit is niet waarschijnlijk. Een waterstandsverlaging door bronbemaling geeft geen belastingtoename van zo'n omvang dat de constructies zullen gaan zetten. Hierbij kan opgemerkt worden dat de constructies destijds in bouwputten zijn gemaakt m.b.v. een bronbemaling, de neerwaartse verticale belasting was toen maatgevend. Een verticale zetting of zettingsverschillen zullen bij dit project niet optreden.

Een aspect dat samenhangt met de verticale stabiliteit is de bronbemaling. De kostenbesparing die bij een bronbemaling geboekt kan worden hangt af van het niveau tot waar de grondwaterstand wordt verlaagd. Een volledige bemaling beperkt de hoeveelheid (onderwater)beton. Een spanningsbemaling en de optredende reductie van de belasting op de vloer voor de kolkbodem kan leiden tot het verder uit elkaar zetten van de trekpalen en het toepassen van slankere en kortere palen. De meerkosten zitten in de bemalingsbronnen, leidingen, pompen en wellicht indirect in een langere bouwtijd. De bemaling moet zich eerst over een bepaalde periode instellen op een evenwichtsituatie.

Zoals gezegd behoeft niet te worden gevreesd voor verstoring van de verticale stabiliteit van de bestaande kunstwerken. In dat opzicht is een volledige bemaling geoorloofd. Of het mogelijk is om te bemalen hangt af van:

- 1 - de omgeving van de bronbemaling
- 2 - invloed op de directe omgeving
- 3 - praktische aspecten

De bronbemaling bevindt zich over een grote hoogte in goed doorlatende grond met een grote k-waarde. Moet er een volledige bemaling worden toegepast, dan moet de grondwaterstand worden verlaagd van NAP+5.0 tot ongeveer NAP-5.5. Dit verval staat over de aan weerszijden van het bouwterrein aanwezige grondmassieven van enkele tientallen meters breed. Het verhang is dus vrij groot. Naar alle waarschijnlijkheid zal het niet mogelijk zijn om volledig te bemalen. De capaciteit van de bronnen zal erg groot moeten zijn en de bronnen zullen erg dicht bij elkaar moeten staan.

Een spanningsbemaling is wel een optie. De vraag is of hiermee voldoende economisch profijt van kan worden getrokken.

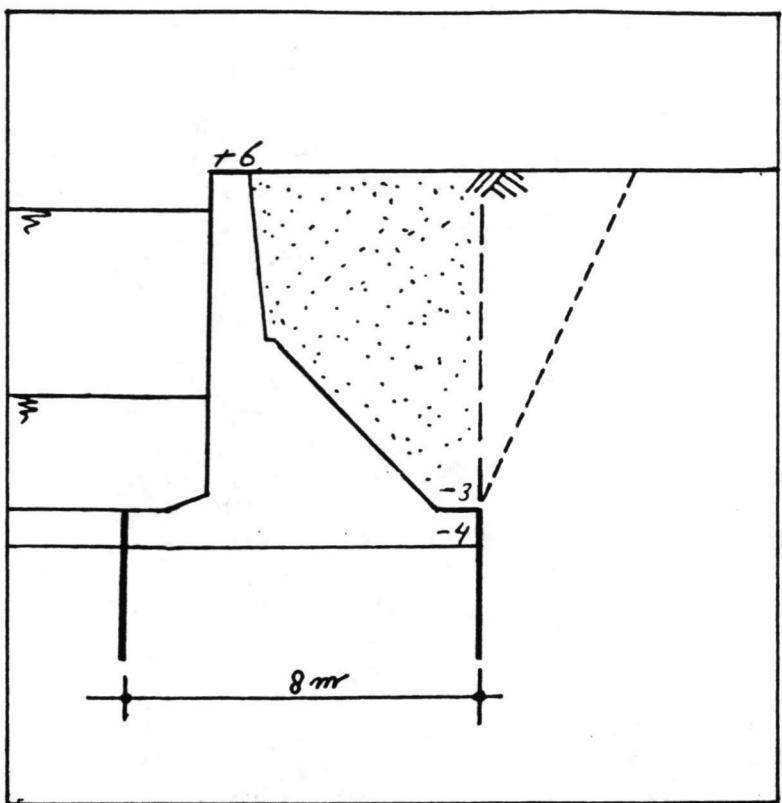
Het aspect van de aanwezigheid in de zeer nabije omgeving van open water speelt ook een rol in een ander opzicht. De wisselwerking tussen bemaling en open water hangt mede af van het feit hoe goed/slecht de oeververdediging zich afdicht. In rivieren in de benedenloop bevinden zich veel fijne deeltjes. Deze deeltjes zullen zich ook in de als open bedoelde oeververdediging afzetten en zullen zo de doorlatendheid van de verdediging doen afnemen. Een bemaling trekt water en fijne deeltjes vanuit het open water naar zich toe en zal aldus het afdichtende effect nog eens versterken. Als de afdichting 0% bedraagt dan kan de oeverlijn met een vaste waterstand in het bemalingsmodel worden opgenomen. Als de afdichting 100% bedraagt dan gedraagt het model zich alsof er geen open water aanwezig is. De verlaging van de grondwaterstand zal tot achter de andere oever merkbaar zijn. De mate van afdichting zal ergens tussen deze uiterste gevallen in liggen.

In dit laatste opzicht dient rekening te worden gehouden met het feit dat in de laatste jaren de grondwaterspiegel in Noord Brabant sterk aan daling onderhevig is geweest. Het aanvragen van een vergunning om te mogen bemalen kan op veel bezwaren stuiten van de kant van waterleidingbedrijven en hoogheemraadschappen. Verder dient rekening te worden gehouden met het feit dat bemalingsleidingen en bronnen oppervlak op het bouwterrein in beslag nemen. Met name met de beperkte ruimte in de breedte van het eiland dient economisch te worden omgesprongen. Dit ruimtegebrek impliceert een groter risico van beschadigen van leidingen en putten door werkzaamheden.

Conclusie: hier wordt gezien de voorgaande aspecten de voorkeur uitgesproken om bij de bouw van de nieuwe sluis geen gebruik te maken van een bronbemaling. Om het terrein te vrijwaren van wateroverlast kan er wel gebruik worden gemaakt van een drainagesysteem met buizen.

4.3.3 horizontale stabiliteit

De horizontale stabiliteit van een op staal gefundeerd kunstwerk komt in gevaar als de resulterende kracht over het kunstwerk groter wordt dan de schuifweerstand die de constructie hier tegen in kan brengen. De eenzijdige afname van de horizontale gronddruk zal waarschijnlijk plaatsvinden aan de kant van het eiland. Oorzaken waardoor de horizontale gronddruk kan afnemen zijn:



Figuur 12

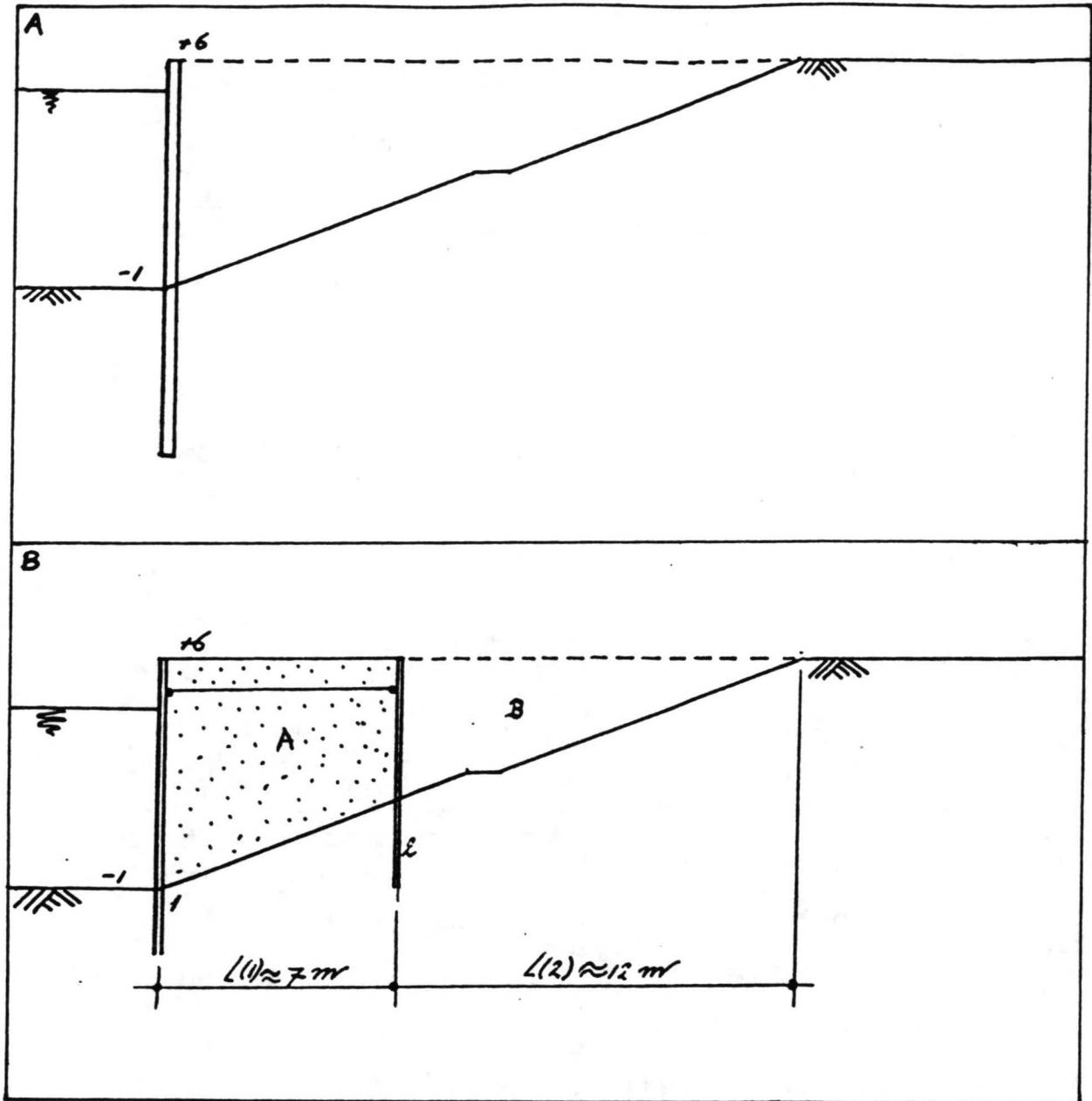
- 1 - zinking van het maaiveld.
Hiervoor wordt arbitrair een waarde van 10 cm aangenomen
- 2 - afname van de gronddrukcoefficient.
Aangenomen wordt dat de kolk destijds met normaal zand is aangevuld en nu belast wordt met een neutrale gronddruk. Voor de gronddrukcoefficient geldt aldus de waarde $K_0=0.5$. De fictieve, extreem gereduceerde waarde wordt gesteld op $K_0=0.25$. Dit kan het effect zijn van het bezwijken van een damwand die gebruikt wordt bij de bouw van de nieuwe sluis waardoor de grond nazakt en de oude sluis minder zwaar belast.
- 3 - verlagen van de grondwaterstand.
Een bronbemaling werd in de vorige paragraaf reeds verworpen.

De horizontale stabiliteit zal voor de stuwdam geen probleem zijn. Het funderingsvlak en het gewicht van de stuwdam zijn dermate groot dat een afname van horizontale gronddruk tegen de relatief kleine zijwanden van de stuwdam ruimschoots gecompenseerd zal worden door de schuifweerstand tussen het funderingsvlak en de ondergrond. Bij de sluis ligt het probleem gevoeliger. Ten eerste ligt het bouwterrein van de voorkeurlocatie veel dichter bij de sluis dan bij de stuwdam. Verzakkingen van het terrein zullen hier beter merkbaar zijn. Het sluishoofd vormt hierbij een minder probleem dan de kolk. Het hoofd is een zware stijve constructie met een in verhouding tot de kolk relatief groot gewicht en groot funderingsvlak. De kolk is echter een relatief slappe constructie (in lengterichting) met een kleiner gewicht en een kleiner funderingsvlak [figuur 12]. De situatie voor de sluiskolk wordt hier als maatgevend voor de hele sluis verondersteld.

Bij de horizontale stabiliteit is het de vraag of de kolk voldoende schuifweerstand tussen grondvlak en ondergrond kan opbrengen om een reductie van de horizontale gronddruk te weerstaan. De maatgevende belastingreductie treedt op als meerdere effecten gelijktijdig op zouden treden. Voor een verdere beschouwing wordt aangenomen dat de uit meerdere delen bestaande kolkdoorsnede als geheel functioneert. De kolkdelen worden in de uitgangssituatie tegen elkaar aan gedrukt door de neutrale gronddruk. Voor de schuifweerstand tussen gestort beton en zand worden wrijvingscoefficienten gehanteerd tussen $\mu=0.35$ en $\mu=0.65$. Hier zal de veilige waarde $\mu=0.3$ worden gehanteerd zodat $\tau=0.3*\sigma_v$.

De verticale korrelspanning op het funderingsvlak bestaat uit:

- 1 - spanning door het eigen gewicht van de kolkmuur.
- 2 - spanning door de ballastgrond direct boven kolkmuur.
- 3 - opwaartse waterdruk onder kolkmuur.



Figuur 13

Voor de ballastgrond wordt hier alleen de grond direct boven het funderingsvlak in de berekening meegenomen [figuur 12]. In werkelijkheid zal ook een deel van de grond naast het funderingsvlak een bijdrage leveren. Verder wordt er van uitgegaan dat al deze spanningen zich gelijkmatig over het grondvlak ($8 \text{ m}^2/\text{m}$) spreiden. Er worden twee situaties bekeken bij twee uiterste waterstanden n.l. NAP+5.0 en NAP+0.15. Berekeningen voor 1 m kolk [bijlage 5a] leveren het resultaat dat bij beide situaties, met alleen de schuifweerstand van de beide kolkwanden, de constructie slechts een kleine 40% van zijn schuifweerstand mobiliseert.

Conclusie: uit berekeningen blijkt dat de horizontale stabiliteit van de bestaande kunstwerken niet in gevaar komt onder het gelijktijdig optreden van meerdere verstorende effecten.

4.4 bouwen in open water

4.4.1 oplossingprincipes

Bij de voorkeurlocatie komt een deel van de kolk en een deel van het bovenstroomse sluishoofd in het talud van het oude kanaal en dus in open water te liggen. Om ook dit deel van de sluis te kunnen bouwen, dienen er voorzorgsmaatregelen te worden genomen die mede afhankelijk zijn van de bouwmethode.

Voor meerdere bouwmethoden dienen er damwandkuipen te worden aangebracht om zo een waterdichte bouwruimte te creëren en om de omringende grondmassieven stabiel te houden. Voor het maken van een diepwand of het afzinken van een caisson is het noodzakelijk dat er vanaf een vlak maaiveld gewerkt kan worden en dat er zich geen obstakels onder het caisson bevinden. Er zijn twee redelijk goedkope methoden die zo goed als waterdichtheid zijn en grond kunnen kerend:

- 1 - combi-wand
- 2 - kistdam

De combi-wand [figuur 13a] is een stalen damwand die opgebouwd is uit speciale damwandplanken eventueel in combinatie met ronde buisprofielen. De combiwand kan bij dit project niet gestempeld of verankerd worden. Door de wand voldoende diep in te heien blijft hij stabiel, de buigende momenten worden door de eigen buigstijfheid opgenomen. Deze methode leidt tot lange en zware profielen. Een kistdam [figuur 13b] bestaat uit twee evenwijdige rijen van standaard damwandplanken die onderling

verbonden zijn met trekankers. De ruimte A tussen de beide wanden wordt gevuld met korrelig materiaal, meestal zand. De kistdam is op zich stabiel. De resulterende horizontale belasting wordt door de buigstijfheid van de beide wanden en door de schuifweerstand van het opvulzand opgenomen.

Het plaatsen van beide muren kan niet gebeuren vanaf het maaiveld van het eiland daar de afstand tussen maaiveld en hei-locatie eenvoudigweg te groot is. Het plaatsen van de combiwand kan gebeuren vanaf een in het oude kanaal gelegen ponton van enkele meters breed met daarop een heistelling en een voorraad damwanddelen. Het ponton wordt verplaatst naar gelang het heien vordert. De kistdam kan op een andere manier geplaatst worden en wel als volgt. Het begin van het proces ligt bij de oude sluis. Vanaf deze locatie kunnen twee rijen van palen evenwijdig aan de kanaalssluis geheid worden. Nadat enkele meters zijn geheid, wordt er een werkplatvorm over de palen aangebracht. Aan beide langszijden van het werkplatvorm worden nu de damwandplanken ingeheid en worden ze onderling verbonden met trekankers. De heistelling kan over het platvorm naar het eind van de kistdam rijden en een volgend deel van palen heien etc. De heistelling maakt zijn eigen heiweg.

Voordelen van de kistdam zijn dat de scheepvaart geen hinder ondervindt van het brede ponton met daarop de heistelling en dat eventuele lekkage door uit het slot gelopen of weinig vervormde planken d.m.v. injectie in de kistdam (opvulzand) kan worden verholpen. De aanwezigheid van een rail voor een traverse over het bouwterrein over de combiwand beïnvloedt het knikgedrag van de wand nadelig. De wand zal door de resulterende grondruk uitbuigen en knik bevorderen. Een nadeel van beide methoden is dat ze beiden gevoelig zijn voor aanvaringen van schepen. De meerstoelen die voor de wand dienen te worden geplaatst moeten de scheepsstoten daarom opvangen.

Conclusie: de kistdam wordt als oplossing voor het bouwen in open water ter plaatse van het kanaaltalud in het bovenstroomse pand toegepast.

4.4.2 uitvoering en dimensionering

De kistdam wordt bij elk van de combinaties I t/m X toegepast. Daar waar een waterdichte omgeving en/of een grondkerende constructie vereist is vervangt de kistdam de enkele damwand met groutankers en daar waar een uitbreiding van het maaiveld nodig is, wordt naast de kistdam, ook de ruimte B tussen kistdam en eiland aangestort met grond. In alle gevallen blijft de kistdam in de gebruiksfase gehandhaafd als deel van

✓

de nieuwe constructie daar er geen voldoende ruimte aanwezig is om een kistdam te vervangen door een veel breder talud.

Voor de dimensionering wordt een zeer grove benaderingsmethode toegepast. Er wordt aangenomen dat de enkele wand van een kistdam zich gedraagt als een wijkende wand die door een actieve gronddruk wordt belast. Voor de trekankers worden stangen met diameter 50 mm en een bezwijklast van $F(u)=700$ kN.

HOOFDSTUK 5
MONOLIETCONSTRUCTIE IN BOUWKUIP/PUT

V

5.1 algemene aspecten van de bouwkuip/put

5.1.1 inleiding

Binnen de bouwkuip- en bouwputmethode zijn weer een aantal variaties mogelijk afhankelijk van de randvoorwaarden en uitgangspunten. Er kan worden gekozen voor een bouwkuip met verticale wanden of een bouwput met taluds. Voor de verticale stabiliteit binnen de verticale wand van de kuip tijdens de bouwfassen en in de gebruiksfase kan gebruik worden gemaakt van een bemaling, gewapend en ongewapend onderwaterbeton, injectiemethoden en trek/drukpalen en voor de horizontale stabiliteit bij een verticale beschoeiing kunnen diverse wandtypen in combinatie met stempels, ankers met ankerwanden of groutankers worden toegepast. In de volgende paragrafen zal afzonderlijk op de diverse keuzemogelijkheden worden ingegaan met inachtneming van de randvoorwaarden en uitgangspunten zoals die eerder werden geformuleerd.

5.1.2 talud versus verticale wand

Een bouwput met een talud kan, gezien het eerder genoemde geo-hydrologische schema, niet worden gerealiseerd zonder een bemaling. Aangenomen dat er geen water uittreedt uit het oneindig gedachte talud en dat het water evenwijdig aan het talud stroomt, dan geldt bij benadering voor een talud onder een hoek α voor de stabiliteitsfactor f :

$$f = \frac{\gamma_g - \gamma_w}{\gamma_g} \cdot \frac{\tan(\phi)}{\tan(\alpha)} \quad (1)$$

Voor de stabiliteit van tijdelijke taluds wordt doorgaans een veiligheidsfactor $f=1.2$ aangehouden. Worden voor de overige parameters de waarden uit het geo-hydrologisch schema ingevuld dan volgt hieruit dat $\alpha \leq 30^\circ$. Bij een bouwput moet naast ruimte voor de constructie zelf, ook werkruimte, ruimte voor de bekisting, een eventuele kraanbaan en een weg aanwezig zijn. Er kan al snel tot de conclusie worden gekomen dat een bouwput uitgesloten is, te meer daar er de voorkeur aan werd gegeven

niet te bemalen. Een bouwkuip met verticale wanden is wel een uitvoerbare optie.

Een verticale wand kan op diverse manieren worden gerealiseerd. Voor tijdelijke wanden wordt doorgaans gebruik gemaakt van stalen damwandprofielen. Damwanden zijn zo goed als waterdicht, geschikt voor hergebruik, relatief goedkoop en in alle grondsoorten aan te brengen door heien, trillen, drukken of een combinatie van deze technieken. Een andere manier om een tijdelijke verticale wand te creëren is het bevriezen van grond. Voor de techniek van het bevriezen dient de grond zeer vochtig dan wel met water verzadigd te zijn en mag er niet te veel grondwaterstroming aanwezig zijn. Bij dit project is niet te allen tijden aan deze voorwaarden voldaan. De bevriezingstechniek is daarnaast ook veel duurder, zeker bij langer durende projecten. Voor permanente wanden kunnen, naast de stalen damwand, ook diepwanden worden gemaakt of kunnen prefab-betonpanelen worden gebruikt. De in situ gemaakte en de prefab-diepwand zijn weer relatief duur en worden alleen toegepast als de bouwkuipwand meteen de kolkwand vormt [hoofdstuk 7].

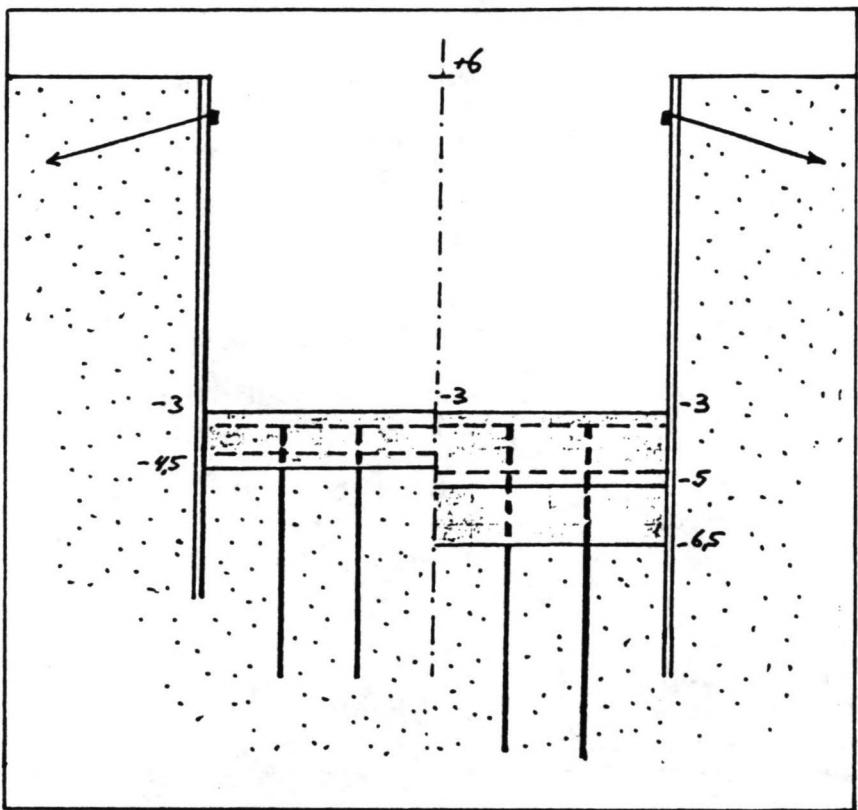
Conclusie: voor de bouwput blijkt een talud wegens plaatsgebrek (eiland te smal) en de noodzaak van een eerder verworpen optie bemalen, niet toepasbaar. De keuze valt hier op de bouwkuip met als tijdelijke wandconstructie de traditionele stalen damwand.

5.1.3 horizontale bouwkuipafsluiting

Daar een monolietconstructie in een droge bouwkuip gebouwd moet worden, en er niet bemalen kan worden tot onder de bouwkuipbodem, is het noodzakelijk dat een waterdichte bouwruimte middels een andere methode wordt gecreëerd. Daar een damwandkuip tevens als verticale waterafdichting fungeert dient alleen nog een horizontale afdichting te worden gevonden. Technieken die met de damwandkuip zijn te combineren zijn:

- 1 - chemische of grondinjectie.
- 2 - vloer van (on)gewapend onderwaterbeton.

De methode van chemische of grondinjectie berust er op dat er middels een buis een vloeistof in de bodem wordt geïnjecteerd die na verloop van tijd een steenachtige massa vormt. De injectievloeistof hangt af van de eigenschappen van de grond. In normaal zand geschiedt injectie met een chemische vloeistof en in grofkorrelige grond, hier het geval, middels een cement-bentoniet-suspensie. Bij chemische injectie bestaat het gevaar



Figuur 14

van grondwatervervuiling door de chemicaliën wat op veel weerstand uit de samenleving en overheid kan opleveren. Chemische injectie is niet mogelijk in klei, veen en sterk slibhoudend fijn zand. Discontinuïteiten in de ondergrond bemoeilijken het injecteren daar de vloeistof altijd de weg van de minste weerstand zal kiezen. Of de injectie geslaagd is moet in een vroeg stadium worden gecontroleerd d.m.v. een pompproef. Een eventuele lek vergroot de kosten door het opsporen en het dichten. Het dichten is vaak een onmogelijke zaak en de injectie moet vaak opnieuw worden uitgevoerd. De injectiemethode is qua uitvoering vaak minder betrouwbaar. Door de discontinuïteiten in de ondergrond [bijlage 5c] bij Lith is de uitvoering aan een zeker risico onderhevig. In de praktijk blijkt injectie altijd duurder te zijn dan de methode met onderwaterbeton. Oorzaken: de hoge kosten van de injectielaaag, zwaardere damwanden en zwaardere ankers.

Wordt enkel een (ongewapende) vloer van onderwaterbeton toegepast zonder trekpalen dan dient de vloer evenwicht te maken met de opwaartse waterdruk. In de maatgevende belastingsituatie met $f=1.2$ zou dit een vloer van ruim 10 m dik vereisen. Een veel beter alternatief is een vloer van onderwaterbeton in combinatie met trekpalen. Bij het bouwen van een constructie in een bouwkuip op een vloer van onderwaterbeton met trekpalen zijn weer twee mogelijkheden te onderscheiden [figuur 14]:

- 1 - gewapende vloer van onderwaterbeton met daarop een dunne werkvloer.
- 2 - ongewapende vloer van onderwaterbeton met daarop een gewapende constructievloer.

Voor de vloer van onderwaterbeton dient minimaal een praktische dikte van $d=1500$ mm te worden genomen en er dient te worden gerekend met een maatafwijking van ± 250 mm. De constructievloer dient als inklemming voor de kolkwand en wordt $h=2000$ mm dik gekozen. De combinatie vloer/palen moet aan een aantal criteria voldoen te weten:

- 1 - toelaatbare belasting per paal: $F_u < F_{max}$.
Voor de trekpalen worden prefab-heipalen gekozen met een doorsnede 400x400 mm met een voorspanning $F_{t,max}=1000$ kN en een maximaal toelaatbare drukbelasting van $F_{d,max}=400 \cdot 400 \cdot 35=5600$ kN.
- 2 - overdracht belasting van paal op vloer: $\tau_u < \frac{1}{2}f'_b$,
Voor het onderwaterbeton werd een kwaliteit B25 gekozen zodat $\tau_u < \frac{1}{2}f'_b = \frac{1}{2} \cdot 1.2 = 0.6$ N/mm². Voor het constructiebeton werd kwaliteit B35 gekozen zodat $\tau_u < \frac{1}{2}f'_b = \frac{1}{2} \cdot 1.4 = 0.7$ N/mm².
- 3 - overdracht belasting van paal op grond
- kluitcriterium: $L(\text{paal}) \approx q/10$ m
- schuifcriterium (Begemann-formule)
- 4 - sterkte vloer: $M_u < M_{cr}$

vloer van gewapend onderwaterbeton

De maatgevende situatie voor de vloer ontstaat als de bouwkuip is leeggepompt, er geen belasting op de vloer aanwezig is (werkvloer) bij een maximale opwaartse druk. Voor het bezwijken van de paal op trek en voor het bezwijken van de aanhechting tussen paal en vloer, wordt een belastingfactor $f=1.7$ gehanteerd. Voor de veiligheid tegen opdrijven wordt de waarde $f=1.2*1.2=1.44$ gehanteerd. Voor het maximaal toelaatbare buigend moment in de vloer en de bezwijskruifspanning moet rekening worden gehouden met toleranties in de vloerdikte van ± 250 mm. De maatgevende minimale vloerdikte bedraagt aldus $h=1000$ mm. Het buigend moment in de vloer blijft evenwel ver beneden het scheurmoment en dus wordt hier een economisch wapeningspercentage van ongeveer 0.7% toegepast. Ook de schuifspanning blijft onder de toelaatbare waarde. Bij het kluitcriterium wordt er van uitgegaan dat de paal zijn belasting aan een volume grond $V=e^2*L(\text{paal})$ overdraagt. Voor het gewicht van de grond onder water wordt met de waarde $\gamma=10 \text{ kN/m}^3$ gerekend en een belastingfactor $1.2*1.2=1.44$. Wordt bij het schuifcriterium een gelijke paallengte genomen dan resulteert dit in een grotere waarde voor de maximaal opneembare schuifkracht op de paal. Het kluitcriterium blijkt maatgevend te zijn.

vloer van ongewapend onderwaterbeton

Voor de ongewapende vloer van onderwaterbeton zijn twee situaties van belang. De eerste situatie ontstaat als de bouwkuip is leeggepompt, er geen belasting op de vloer aanwezig is bij een maximale opwaartse druk. De maximale schuifspanning tussen vloer en paalontrek en het maximaal opneembare moment blijven ook hier onder de toegestane waarden. Het kluitcriterium blijkt ook nu maatgevend. De extra twee meter paallengte boven de owb-vloer is van belang in de tweede situatie waarbij de constructievloer is aangebracht en de vloer van onderwaterbeton gescheurd is. De opwaartse waterdruk wordt nu volledig tegen de onderzijde van de constructievloer gedacht. De verticale belasting is nu kleiner dan in de vorige situatie zodat de paallengte voldoende is. Bij het krachtsoverdracht van paal naar vloer is aangenomen dat de totale kracht in de paal alleen door de constructievloer wordt opgenomen en dat de vloer van onderwaterbeton niet langer meewerkt. De constructievloer blijkt te voldoen aan zowel schuifspannings- als buigcriterium en ook hier wordt een economisch wapeningspercentage toegepast van ongeveer 0.7%.

Uit een kleine kostenberekening blijkt dat de variant met ongewapend onderwaterbeton qua materiaalverbruik ongeveer twee maal zo duur is als de variant met gewapend onderwaterbeton. De meerkosten zitten voornamelijk in de vele kubieke meters

constructiebeton. De kosten voor uitvoering zijn niet eenvoudig te bepalen en worden in dit kader niet meegenomen. Uit andere studies blijkt echter dat de uitvoeringskosten een grote kostenpost vormen.

Conclusie: voor de horizontale bouwkuipafsluiting valt hier de keuze op de variant met een vloer van gewapend onderwaterbeton.

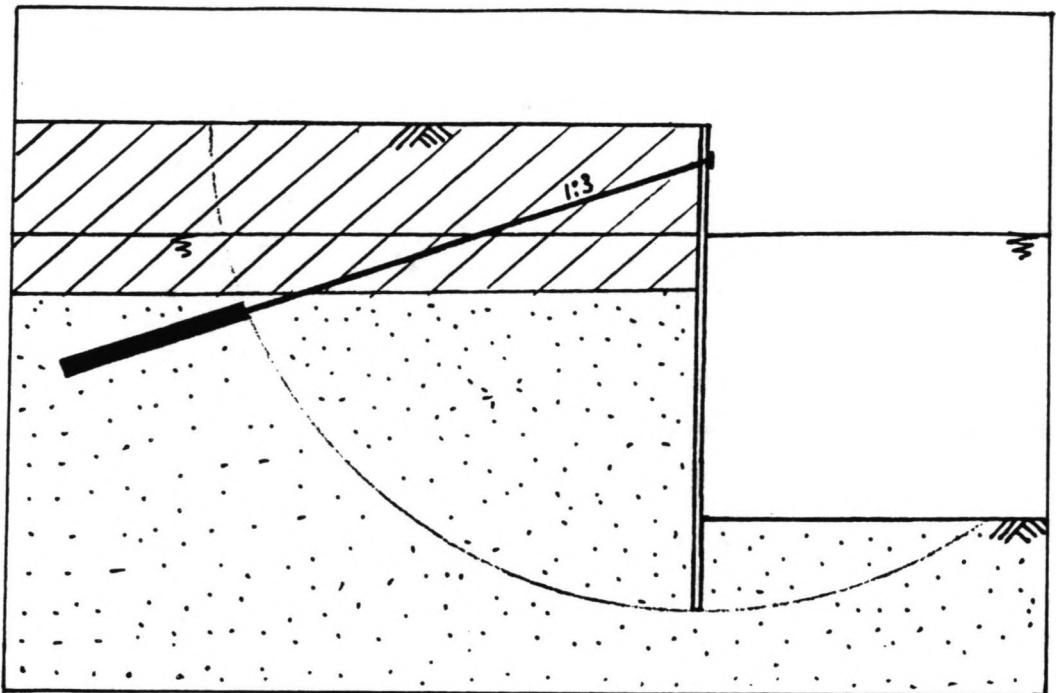
5.1.4 verankering en stempeling

De verticale damwand kan slechts een beperkte hoogte keren d.m.v. zijn eigen buigstijfheid en de grondweerstand rond de damwandvoet. Voor grotere kerende hoogten moet een verankering of een stempeling worden toegepast.

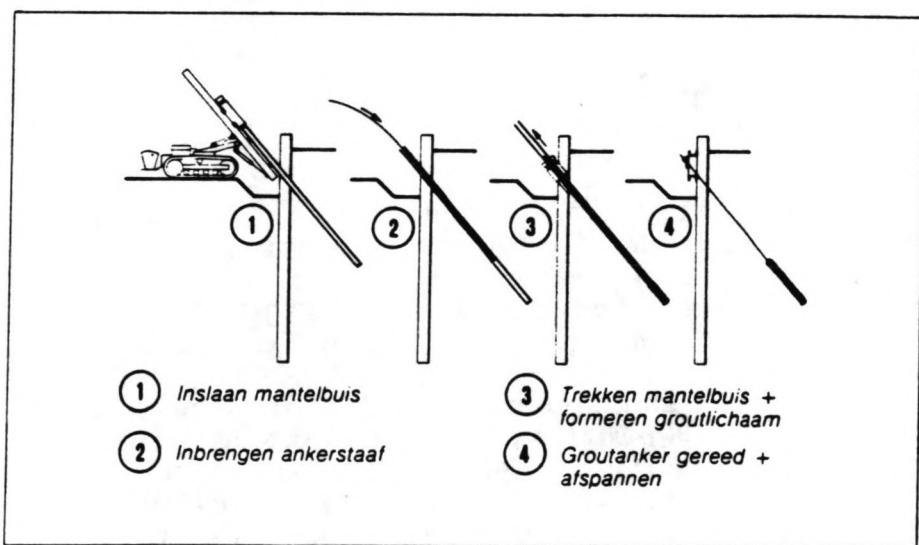
Naast de kracht die een anker op de ondergrond moet overbrengen is ook de stabiliteit van het systeem wand-anker als geheel van belang. Er moet voor worden gewaakt dat het anker samen met de wand volgens een cirkelvormig glijvlak door de voet van de damwand afschuift. Een ankerlichaam moet zich voldoende ver achter de kerende wand bevinden. Deze benadering van het afschuifmechanisme is zeer grof en aan de veilige kant. Een afschuiving via een recht vlak is meer waarschijnlijk. Voor een verankering kan de keuze worden gemaakt uit twee ankersystemen:

- 1 - trekanker met ankerplaat
- 2 - groutanker

Een ankerplaat ontleent zijn stabiliteit aan de passieve grondweerstand aan de voorzijde van de ankerplaat. Vanwege de stabiliteit van het systeem wand-anker mogen het actieve glijvlak van de damwand en het passieve glijvlak van de ankerplaat elkaar niet overlappen. Hieruit kan de positie van de ankerplaat achter de damwand worden bepaald. Een ankerplaat kan in principe in elke grondsoort, behalve in veengrond, worden toegepast. Om een ankerplaat te plaatsen dient er voldoende ruimte op het maaiveld aanwezig te zijn om te ontgraven. Dit ontgraven en weer aanvullen verstoort de grondslag en deze verstoring is nadelig voor de passieve grondweerstand voor de ankerplaat. Gezien de beperkte ruimte op maaiveld en de benodigde ruimte om te ontgraven, de aanwezigheid van oude ankers, de verstoring van de grondslag en de noodzaak om wellicht ankers deels onder taluds met een oeververdediging aan te brengen is dit systeem geen geschikte keuze.



Figuur 15



Figuur 16

Een groutanker [figuur 15] ontleent zijn stabiliteit aan de schuifweerstand langs het ankerlichaam aan het uiteinde van het anker. Groutankers worden middels een stalen pijp door een gat in de damwand onder een gekozen hoek in de grond aangebracht en verstoren de grondslag nauwelijks [figuur 16]. Groutankers zijn vooral geschikt in korrelige grond en kunnen worden voorgespannen met hoge lasten. Het groutanker komt, gezien de omstandigheden genoemd bij het vorige systeem, zeker in aanmerking bij dit project.

Voor stempels van grote overspanningen worden meestal ronde buisprofielen toegepast vanwege hun gunstige, naar alle richtingen gelijke, gedrag o.i.v. knikkrachten. Stempels hebben het voordeel boven ankers dat ze stijver zijn en de wand minder zullen laten vervormen en ook beïnvloeden ze de grondslag niet. Een groot nadeel is dat ze het bouwproces hinderen door hun aanwezigheid in de bouwkuip. Stempels worden daarom alleen toegepast bij constructies die onder de stempels worden afgebouwd of waarbij meerdere stempellagen moeten worden toegepast. Stempels worden op druk belast en moeten naast bezwijken op vloeien ook berekend worden op knik. Een stempel wordt geschematiseerd als een door dwarskracht (=eigen gewicht) belaste pendelstaaf. Het stempel dient op de volgende criteria te worden gedimensioneerd:

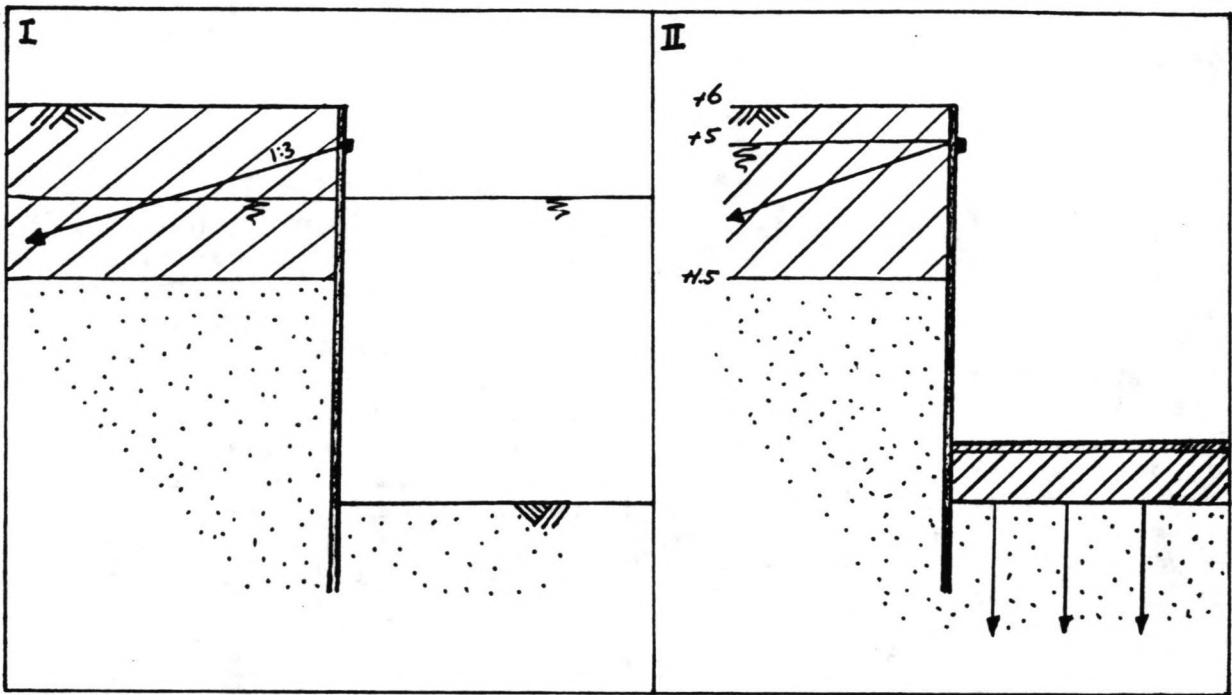
- 1 - vloeien door drukkracht.
- 2 - bezwijken door knik.

Het knikcriterium blijkt maatgevend te zijn boven het vloeicriterium.

Conclusie: hier wordt gesteld dat de kuipwand beter verankerd kan worden dan gestempeld. Dit is uiteraard niet van toepassing op dat deel van het bouwterrein nabij open water, waar geen damwand met ankers wordt toegepast maar een kistdam.

5.1.5 dimensionering damwandkuip en verankerung

Voor de dimensionering van de kuipwand zijn twee bouwfases van belang [figuur 17]. Bouwfase I treedt op wanneer de kuip tot op de juiste diepte is ontgraven, de kuip nog vol water staat en er geen vloer van onderwaterbeton aanwezig is. In deze fase is het horizontale evenwicht van belang en de vereiste inheidepte van de wand. Bouwfase II treedt op wanneer de vloer van onderwaterbeton is aangebracht en de kuip is drooggepompt. In deze fase is de totale belasting op de wand maatgevend [bijlage 5e].



Figuur 17

Fase I

De stalen damwand is een slappe constructie die bij het ontgraven van de kuip door zal buigen. De grond achter de wand zal nazakken en de wand actief beladen volgens coëfficiënt K_a , de grond voor de wand zal de wand passief beladen volgens coëfficiënt K_p . Daar de grond uit twee verschillende lagen bestaat zal de actieve grond ook twee verschillende gronddrukcoëfficiënten kennen en ook het volumiek gewicht kent twee waarden. Om de berekening te simplificeren zal met de naar laagdikte gemiddelde waarde K_a worden gerekend. Voor de K_p geldt de waarde voor zand. Een verdere vereenvoudiging voor een handberekening wordt doorgévoerd door het volumiek gewicht van klei en zand gelijk te stellen. Als extra veiligheid wordt rekening gehouden met een terreinbelasting achter de wand.

De inheidepte d van de wand kan worden bepaald uit het momentenevenwicht rond het bevestigingspunt van het anker. Bekend zijn:

- 1 - de kerende hoogte van de wand
- 2 - de gronddrukcoëfficiënten
- 3 - het volumiek gewicht van de grond
- 4 - de positie van het verankeringspunt
- 5 - terreinbelasting

Door nu het momentenevenwicht rond het bevestigingspunt te nemen, resulteert dit in een iteratief op te lossen vergelijking van de derde graad met als onbekende inheidepte d . Nu d bekend is kunnen de krachten per m wand worden bepaald zijnde F_a , F_p , F_q en kan ankerkracht T uit het krachtenevenwicht worden bepaald. Om met maatgevende buigende moment te berekenen, wordt de wand geschematiseerd als een ligger op twee steunpunten. Het eerste steunpunt is het verankeringspunt, het tweede steunpunt ligt onder de ontgravingsdiepte van de kuip. Bekend zijn de krachten op de wand en de plaats waar de statische equivalenten (S.E.) van deze krachten aangrijpen. Door nu de dwarskrachtenlijn vanaf het bevestigingspunt te tekenen blijkt dat het maximale moment ongeveer in de buurt van de S.E. van de kracht F_a moet liggen. Een eenvoudige berekening levert de waarde van het maatgevende moment $M_{max} = M_1$.

fase II

In deze fase zit moment M_1 reeds in de wand. De vloer van onderwaterbeton wordt gestort en de kuip wordt leeggepompt. Dit resulteert in een extra belasting door de resulterende waterdruk op de buitenzijde van de kuipwand. Aangenomen dat het bouwterrein voldoende gedraineerd wordt, zal de maatgevende waterstand op een lager niveau worden gekozen. Een vereenvoudigde berekening volgt uit de aannname dat de

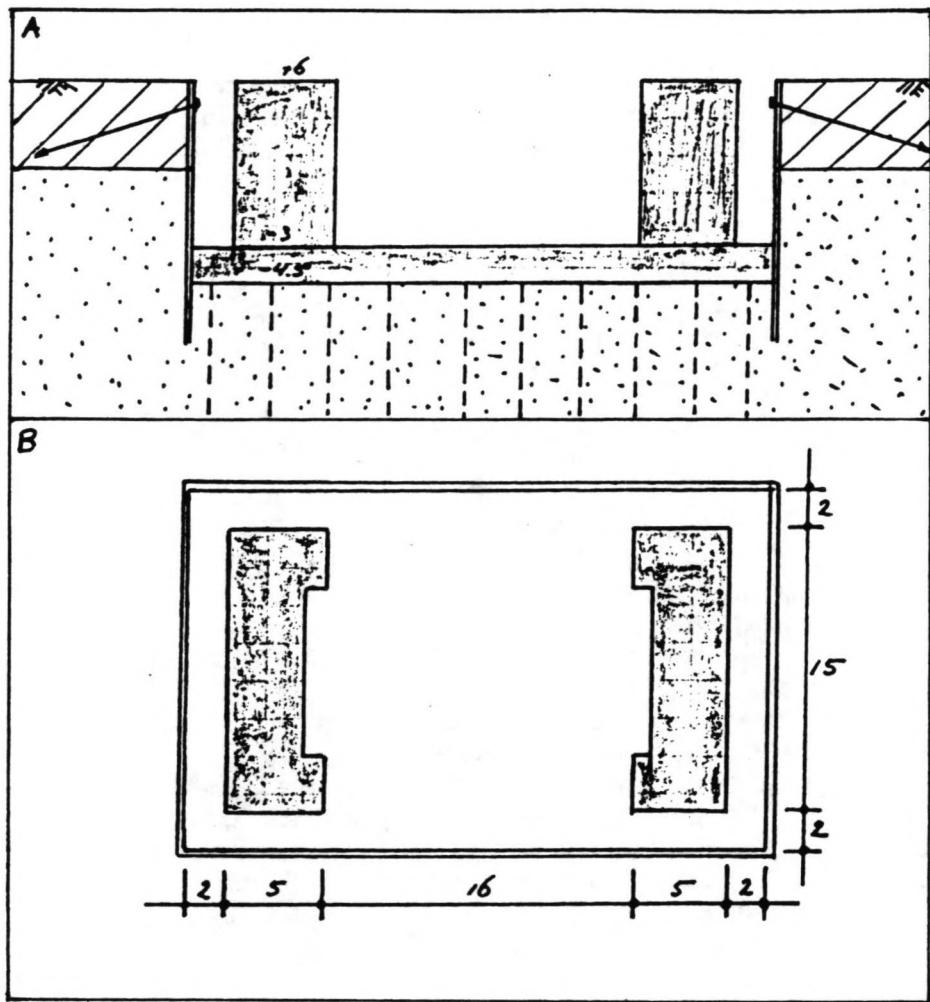
✓

grondwaterstand gelijk is aan het bevestigingspunt van de damwand. Voor de berekening van het additionele moment wordt de wand geschematiseerd tot een ligger opgelegd op het bevestigingspunt en ingeklemd t.p.v. de bovenzijde van de vloer. De mate van inklemming hangt af van de passieve gronddruk onder het draaipunt. Een redelijke aanname is $2/3$ van de waarde van een volledige inklemming. De waterdruk wordt geschematiseerd tot een statisch equivalent en middels een eenvoudige berekening levert dit de waarde van het inklemmingsmoment $M_{max}=M_{II}$.

De positie van M_I en M_{II} zal niet gelijk zijn maar voor een globale berekening wordt aangenomen $M_{tot}=M_I+M_{II}$ kNm/m. Voor de sterkteberekening van de wand wordt een veiligheid van $f=1.5$ gehanteerd en wordt uitgegaan van een staalkwaliteit E 36 SP met een vloeistofspanning $\sigma_y=360$ N/mm 2 . Hieruit volgt een minimale waarde van het weerstandsmoment W .

Voor de bevestiging van de damwand wordt gebruik gemaakt van groutankers. Groutankers kunnen tot grote belastingen worden voorgespannen. Voor de globale dimensionering wordt een schatting gemaakt van de voorspankracht en de ankerhoek. Voor de veiligheidsfactor voor ankers wordt de waarde $f=1.5$ gehanteerd. Voor de lengte van de ankers dient het systeem anker/wand te worden beschouwd. Dit systeem kan volgens een cirkelvormig glijvlak door de teen van de damwand bezwijken [figuur 15]. Om het systeem stabiever te maken dient de ankerstang zo lang te zijn dat hij deze glijcirkel doorsnijdt. Voor het ankerlichaam wordt een waarde geschat. Globaal wordt de totale lengte van het anker gelijk gesteld aan de lengte van de damwand plus de lengte van het ankerlichaam.

Voor de dimensionering van de gording wordt deze geschematiseerd tot een over vele steunpunten doorgevoerde statisch onbepaalde ligger. De plaatsen waar de groutankers aangrijpen fungeren hierbij als vaste oplegpunten voor de gordingen. De belasting op de ligger bestaat uit de bevestigingskracht van de damwand. Het bezwijkmoment wordt bepaald middels $M_u=1.5*1/12*q*e^2$ kNm. Wordt voor het staal een kwaliteit met vloeistofspanning $\sigma_y=360$ N/mm 2 genomen dan moet een profiel met een weerstandsmoment groter of gelijk aan $W=M_u/\sigma_y$. Voor de vormgeving van de gording wordt gekozen voor een combinatie van twee U-profielen waartussen het anker wordt doorgevoerd.



Figuur 18

5.2.1 dimensionering constructie kolk en hoofd

De monolietconstructie van de kolk bestaat in zijn eenvoudigste vorm uit een in de dwarsdoorsnede U-vormige bak met rechte wanden. De belasting op de wand aan de buitenzijde bestaat uit de neutrale gronddruk en een terreinbelasting [bijlage 5d]. Voor de grondbelasting wordt aangenomen dat de kolk met normaal zand zal worden aangestort. Voor de maatgevende belastingsituatie wordt de waterstand gelijk genomen aan het maaiveldniveau (NAP+6.0) en wordt een terreinbelasting in rekening gebracht. De kolk wordt verondersteld leeg te zijn. De maatgevende wandoorsnede bevindt zich nabij de aansluiting van de wand op de vloer. De aansluiting wordt geschematiseerd tot een volledige inklemming. De wand wordt hier op buiging en afschuiving gedimensioneerd. Daar het zeer lastig is dwarskrachtwapening op die positie aan te brengen, wordt er hier van uit gegaan dat geen dwarskrachtwapening wordt toegepast. Het afschuifcriterium blijkt maatgevend boven het buigcriterium. Voor de dikte van de kolkwand op maaiveldniveau kan een kleinere afmeting worden gekozen. De minimale afmeting hangt naast het afschuifcriterium van bijv. een bolderkracht mede af van praktische eisen. Voor de in de bovenzijde aanwezige wapening wordt de helft van de hoeveelheid in de maatgevende doorsnede gekozen.

Het sluishoofd [figuur 18] is een meer gecompliceerde constructie dan de kolk. De dimensies van het hoofd zijn mede afhankelijk van de grootte van de afsluitmiddelen die het moet herbergen, de omvang van de hydraulische installatie, de manier van vullen en ledigen van de kolk (door openingen in de deuren of door omloopriolen) en stabiliteitseisen. In hoofdstuk 3 was de keuze voor afsluitmiddelen gevallen op de traditionele puntdeur. De deuren moeten per paar de 16 m brede kolk overspannen. Voor de hoek waaronder de deuren in gesloten toestand op elkaar aansluiten wordt hier de waarde 1:3 genomen. De totale lengte van een deur wordt dan ongeveer 9 m. Verder moet er rekening mee worden gehouden dat de hoofden eens drooggezet moeten kunnen worden voor inspectie. Hiertoe dienen schotten te worden geplaatst. Voor het plaatsen van schotten in nissen wordt aan beide zijden van de deurkas nog eens 3 m extra genomen. Uitgaande van een deur van ongeveer 1 m dik, wordt de wanddikte geschat op 5 m. De afmetingen van de funderingsplaat worden mede bepaald door de extra ruimte van 2 m rondom de deurkassen voor het plaatsen van de bekisting en als werkruimte. Voor de vloer van het hoofd wordt een gelijke dikte genomen als die van de kolkbodem.

5.2.2 stabiliteit sluishoofd

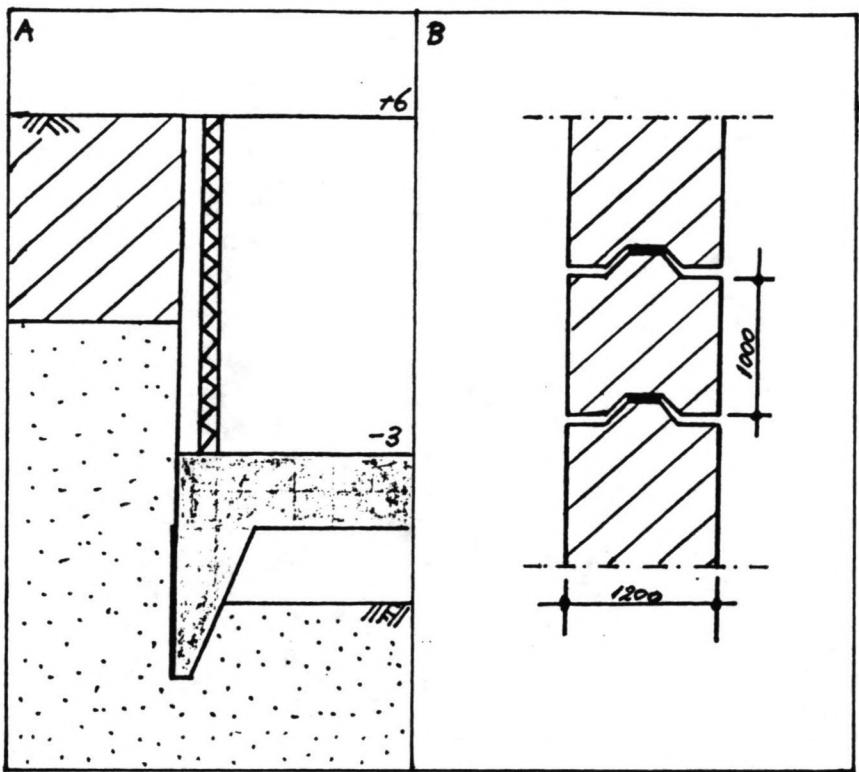
In de bouwfase wordt het hoofd uitsluitend verticaal belast. De vloer van het hoofd was reeds berekend op een belastingsituatie waarbij een maximale opwaartse druk werd gecombineerd met een minimaal gewicht. In de volgende bouwfasen van het hoofd wordt het minimale gewicht alleen maar groter bij een gelijkblijvende maximale opwaartse druk. Deze bouwsituaties zijn niet maatgevend voor de palen en de vloer. De paalbelasting op trek is maatgevend tijdens de fase direct na het leegpompen van de boukuip.

In de gebruiksfase wordt de stabiliteit van het sluishoofd in de richting van de sluisas van belang [bijlage 5f]. De stabiliteit in de richting loodrecht hierop loopt geen gevaar daar er geen resulterende krachten in die richting zijn. De resulterende horizontale belasting komt voort uit het verval over de sluisdeuren. Deze belasting wordt niet opgenomen door schuifspanningen tussen vloer en grond maar door de veel stijver reagerende palen die daardoor op afschuiven worden belast. De schuifspanning bij bezwijken mag per paal niet groter zijn dan $\frac{1}{2} f'_b = 0.7 \text{ N/mm}^2$. De horizontale belasting geeft eveneens een moment M op het palenplan. Het moment wordt verondersteld aan te grijpen in het midden van de funderingsplaat en zich gelijkmatig over de hele breedte van de funderingsplaat te spreiden. Voor de arm van de waterbelasting wordt de afstand tussen het aangrijppingspunt van de S.E. van de waterdruk en het hart van de vloer genomen. Aangenomen wordt dat de vloer oneindig stijf reageert bij het roteren. Bij een momentbelasting is de situatie van de buitenste palenrij maatgevend. De spanningsverdeling onder de vloer wordt geschematiseerd tot een driehoekig verlopend spanningsbeeld met als uiterste waarden $\sigma_u = M_w/W$ met W het weerstandsmoment van de funderingsplaat. Hieruit kan, rekening houdend met het palenplan, de maximale trek- en drukkracht op de palen in de buitenste rijen worden bepaald.

Schroef-
palen. ✓

De verticale belasting wordt eveneens door de palen opgenomen. De belasting bestaat uit: eigen gewicht van de deurkassen, de vloer, de aangestorte ballastgrond, het water boven de funderingsplaat en de opwaartse waterdruk onder de funderingsplaat. De belastingsituatie is van toepassing op beide sluishoofden. De palen zullen in de gebruiksfase nooit zover op trek worden belast als in de bouwfase, de belasting van de palen op druk is nu maatgevend. De opwaartse waterdruk onder beide sluishoofden wordt hier gerelateerd aan de laagste waterstand. Ook hier wordt aangenomen dat de resulterende verticale belasting gelijkmatig over de vloer, en dus over alle palen, wordt verdeeld. Aan de stabiliteitseis wordt voldaan als nergens de maximaal toegestane paalbelasting (in dit geval de drukbelasting) wordt overschreden en er voldoende paalvoetweerstand aanwezig is bij de op druk belaste palen.





Figuur 19

V

Met behulp van sondering DKZM 10 [bijlage 1] en met de formule van Koppejan kan de maximaal toegestane paalbelasting worden berekend, rekening houdend met een veiligheid $f=2$ voor de paalvoetweerstand.

Voor de stabiliteit worden de volgende situaties bekeken:

- 1 - $\Delta(h)=5.00-3.60=1.40$ m.
- 2 - $\Delta(h)=3.60-0.15=3.45$ m.
- 3 - $\Delta(h)=0$ m waterstand op NAP+6.00
- 4 - $\Delta(h)=0$ m waterstand op NAP+0.15.

Belastingsituatie 2 blijkt maatgevend te zijn voor zowel de horizontale als de verticale belasting. De sluishoofden met de gekozen dimensies blijken in alle belasting gevallen ruim aan de stabiliteitseis te voldoen.

5.3 combinatie II

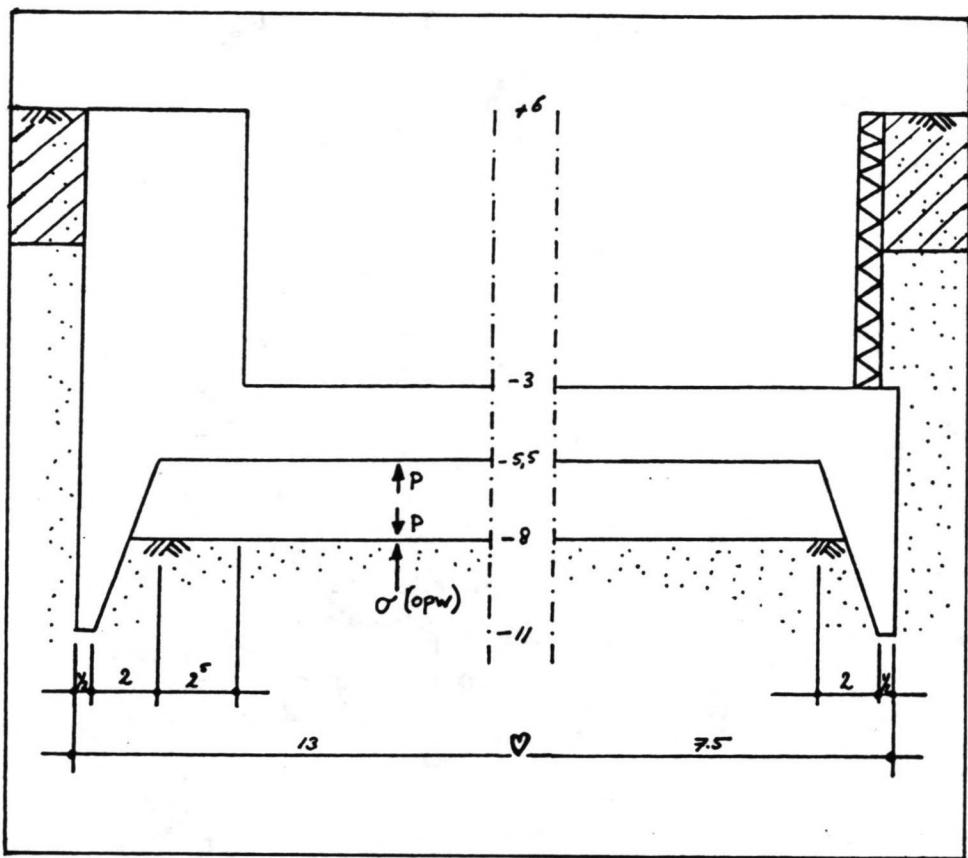
5.3.1 dimensionering scheidingsschot caisson

Om een sluishoofd als een pneumatisch caisson af te kunnen zinken, moet worden voorkomen dat grond en water via de uiteindelijke doorvaartopening nastort. Het zou de werkzaamheden op het caisson hinderen en verstoort het bouwterrein. Om dit te verhinderen wordt in de doorvaartopeningen, m.b.v. nissen in de deurkas, grond- en waterdichte afscheidingen in de vorm van schotten geplaatst die, als de bouw ver genoeg gevorderd is, weer worden verwijderd en ook in het gebruiksstadium kunnen worden gebruikt bij het droogzetten van de hoofden voor inspecties. Voor het droogzetten van het hoofd kunnen ook andere schotten worden gebruikt die veel kunnen verschillen met de afzinkschotten. De "afzinkschotten" [figuur 19] kunnen in staal of beton worden uitgevoerd. De maatgevende situatie voor de schotten treedt op wanneer het caisson tot op de einddiepte is afgezonken en er hoogwater optreedt. De belasting bestaat dan uit enkelzijdige water- en korreldruk. Ter vereenvoudiging wordt de belasting geschematiseerd tot een driehoekige spanningsverdeling met een uniform volumiek gewicht. Aangezien het schot met haar voorvlak nooit precies gelijk staat met de kopzijde van het caisson, zal de grond iets nastorten en het schot als actieve gronddruk actief beladen. Voor de rekenwaarde van de gronddrukcoefficient K_a wordt weer de naar dikte van de grondlagen gemiddelde waarde gekozen.

Een stalen schot zou uit staalprofielen moeten worden gebouwd met een staalplaat aan de buitenzijde. Een stalen schot zal één geheel moeten vormen daar het waterdicht aansluiten van schotdelen speciale constructies aan boven- en onderzijde zou vergen die kostenverhogend werken. De basisconstructie van een schot bestaat uit horizontale liggers die op de nissen in de sluishoofden zijn opgelegd. Deze liggers worden geschematiseerd als liggers op twee steunpunten met een overspanning van 16 m. Haaks op de horizontale liggers komen kleinere verticale liggers van 9 m lengte en op de verticale liggers komt de staalplaat. Voor materiaal wordt weer een kwaliteit met vloeistandigheid $\sigma_y=360$ N/mm² gekozen en voor de veiligheidsfactor $f=1.5$. De horizontale profielen worden gekozen op een afstand 1 m boven elkaar en een profiel op NAP+6.0 (=maaiveld) en NAP-3.0 (=kolkbodem). Het profiel op NAP-2.0 wordt het zwaarste belast en vereist een staalprofiel van het type HE 1000 M. Het verder uiteen plaatsen is dus niet mogelijk zonder over te gaan op vakwerkliggers. De verticale profielen worden beschouwd als over meerdere steunpunten (=horizontale liggers) doorgaande liggers. Het maatgevend bezwijkmoment voor de verticale ligger wordt gekozen ter hoogte van het steunpunt op NAP-2.0. De verticale liggers worden op een afstand 1 m gekozen en worden gevormd door profielen HE 100 A. De stalen plaat wordt gedimensioneerd als zijnde een 1 m brede statisch onbepaalde ligger over meerdere steunpunten (verticale liggers) met een afstand tussen de steunpunten van 1 m.

Een tweede manier om een schot uit te voeren is in gewapend beton. Dit schot wordt beschouwd als een plaat vrij opgelegd op twee balken (nis) met een overspanning van 16 m. De maatgevende plaatbreedte bevindt zich tussen NAP-3.0 (drempel) en NAP-2.0 m. Voor de opname van de dwarskrachtbelasting dient voldoende dwarskrachtwapening te worden toegepast. Stel dat het schot over de hele hoogte van gelijke dikte is en met een gelijk wapeningspercentage, dan is het gewicht van een schot ongeveer 415 t. Wordt het schot echter als losse balken van bijvoorbeeld 1 m breed uitgevoerd, dan weegt elke balk ongeveer 46 t. Losse betonbalken zijn goed stapelbaar en kunnen middels een geprofileerde boven- en onderkant en een elastische strip, een goed gesloten geheel vormen [figuur 19]. Het identiek uitvoeren van elke balk voorkomt vergissingen in de volgorde van plaatsen.

Conclusie: geconcludeerd kan worden dat de uitvoering in beton goedkoper is en ook praktischer in het gebruik is door lichtere en kleinere elementen. Daarnaast is het totale schot in beton weer veel zwaarder wat weer gunstig is voor het afzinken van een caisson. De scheidingsschotten zullen dan ook middels gewapend-betonnen balken worden uitgevoerd.



Figuur 20

5.3.2 dimensionering caisson sluishoofd

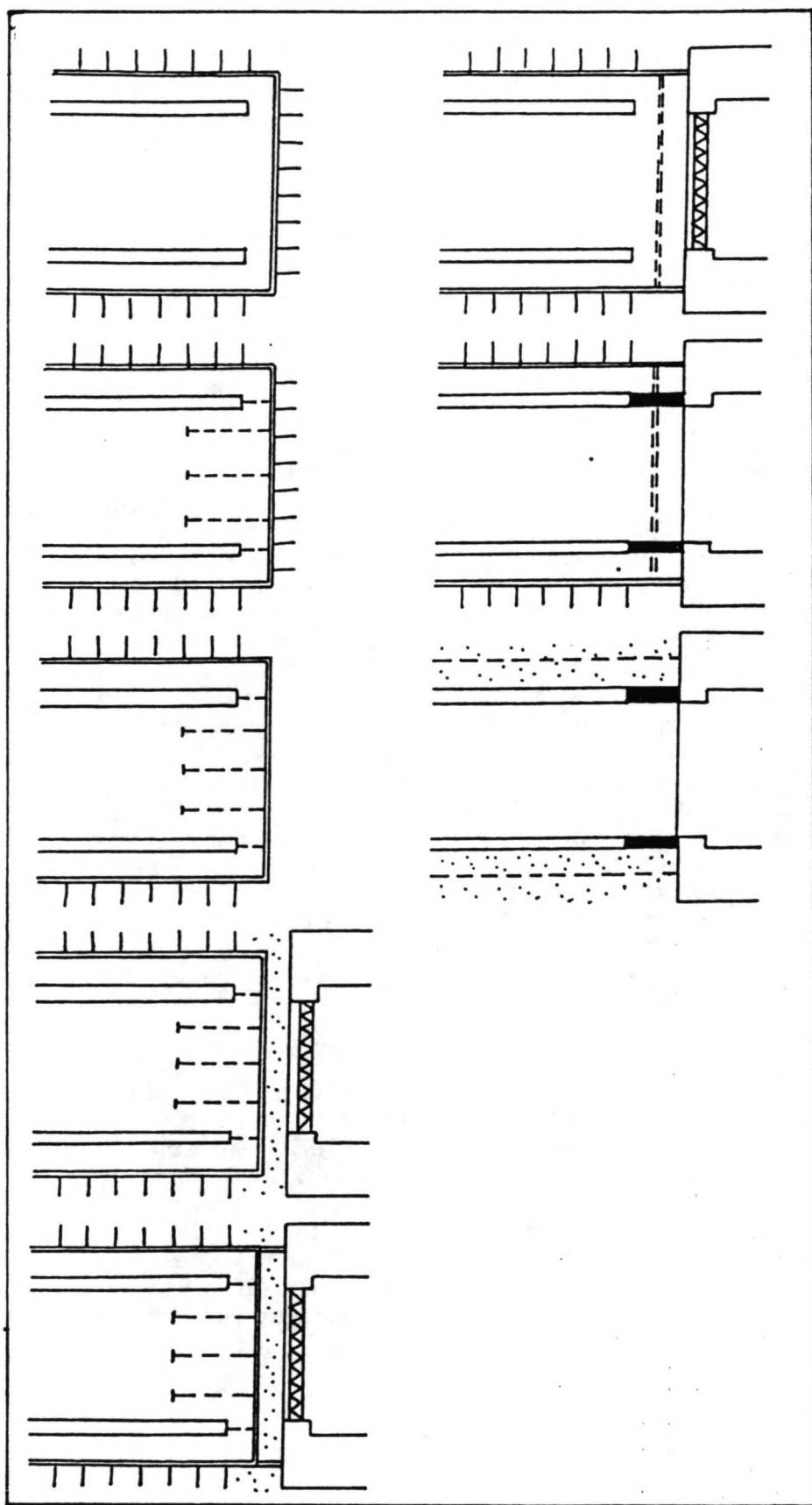
Voor de dimensionering van het caisson [bijlage 5h] wordt er vanuit gegaan dat het caisson op het maaiveld wordt afgebouwd m.u.v. de deuren en de installaties en daarna wordt afgezonken. Voor de dimensies worden eerst waarden geschat [figuur 20]. Voor de dimensionering dienen meerdere constructiedelen te worden bekeken t.w. de deurkassen, de snijrand en de vloer. Het caisson dient te worden gedimensioneerd op twee criteria t.w. verticaal evenwicht en sterkte.

dimensionering op zakkingsseis

Het caisson moet een veiligheid tegen opdrijven hebben van $f=1.2$ zodat $F(\text{neerwaarts})=1.2*F(\text{opwaarts})$. De grootste opwaartse belasting treedt op wanneer het caisson tot op de einddiepte is afgezonken en er hoogwater optreedt. In die situatie is de som van opwaartse druk (luchtdruk in de werkkamer) en de wandwrijving maximaal. De neerwaartse belasting is onafhankelijk van het niveau waarop het caisson zich bevindt. Om de schuifweerstand te reduceren wordt tot over de hoogte van de wand vanaf de bovenzijde van de snijrand gebruik gemaakt van een bentonietmering. De wandwrijving wordt over dat deel van het caisson verwaarloosd. De wandwrijving over de hoogte van de snijrand is afhankelijk van de gronddrukcoefficient $K_s=\tan^2(45+\phi/2)$, de verticale korreldruk σ'_v , en de wandruwheid $\delta=\% \phi$ volgens $r=K_s * \sigma'_v * \tan(\delta)$. De luchtdruk in de werkkamer is alzijdig en in de hele werkkamer gelijk. De luchtdruk in de werkkamer maakt evenwicht met de opwaartse waterdruk tegen de bodem van de werkkamer. De neerwaartse belasting bestaat uit het gewicht van de deurkassen, de vloer, de snijranden en de tijdelijke scheidingsschotten. Rekening houdend met de genoemde aspecten kan een minimaal gewicht van de deurkassen worden berekend.

dimensionering op sterkte

De maatgevende belasting voor zowel de deurkas als de vloer van een caisson treedt op als het caisson net tot op de einddiepte is afgezonken, er hoogwater optreedt en er nog druk in de werkkamer heerst. Daar het caisson niet meer zakt is de wrijving op de snijrand niet van invloed op de krachtsverking. Het totale gewicht van het caisson wordt gelijkmatig verdeeld over de omtrek lengte van de snijrand. De reactiekraag wordt dan gelijk aan het totale gewicht van het caisson gedeeld door de lengte van de snijrand. De spanning op het aansluitingsvlak tussen vloer en snijrand overschrijden niet de maatgevende waarden.



Figuur 21

Voor de dimensionering van de vloer wordt deze geschematiseerd tot een vierzijdig vrij opgelegde plaat. De oplegpunten worden gekozen op de helft van het contactvlak van de snijrand met de ondergrond. Het maatgevende moment bevindt zich halverwege de overspanning van de 1 m brede vloerstroken. De belastingen op de vloer zijn:

- 1 - eigen gewicht van de vloer
- 2 - luchtdruk onder de vloer
- 3 - eigen gewicht van de deurkas
- 4 - eigen gewicht van het scheidingsschot
- 5 - momentbelasting door gronddruk

De lengte/breedte-verhouding β van de langste en de kortste overspanning van de vloer bepalen de afdracht van de gelijkmatig verdeelde belastingen van het eigen gewicht van de vloer en de luchtdruk in de twee richtingen. Met $\beta=1.73$ wordt $\alpha=0.9$. De afdracht in de lange overspanning wordt daarmee $q(1)=0.1*q$ en de afdracht in de kortste richting $q(2)=0.9*q$. De overige belastingen op en door de wanden en deurkassen worden bepaald per m breedte. De belasting door eigen gewichten van deurkas en schot worden gelijkmatig verdeeld over hun lengte. Met genoemde belastingen op de vloer wordt het maatgevend bezwijkmoment in het midden van de beide overspanningen bepaald worden en kan de vloerwapening worden berekend.

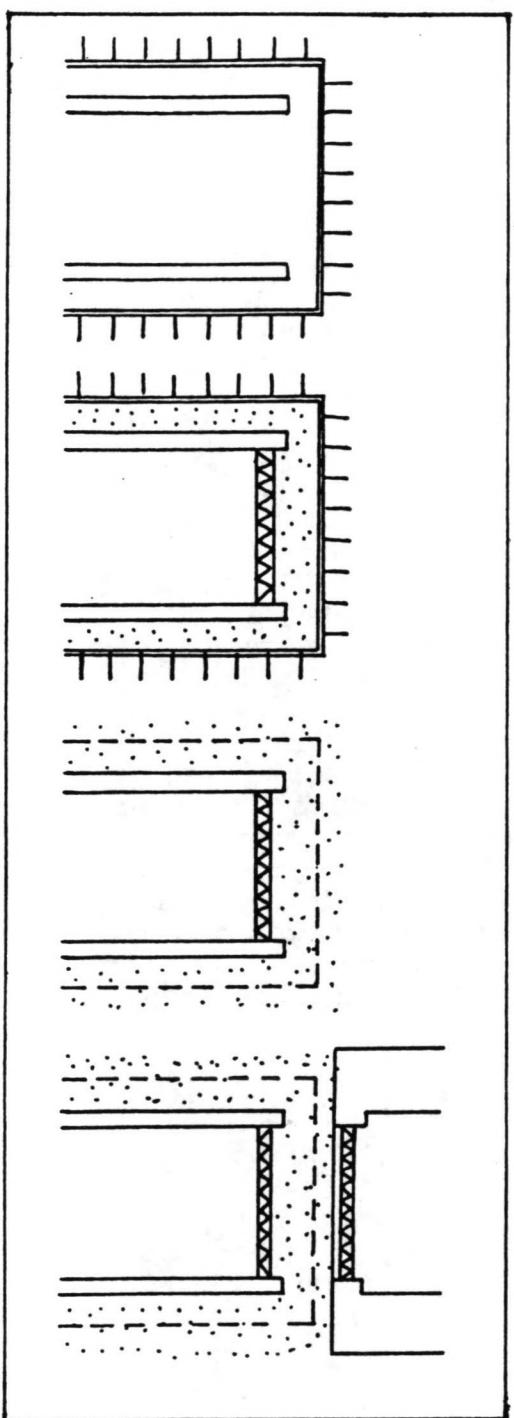
De maatgevende belastingsituatie voor de deurkassen treedt eveneens op als het caisson tot op de einddiepte is afgezonken en er hoogwater optreedt. De maatgevende doorsnede van de deurkas is echter zeer breed ($h=5000$ mm) zodat er geen twijfel over zal bestaan over het bestand zijn van de deurkas tegen buiging en afschuiving. De deurkas is ook veel gecompliceerder van vorm dan een kolkwand, dat een dimensionering niet erg eenvoudig, en in dit stadium ook niet nuttig is, zodat er niet verder op zal worden ingegaan.

5.3.3 werkvolgorde kolk/hoofd

Bij combinatie II speelt de volgorde van bouwen van hoofd en kolk een rol. De mogelijke werkvolgorden zijn:

- a - kolk bouwen, hoofden afzinken.
- b - hoofden afzinken, kolk bouwen.

Bij werkvolgorde a [figuur 21 en 22] wordt voor de bouw van de kolk een werkwijze gevuld als bij combinatie I, met dat verschil dat nu de stalen bouwkuip slechts voor de kolk is bedoeld. De kolk wordt volgens de normale werkwijze afgebouwd



Figuur 22

waarna de hoofden kunnen worden afgezonken. Een probleem hierbij is dat de ankers van de kopwand van de bouwkuip het afzinken verhinderen. De kopankers moeten dus verwijderd worden. Om dit te kunnen doen dienen eerst de kopwanden te worden bevestigd daar ze anders door de gronddruk zullen bezwijken. De mogelijkheden hiervoor zijn:

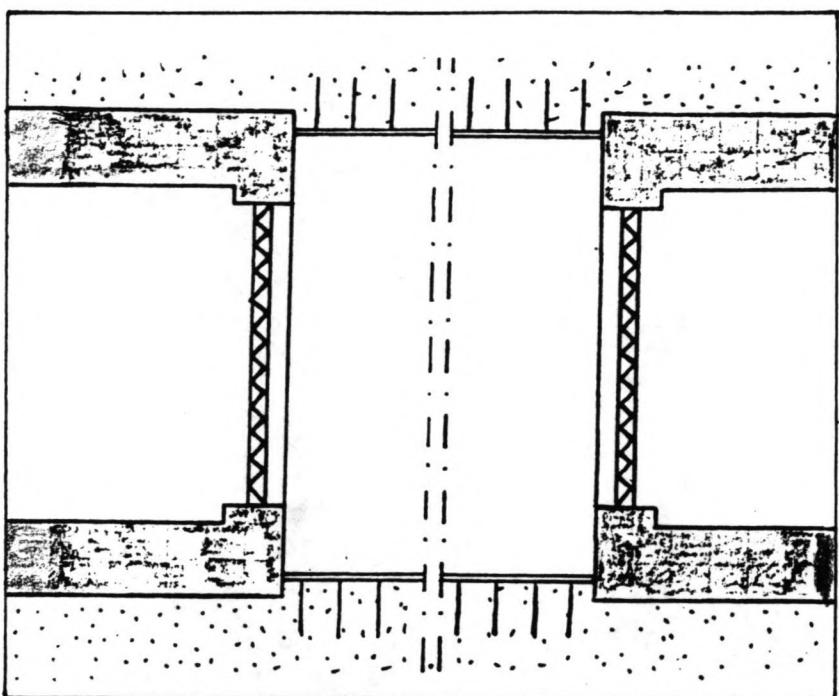
- 1 - de kuipwand af te stempelen op de kolkbodem om vervolgens de kopankers te verwijderen.
- 2 - een schot in de kolk te plaatsen, de ruimte tussen kuipwand en kolkwand te vullen met zand om vervolgens alle ankers en de gehele kuipwand te verwijderen.

Nadat één van de mogelijkheden is uitgevoerd, kunnen de caissons worden gebouwd en tegen de kopwand van de kuip worden afgezonken. Als de beide caissons in positie en de werkkamers volgestort zijn, moet de aansluiting tussen kolk en hoofd worden gemaakt. Om dit te kunnen doen moet de ruimte tussen caisson en kolk drooggezet kunnen worden middels een tijdelijke aansluiting om vervolgens de definitieve flexibele aansluiting in een droge omgeving te kunnen maken.

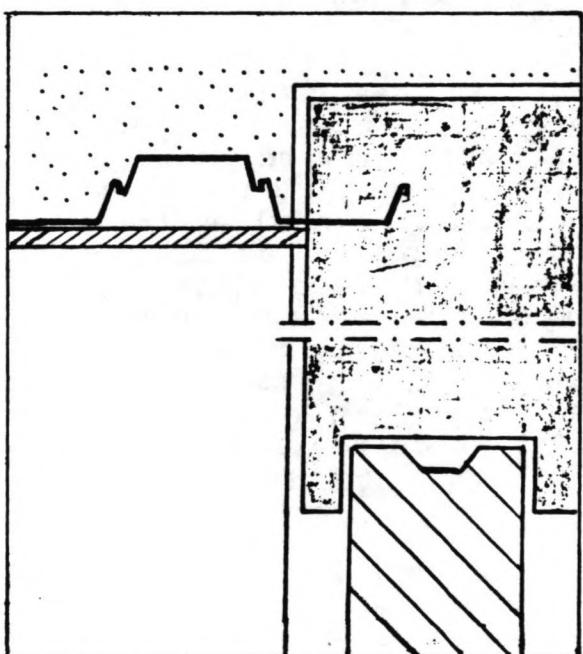
Bij methode 1 [figuur 21] dient daartoe de kopdamwand met de stempeling te worden verwijderd. Hiervoor wordt eerst de kuipwand met het caisson verbonden middels damwanden, dan wordt de ruimte tussen damwandkuip en caisson ontgraven, van onderwaterbeton voorzien en leeggepompt. Dan kunnen de stempels worden verwijderd, kan de kopwand worden afgebrand en kan de verbinding caisson/kolk in den droge worden gemaakt.

Bij methode 2 [figuur 22] wordt in de vaaropening een tijdelijk schot geplaatst als bij het caisson, vervolgens wordt de ruimte tussen kolkwand en kuipwand met grond aangestort en kunnen vervolgens de kuipwand en de ankers worden verwijderd. Nu kunnen de hoofden met hun vloer tot vlak tegen de vloer van de kolk worden afgezonken. De afdichting van de ruimte tussen kolk en hoofden kan in deze situatie, met een uitstekende kolkvloer, niet met damwanden gebeuren maar dient met injecteren, bevriezen o.i.d. te geschieden. Beide methoden zijn vrij kostbaar en niet geschikt: voor bevriezen dient de hele doorsnede vochtig te zijn (wat niet het geval hoeft te zijn) en injecteren kan niet in de toplaag van slappe klei.

Geen van de problemen die hiervoor ter sprake kwamen spelen bij werkvolgorde b [figuur 23]. Hierbij worden eerst de beide hoofden gebouwd, zo nauwkeurig mogelijk op hun positie afgezonken en worden de werkkamers volgestort. In de kopeinden van de caissons zijn, samen met de wapening, verticale damwandplanken ingestort. De damwandplanken steken weinig buiten het beton uit zodat ze bij het afzinken niet verbuigen



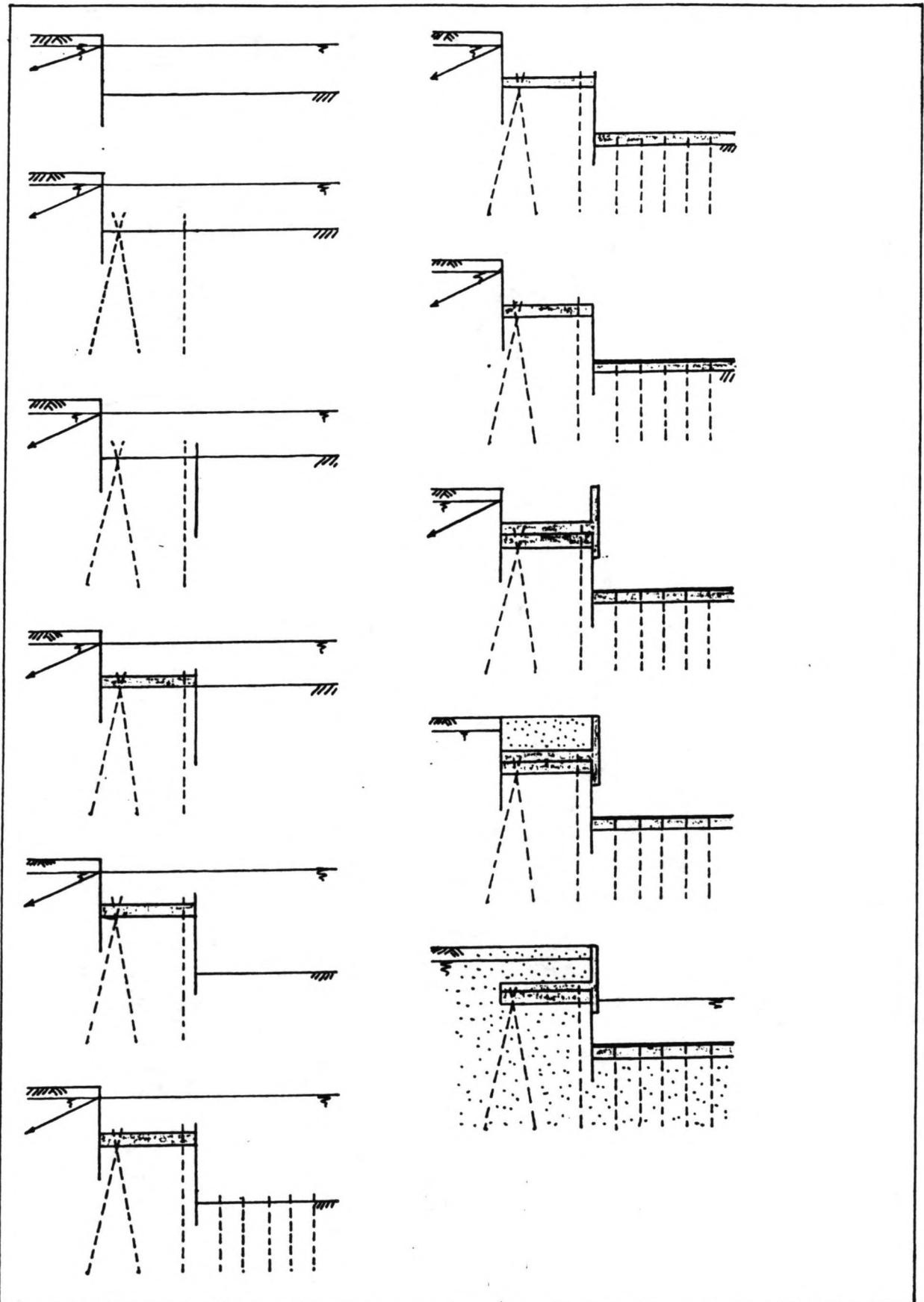
Figuur 23



Figuur 24

o.i.v. de langsbewegende grond. Als het caisson eenmaal staat, kan de damwandkuip voor de sluiskolk eenvoudig en waterdicht op de hoofden worden aangesloten [figuur 24]. De hoofden nemen a.h.w. de functie van kopdamwand bij werkvolgorde a over. Met de huidige technieken is het goed mogelijk de caissons met slechts enkele cm's afwijkingen van de exacte positie af te zinken.

Conclusie: methode b [figuur 24] is goedkoper en minder omslachtig dan methode a. Er zijn minder damwandplanken, gordingen en ankers nodig, er zijn geen speciale technieken nodig om een waterdichte omgeving voor het maken van de definitieve aansluiting nodig en de methode is veel eenvoudiger uit te voeren. Gekozen wordt voor werkvolgorde a: eerst de hoofden bouwen en afzinken, dan de kolk bouwen.



Figuur 25

HOOFDSTUK 6 HOOGGELEGEN L-MUUR

6.1 algemene aspecten hooggelegen L-muur

6.1.1 inleiding

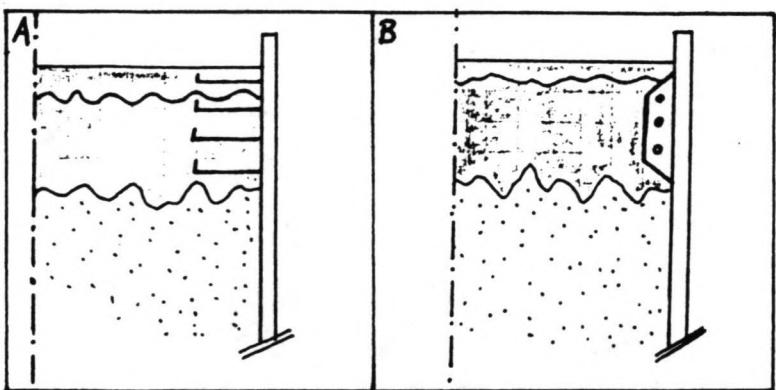
De hooggelegen L-muur bestaat uit een L-vormige betonnen constructie geplaatst op een damwand en (schoor)palen. De damwand heeft als functie grond en water te keren, de palen onder de vloer verzorgen de stabiliteit van de L-muur. De L-muur kan als prefab-element worden geplaatst of in situ worden gestort. Bij het ter plaatse storten van de L-muur moet gebruik worden gemaakt van steigers en verplaatsbare bekistingen.

Conclusie: de keuze tussen prefabriceren en ter plaatse maken is een economische afweging die hier niet wordt uitgevoerd. Hier wordt arbitrair gekozen voor een L-muur die uit prefab-elementen is opgebouwd.

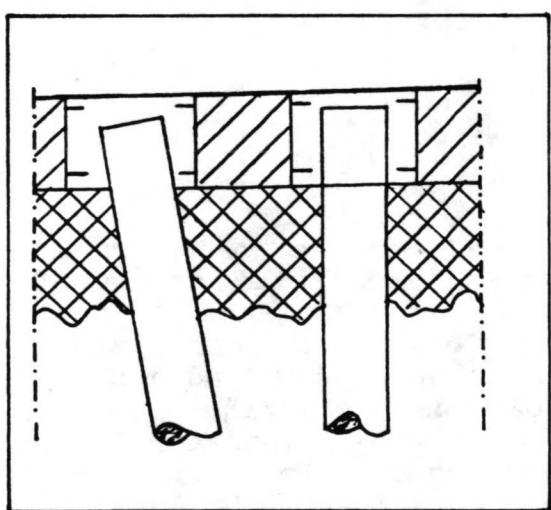
6.1.2 plaatsing van de elementen

Het is wenselijk dat de L-muur-secties aan de voorkant een vlak en aaneengesloten kolkwand vormen. Dit betekent dat de prefab-elementen met kleine toleranties geplaatst moeten worden. Het plaatsen geschieht bij voorkeur op een vrij vlakke ondergrond of op vaste steunpunten. Rekening houdend met een waterstand die hoger kan liggen dan de onderzijde van de ontlastvloer, en het feit dat er bij voorkeur geen bronbemaling wordt toegepast, kan een vlakke vloer enkel door een afgewerkte owb-vloer worden verkregen. Bij lagere waterstanden kan een vloer van constructiebeton worden geplaatst. Gezien de heersende bovenstroomse waterstanden [par. 4.1.2] wordt deze laatste werkwijze echter niet verkozen.

Vaste punten kunnen op meerdere wijzen worden gecreëerd. Een variant is om op de ontlastpalen, prefab-balken te leggen om vervolgens de prefab-elementen op deze balken te plaatsen. Aan deze methode zijn meerdere nadelen verbonden. Ten eerste moet onder water gewerkt worden. De paalkoppen moeten van een horizontaal bovenvlak worden voorzien en deze moeten zich



Figuur 26



Figuur 27

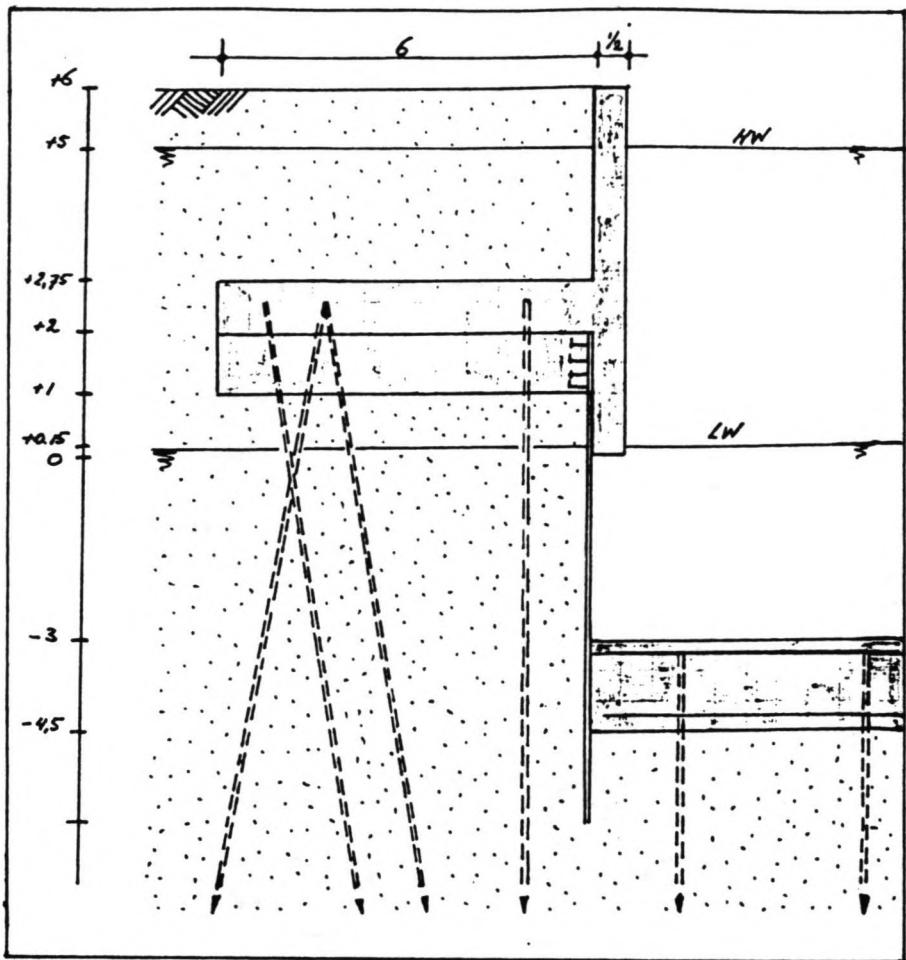
allen op gelijke hoogte bevinden. De resulterende horizontale kracht op de L-muur moet via de balken op de palen worden overgebracht. De overdracht van L-muur op balk kan alleen via schuifkrachten op de contactvlakken. Gezien het beperkte oppervlak van de palen is dit niet mogelijk. Ook een lastig procédé is het verbinden van de balken met de palen om deze horizontale belasting over te brengen.

Een andere variant is om de in te brengen damwandplanken van te voren driehoekige ijzers te bevestigen waarop in een later stadium de prefab-elementen opgelegd kunnen worden. Deze methode is erg lastig m.b.t. het precies op gelijke diepte aanbrengen van damwandplanken. Er zijn altijd wel planken die niet helemaal op de juiste diepte zijn ingebracht. Bij de planken die wel tot op de juiste diepte zijn ingebracht blijft er toch nog een tolerantie bestaan tussen de diverse planken van enkele centimeters waardoor de oplegpunten niet op de juiste, gelijke hoogte zitten.

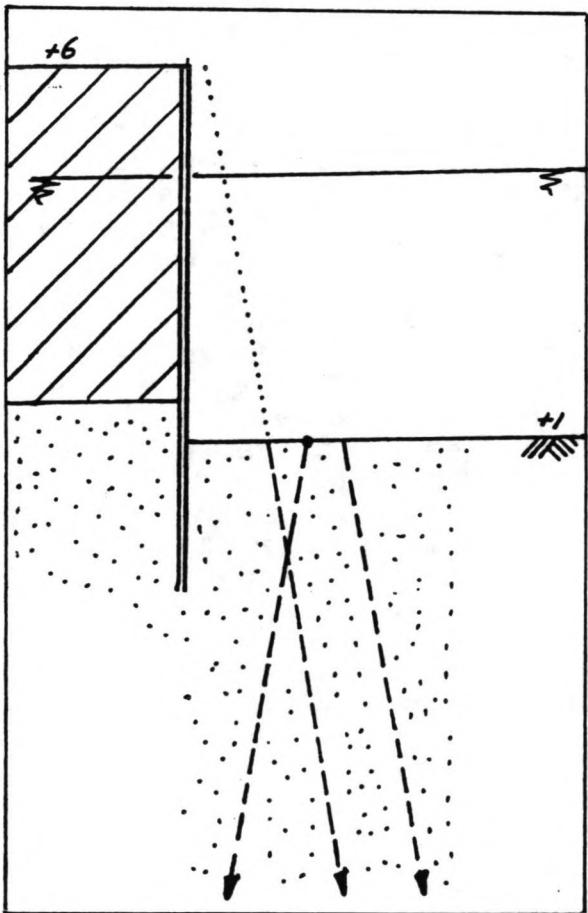
Met betrekking tot de stabiliteit van de voorwand dient deze aan de bovenzijde te worden vastgehouden. Verankerken is niet mogelijk vanwege de vele (schoor)palen onder de ontlastvloer. Stempelen is lastig en erg hinderlijk i.v.m. de te plaatsen prefab-elementen en vanwege het feit dat de stempels onder water moeten worden geplaatst. Er dient voor een andere bevestiging te worden gekozen. Met het balkensysteem en de oplegijzers is hier geen mogelijkheid toe.

Een onderwaterbetonvloer biedt een redelijke alternatief voor de voorgaande problemen [figuur 25]. De (gewapende) betonvloer kan vrij eenvoudig onder water worden gemaakt. Voor de bevestiging van de voorwand kan gebruik worden gemaakt van opgelaste wapeningssstaven [figuur 26a]. De staven worden voor het inbrengen van de damwandplanken over een overhoogte opgebracht en evenwijdig aan de lengteas van de plank gebogen. Als alle planken op diepte zijn, kunnen duikers eenvoudig de ijzers die boven het ontgraafniveau uitsteken haaks ombuigen. De uitgebogen staven worden ingebetonnerd met de wapeningsnetten. Voor deze constructiewijze kunnen echter alleen zachte staalsoorten en lichte staafdiameters worden gebruikt. De boven de owb-vloer uitstekende staven kunnen samen met de overhoogte van de damwandplanken worden afgebrand. Een andere methode is het verticaal op de damwandplanken lassen van z.g. oogplaten waardoor staven van het wapeningsnet kunnen worden gevoerd [figuur 26b]. Dit laatste alternatief maakt het plaatsen van een wapeningsnet echter nog gecompliceerder dan het nu al is.

Conclusie: voor het plaatsen van de prefab L-muur wordt gekozen voor een combinatie met een vloer van onderwaterbeton waarop de prefab-elementen worden geplaatst.



Figuur 28



Figuur 29

6.2 combinatie III

6.2.1 stabiliteit L-muur

Voor de stabiliteit van de prefab L-muur zelf is het van belang of de L-muur de horizontale belasting door grond en troskrachten via de wrijvingsweerstand tussen L-muur en owb-vloer over kan brengen [bijlage 5]. Aangezien de contactvlakken gladde betonoppervlakken zijn is het niet veilig om aan te nemen dat krachtsoverdracht zonder verschuiven/bezwijken van de constructie zal geschieden. Om de L-muur niet te laten verschuiven zullen de prefab-elementen van ruime gaten worden voorzien waardoor de ontlastpalen steken [figuur 27]. Voordat de ballastgrond wordt aangestort dienen de gaten met beton te worden gevuld. Desgewenst kan de wapening deels in de gaten doorlopen voor een betere overdracht van paalkrachten naar L-muur.

Voor de stabiliteit van de constructie als geheel, dient te worden gekeken welke bouwfase of gebruiksfase maatgevend is m.b.t. resulterende horizontale en verticale belastingen. Voor de vergelijkende berekening wordt nog geen terreinlast en geen belasting door troskrachten meegenomen. De dimensies van de L-muur worden voorlopig geschat [figuur 28] en zullen later geverifieerd worden [par 6.2.2]. Voor de maatgevende belasting wordt gekeken naar de volgende situaties:

- 1 - bouwfasen bij een constante waterstand van NAP+5.10
- 2 - bouwfasen bij een constante waterstand van NAP+0.15
- 3 - gebruiksfase met verval NAP+5.0 / NAP+3.60
- 4 - gebruiksfase met verval NAP+3.6 / NAP+0.15
- 5 - gebruiksfase met waterstand NAP+3.6
- 6 - gebruiksfase met waterstand NAP+0.15

Bij elk van de bouwfasen [figuur 25] en de gebruikssituaties [figuur 28] werden de maximale horizontale en verticale krachten berekend. De achtereenvolgens bekeken bouwfasen zijn:

- 1 - heien achterwand en ontgraven van de kuip tot NAP+1
- 2 - heien van ontlastpalen en de voorwand
- 3 - maken hooggelegen owb-vloer
- 4 - ontgraven binnenkuip tot NAP-4.5
- 5 - maken lage owb-vloer
- 6 - kuip leegpompen
- 7 - plaatsen L-muur
- 8 - aanstorten ballastgrond
- 9 - gebruiksfase

In de fasen 1 en 2 wordt de hooggelegen owb-vloer in evenwicht gehouden door de actieve gronddruk, de passieve gronddruk en de ankerkracht. De in fase 3 gemaakte vloer neemt geen horizontale belasting op en wordt alleen verticaal belast door waterdruk, eigen gewicht en opwaartse waterdruk. In fase 4 komt er een extra belasting door de korreldruk tegen de voorwand. Bij de gekozen configuratie [figuur 26] en een hoek van inwendige wrijving van zand van $\phi=35$, valt de hele voorwand boven NAP-3.0 in de "schaduwzone" van de ontlastvloer. De belasting op de hoge vloer is gelijk aan de "ankerkracht" die de voorwand nodig heeft om stabiel te blijven. Deze wordt berekend als zijnde een damwand in bouwfase I [par 5.1.5]. De voorwand wordt in evenwicht gehouden door de actieve korreldruk, de passieve korreldruk en de "ankerkracht" in de hooggelegen owb-vloer. De in fase 5 gemaakte lage owb-vloer neemt geen belasting op. De extra belasting in fase 6 op de hooggelegen vloer in situatie 1 bestaat uit waterdruk. In situatie 2 is deze extra belasting alleen op de voorwand aanwezig. Voor de achterwand wordt de belasting op de vloer berekend door eerst de toename van de ankerkracht a.g.v. de waterdruk te bepalen [par 5.1.5] en deze vervolgens van de totale waterdruk af te trekken. De resterende kracht gaat naar de owb-vloer. Voor de voorwand wordt de waterbelasting tussen de bovenzijde van de lage owb-vloer en de onderzijde van de hoge owb-vloer berekend. Dit deel van de wand wordt beschouwd als een ligger op twee steunpunten en de verdeling van de belasting over de beide vloeren geschiedt volgens een evenwichtsberekening. In fase 7 neemt de horizontale belasting op de vloer niet verder toe. De verticale belasting bestaat uit het eigen gewicht van de prefab L-muur. In fase 8 neemt de verticale belasting toe met het eigen gewicht van het droge aanvulzand. De horizontale belasting neemt niet verder toe.

De belasting in de gebruiksstadia wordt via de normale rekenmethode bepaald voor 1 m kolkwandlengte. De verticale belasting bestaat uit het eigen gewicht van de grond en een terreinlast direct boven de ontlastplaat en het eigen gewicht van de L-muur en de owb-vloer, de horizontale belasting uit grond- en waterdruk en een troskracht. De maatgevende verticale belasting treedt op in situatie 6 en de maximale horizontale belasting treedt op in situatie 4. Deze krachten dienen nog te worden vermeerderd met een verticale terreinlast en een horizontale troskracht.

Voor het palenplan wordt de owb-vloer geschematiseerd als een ligger op twee steunpunten. De palenrij voor en het bok achter vormen de steunpunten. Bij de bepaling van het aangrijppingspunt van beide schoorpalen op de owb-vloer, dient rekening te worden gehouden dat de drukpaal over de achterwand ingeheid kan worden [figuur 29]. Van belang zijn de afstand tussen achterwand en "bok", de hoogte van de achterwand en de helling van de palen. De verticale belasting wordt m.b.v. evenwichtsvergelijkingen verdeeld over de twee steunpunten. De

horizontale belasting wordt volledig door de schoorpalen naar de ondergrond afgevoerd. De verdeling van de belasting over de schoor geheide druk en -trekpaal wordt m.b.v. een krachtendriehoek bepaald. De palen worden gecontroleerd op bezwijken onder druk, afschuiven t.p.v. de vloer en op paalvoetweerstand.

Voor het systeem betonvloer/palen gelden weer de criteria zoals die eerder genoemd werden [par 5.1.3]. Voor de schuifkracht bij bezwijken wordt aangenomen dat deze wordt opgenomen door zowel de owb-vloer als de vloer van de L-muur. In alle gevallen blijft de schuifspanning bij bezwijken onder de maximaal opneembare waarde.

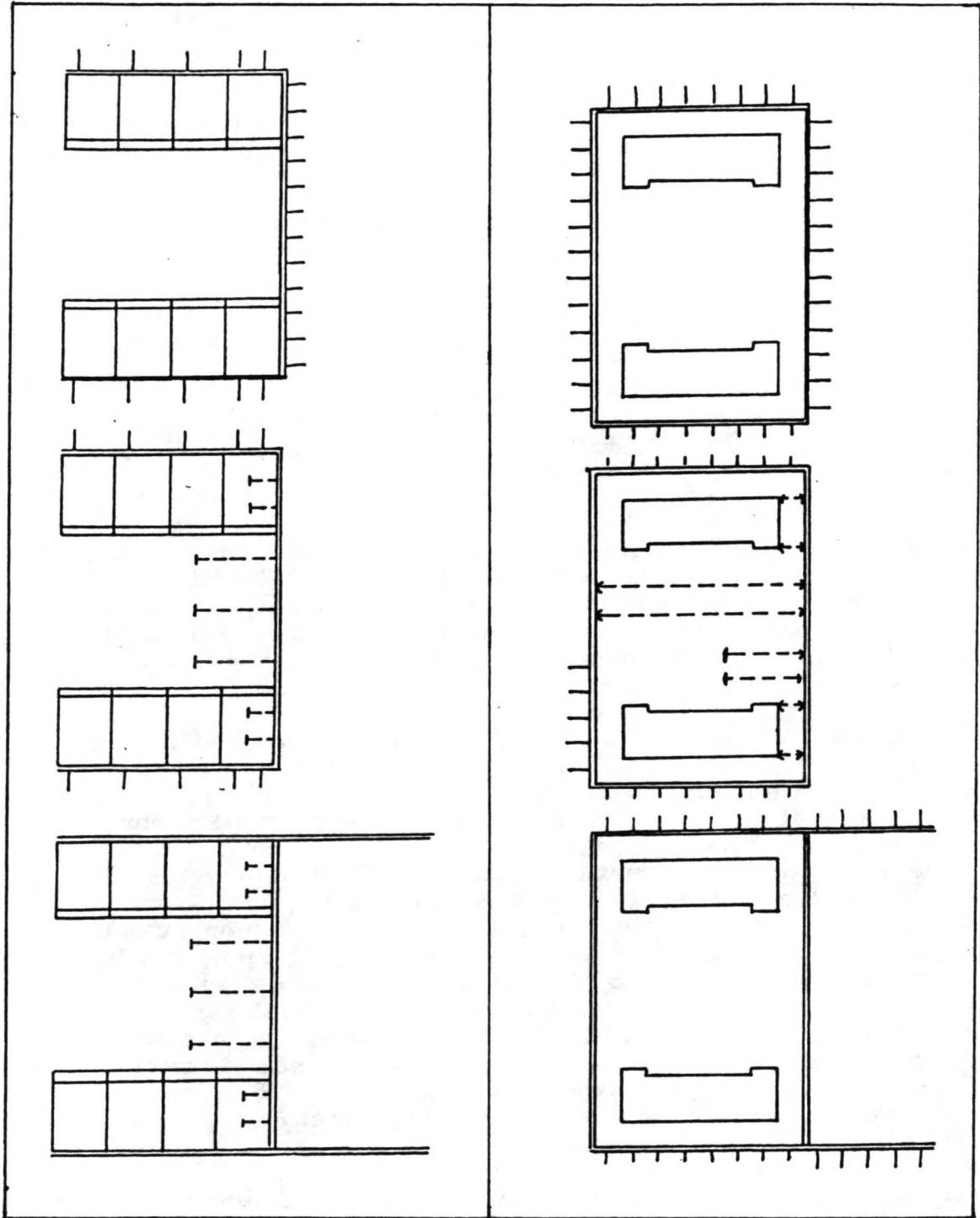
Voor het bepalen van het belastingsvermogen van de palen wordt een veiligheid $f=2.0$ gehanteerd. De trekpaal wordt weer gedimensioneerd met de formule van Begemann en de drukpalen met de regel van Koppejan. Alle belastingen blijken te kunnen worden opgenomen door de ondergrond.

6.2.2 dimensionering L-muur

Een vereiste van de L-muur is dat ze tot over een redelijke hoogte van de scheepswand een vlakke kolkwand biedt waartegen schepen kunnen afmeren. Hier wordt de aanname gedaan dat de vlakke wand vanaf NAP+6.0 m tot NAP+0.0 m loopt. Een mogelijke eindsituatie is hier weergegeven [figuur 28][bijlage 5i].

De L-muur kan in drie sub-elementen worden verdeeld n.l. de vloer, de wand boven de vloer en de wand onder de vloer. Het wandgedeelte boven de vloer wordt belast door de grond die in een laatste stadium op de L-muur is aangestort. Er wordt van uit gegaan dat deze grond bestaat uit homogeen, losgepakt zand. De maatgevende situatie ontstaat als de grondwaterstand achter de wand maximaal is, er voor de muur geen tegendruk is van kolkwater, er een terreinlast optreedt en een trotskracht aangrijpend op maaiveldniveau. Voor de grond geldt een neutrale coëfficiënt $K_0=0.5$. Om de berekening te simplificeren wordt de maximale grondwaterstand op NAP+6.0 gesteld. De maatgevende doorsnede van de wand bevindt zich net boven de vloer en wordt geschematiseerd tot een volledige inklemming. De hiermee gedimensioneerde wanddikte kan de maatgevende dwarskracht zonder dwarskrachtwapening opnemen.

Het korte wandgedeelte onder de vloer wordt enkel op druk belast door kolkwater en door scheepswanden en wordt zodoende tegen de voorste damwand gedrukt. Hier wordt een gelijke wapening toegepast als in de maatgevende doorsnede van het



Figuur 30

Figuur 31

wandgedeelte boven de vloer.

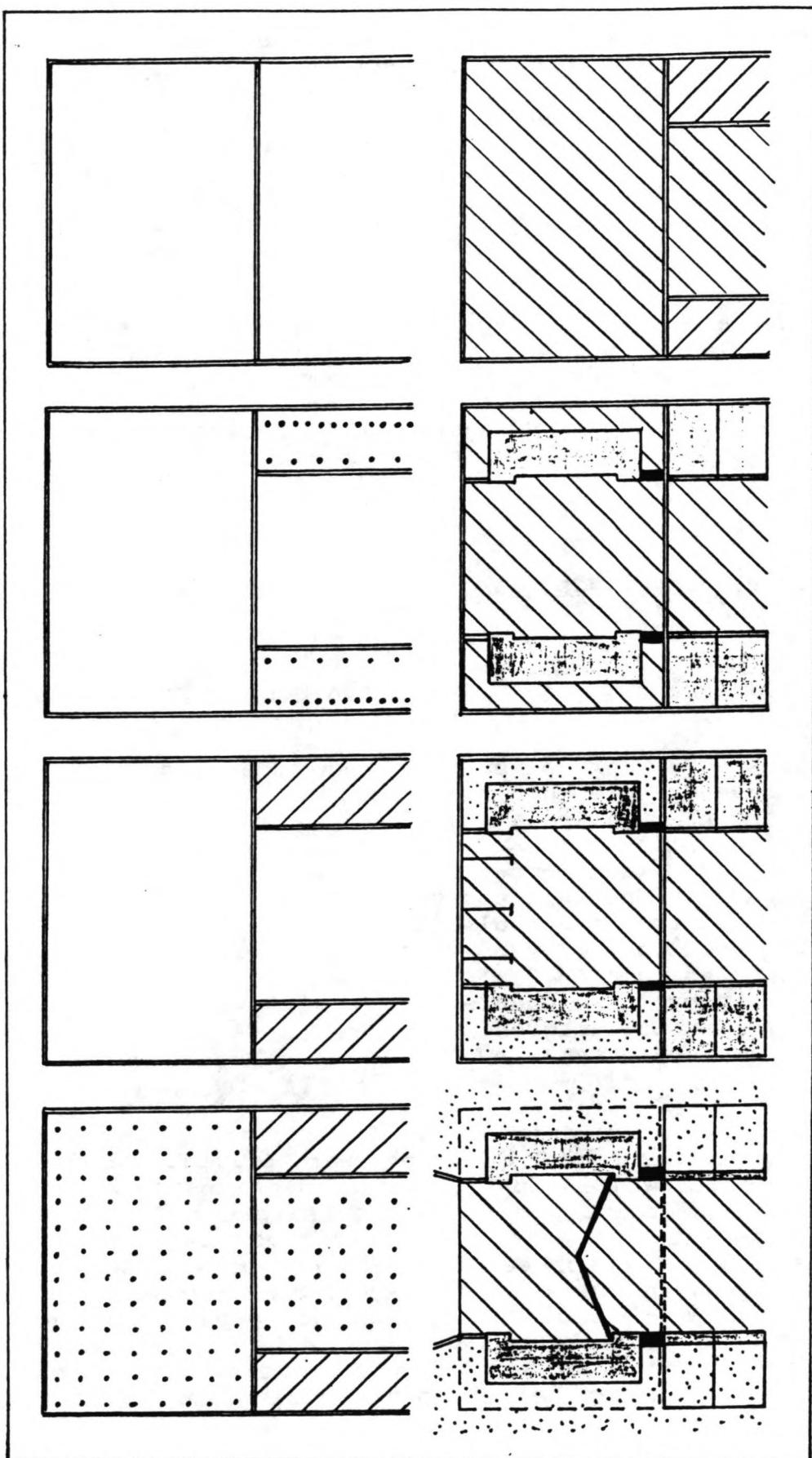
Voor de vloer wordt een dusdanige dikte aangenomen dat deze een inklemming vormt voor de wand. Voor de owb-vloer wordt, rekening houdend met een maatafwijking van 2*250 mm, een hoogte geschat. Voor de dimensionering van de vloer van de L-muur en de owb-vloer wordt aangenomen dat de verticale belasting van grond, water, terreinbelasting en eigen gewicht zich gelijkmatig verdeeld over de breedte van de vloer. Het moment van de verticale wand en troskracht werken hier gunstig op het buigend moment in de vloeren en worden verder niet meegenomen. Verder wordt aangenomen dat de owb-vloer en de L-muur niet samenwerken als ligger en dat de opwaartse waterdruk ook onder de L-vloer staat als gevolg van spleten tussen beide betonlagen. De vloeren worden geschematiseerd als liggers op twee steunpunten zijnde de aangrijppingspunten van de ontlastpalen. Het maatgevende moment voor de beide vloeren treedt op bij een waterstand lager dan de onderzijde van de vloeren. Het bezwijkmoment kan bepaald worden middels $M_u = 1.5 * 0.125 * q * L^2$.

6.2.3 uitvoeringsmethode kolk

De bouw van de kolk middels prefab-L-muren geschiedt als volgt [figuur 25]:

- 1 - plaatsen buitenkuip met gordingen en ankers.
- 2 - ontgraven totale kuip tot NAP+1.0
- 3 - inbrengen ontlastpalen
- 4 - plaatsen binnenkuip
- 5 - maken hooggelegen owb-vloer
- 6 - ontgraven binnenkuip tot NAP-4.5.
- 7 - inbrengen trekpalen kolkbodem
- 8 - maken kolkbodem
- 9 - leegpompen kuip
- 10 - plaatsen prefab-elementen
- 11 - aanstorten ballastgrond
- 12 - verwijderen buitenkuip

De dimensionering van de buiten- en de binnenkuip geschiedt volgens de eerder genoemde methode [par 5.1.5]. Voor de buitenkuip is de werkwijze identiek, voor de binnenkuip wordt de hoge owb-vloer gebruikt als "anker" op niveau $a=0$. Om deze trekverbinding mogelijk te maken kan gebruik gemaakt van op de binnenkuip gelaste staven of een oogplaat die in de hoge owb-vloer worden opgenomen. De ontlastpalen worden eerder dan de binnenkuip geplaatst omdat de palen de grond omspanden. Zou de binnenkuip eerder zijn geplaatst dan zou na het ontgraven van de binnenkuip de wand meer vervormen vanwege de ogespannen grond. Gezien het feit dat de binnenkuip deel uitmaakt van de



Figuur 32

V

definitieve constructie moeten te grote vervormingen worden voorkomen.

6.2.4 werkvolgorde kolk/hoofd

De werkvolgorde is bij een gecompliceerde constructie als de L-muur zeker van belang. De mogelijke werkvolgorden zijn:

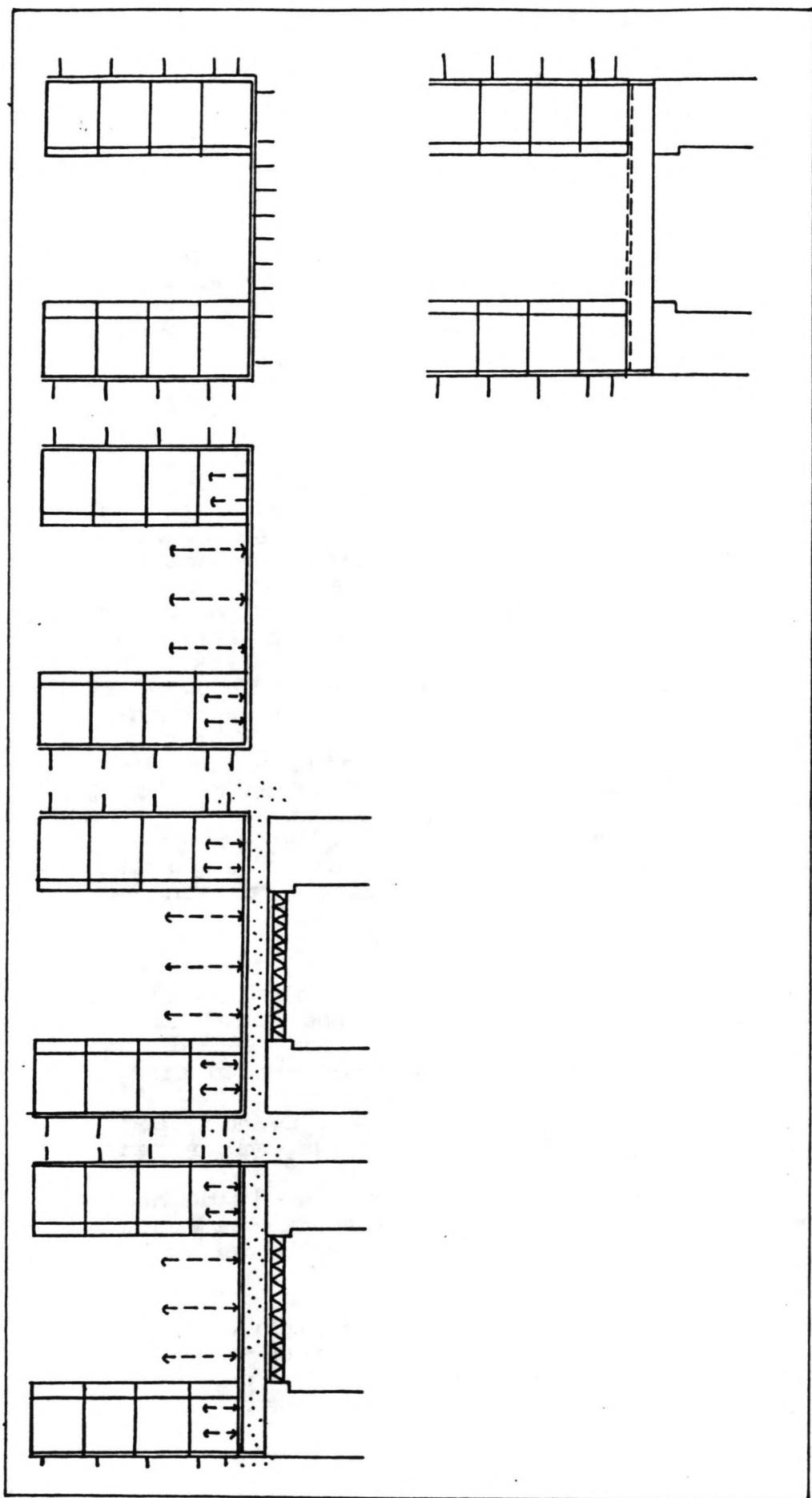
- a - kolk bouwen, hoofd bouwen.
- b - hoofd bouwen, kolk bouwen.
- c - combinatie van a en b.

Bij volgorde a [figuur 30] wordt eerst de volledige kolk gebouwd en daarna de hoofden. Hierbij dient de buitenkuip van de kolk inclusief de kopdamwand te worden verankerd. Na het maken van de kolk volgens de eerder genoemde werkwijze, dienen de ankers van de kopwand te worden verwijderd om zonder risico van het stukheien van de damwanden van het hoofd op de ankers en om te kunnen ontgraven. Hier toe dient de kopwand te worden vastgehouden. Het werken met een tijdelijk schot als bij combinatie II, volgorde b, is niet mogelijk zodat er afgestempeld moet worden op de kolkvloer om de kopwand stabiel te houden. Hierna kunnen de ankers van de kopwand worden weggehaald en kunnen de bouwkuipen van de hoofden worden ontgraven. De eerder genoemde stempels zijn na het ontgraven en leegpompen van de twee kuipen van de hoofden overbodig daar er geen horizontale belasting op de wand staat, afgezien van een kleine grondruk vanonder de L-muur. De stempels kunnen worden weggehaald, de tussenwand kan worden afgebrand, het hoofd kan worden gebouwd en de aansluiting tussen hoofd en kolk kan in den droge worden gemaakt.

Bij volgorde b [figuur 31] worden eerst de sluishoofden in hun eigen verankerde bouwkuip gemaakt en daarna de sluiskolk. Het verwijderen van de ankers gaat ook hier vooraf aan het vasthouden van de kopwanden. De mogelijkheden zijn hier:

- 1 - het afstempelen van de kopwand tegen de tegenoverliggende wand en/of de vloer en/of de deurkassen van het hoofd.
- 2 - het plaatsen van scheidingsschotten in de hoofden en vervolgens overbruggen van de ruimte tussen kuipwand van het hoofd en de betonconstructie met stempels.

Na het afgraven en leegpompen van de bouwkuip van de sluiskolk kunnen de stempels bij beide methoden worden verwijderd, kan de tussenwand worden afgebrand en kan de definitieve aansluiting tussen kolk en hoofd worden gemaakt.



Figuur 33

De uiteindelijke situatie die bij beide werklijnen a en b wordt bereikt is dat beide leeggepompte kuipen van hoofd en kolk voorzien zijn van een vloer van onderwaterbeton en tussenwand die nauwelijks wordt belast.

Bij volgorde c [figuur 32] is het uitgangspunt de scheidingsdamwand vanaf het begin zo min mogelijk belasting op te laten nemen d.i. de ontgraving van de kuip van de kolk gelijk te laten lopen met die van de hoofden. Hierdoor worden lastige omwegen met schotten en/of stempels vermeden en kosten bespaard. De ontgravingsniveau's en de waterstanden zijn aan beide zijden van de scheidingsdamwanden gelijk. Een dissonant in deze methode is de gronddruk van de grond onder de te maken ontlastvloer van de kolkmuur. De hoogte van dit grondlichaam is echter vrij klein, ongeveer 5.5 m en de belasting bevindt zich aan de zijkanten van de scheidingsdamwand d.i. in het stijvere deel. Met verbindingssijzers zoals toegepast bij de binnenkuip, kan de scheidingsdamwand aan de zijkant van de owb-vloer worden bevestigd, eventueel aangevuld met hoekstempels in de kuip van het hoofd en zwaardere gordingen en/of damwanden.

Conclusie: werkvolgorde c [figuur 32] is qua uitvoering minder omslachtig en praktischer dan de varianten a en b en zal dan ook gehanteerd worden. Het stabiel houden van de scheidingsdam onder de L-muur zal echter wel een groot probleem vormen.

6.3 combinatie IV

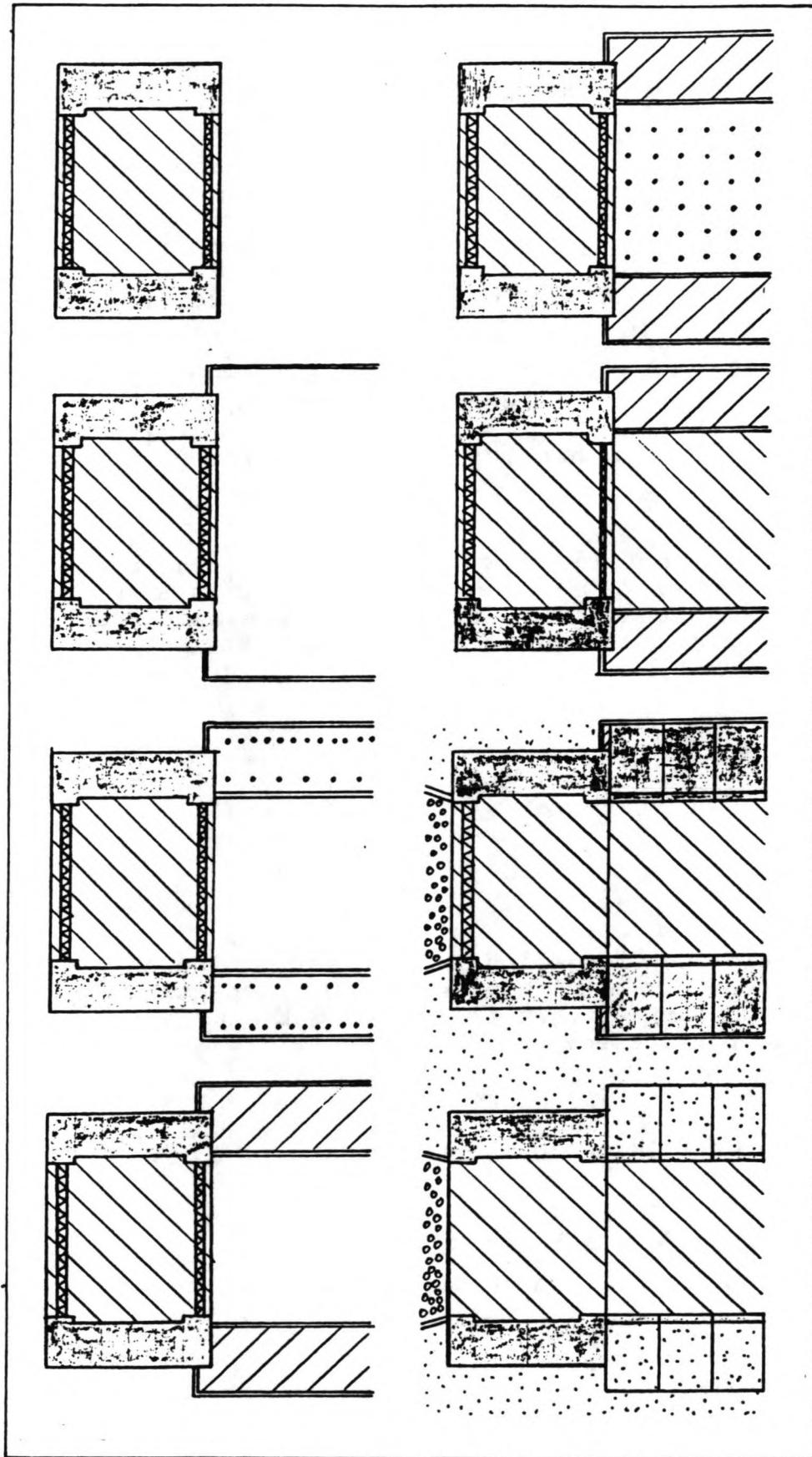
6.3.1 inleiding

Daar deze combinatie een mengeling is van eerder behandelde combinaties wordt voor de dimensionering van respectievelijk de damwanden, het caisson van het hoofd en de L-muur verwezen naar de betreffende paragrafen.

6.3.2 werkvolgorde kolk/hoofd

Net als bij de combinatie II is ook de volgorde van grote invloed op de uitvoerbaarheid van het geheel. De mogelijke werkvolgorden zijn:

- a - kolk bouwen, hoofden afzinken
- b - hoofden afzinken, kolk bouwen.

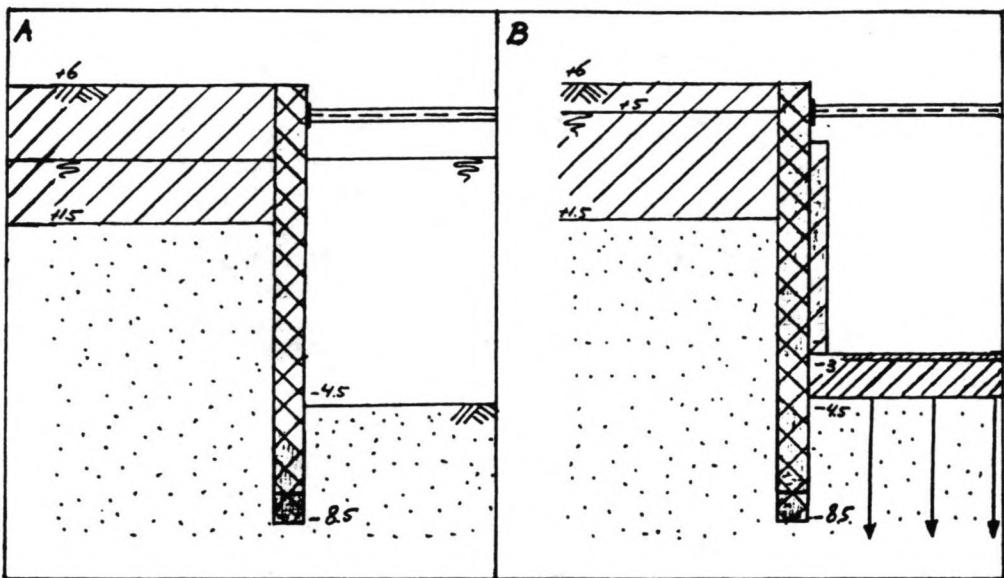


Figuur 34

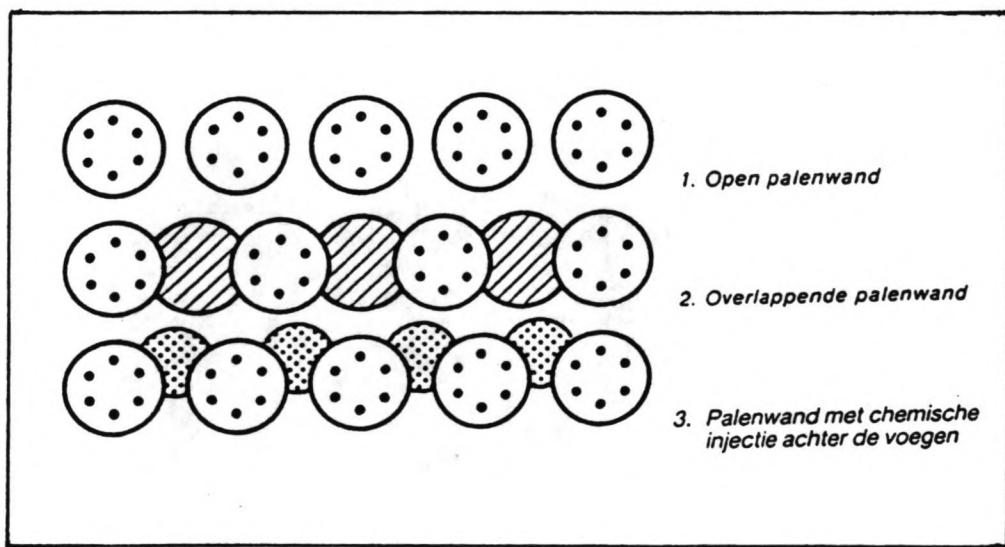
Bij volgorde a [figuur 33] wordt eerst de kolk gemaakt volgens de eerder genoemde werkwijze [par 6.2.3]. De kopwand van de kuip wordt verankerd. Om het caisson af te kunnen zinken dienen de ankers te worden verwijderd. Hiertoe dient eerst de kopwand te worden bevestigd. Het toepassen van scheidingsschotten is ook hier niet mogelijk zodat de kopwand op de kolkvloer moet worden afgestempeld. Hierna kunnen de kopankers worden weggehaald. Nadat het hoofd op de juiste positie is afgezonken, kan de tijdelijke aansluiting tussen kolk en hoofd worden gemaakt door de buitenkuip van de kolk te verbinden met in het caisson ingestorte damwandprofielen door flexibele damwandplanken. De ruimte tussen de verbindingsdamwand, de kopwand van de kolk en het caisson kan nu worden ontgraven en van een owb-vloer worden voorzien. Na het leegpompen kunnen de stempels, een deel van de kopwand (afbranden) en het scheidingsschot in het caisson worden verwijderd en kan de definitieve aansluiting tussen kolk en caisson in een droge omgeving worden gemaakt. In plaats van een owb-vloer kan ook tussen de verbindingsdamwanden worden geïnjecteerd alvorens te ontgraven. Dit is een duurdere methode en bevat meer risico.

Bij werkvolgorde b [figuur 34] worden als eerste de beide hoofden gebouwd en afgezonken. In het caisson zijn damwandplanken ingestort. De buiten- en binnenkuip van de kolk kunnen goed op het hoofd worden aangesloten middels deze ingestorte profielen. De verdere bouwwijze van de kolk geschiedt analoog aan par 6.2.3.

Conclusie: de uitvoeringsvolgorde onder variant b [figuur 34] is minder omslachtig dan die onder variant a en bevat minder bouwfasen voor de aansluiting hoofd/kolk. Variant b zal verder worden aangehouden.



Figuur 35



Figuur 36

HOOFDSTUK 7 DIEPWANDMETHODE

7.1 algemene aspecten diepwandmethode

De diepwandmethode is in zekere zin een uitbreiding van de open bouwkuipmethode met dit essentiële verschil, dat de verticale wanden onderdeel zijn van de te maken constructie. Er kunnen drie diepwandsoorten worden onderscheiden:

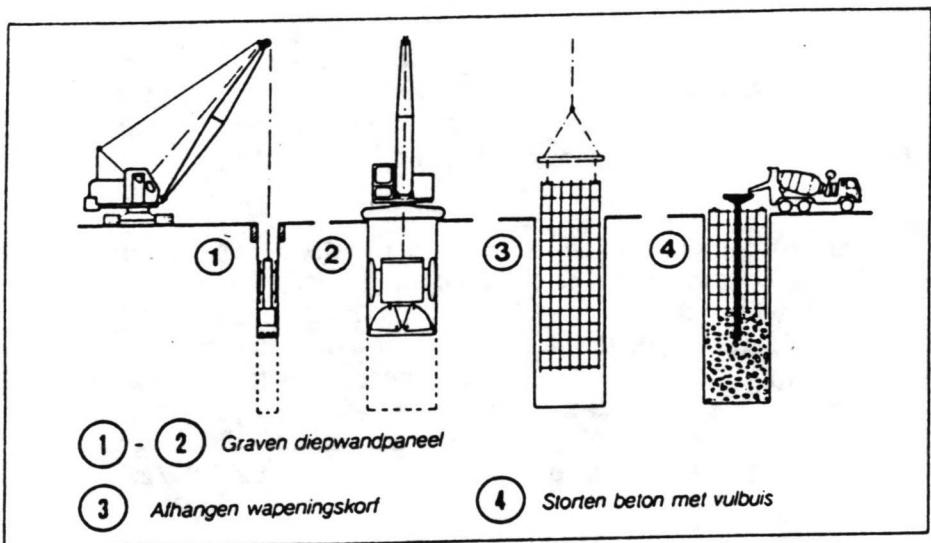
- 1 - palenwand
- 2 - prefab-diepwand
- 3 - standaard diepwand.

Bij de palenwand en de standaard diepwand wordt de constructie in principe tweemaal gemaakt: de eerste maal als diepwand met een ruwe vloer van onderwaterbeton en de tweede maal in constructiebeton met een afgewerkte vloer [figuur 35].

De drie methoden hebben met elkaar gemeen dat alvorens de eigenlijke wand wordt gemaakt, er gaten met de gewenste afmetingen worden gemaakt door graven of boren en dat de paneelwanden stabiel worden gehouden door een steunvloeistof (bentoniet-suspensie) in de gaten te pompen. Deze vloeistof bestaat uit een mengsel van water, bentoniet (kleisoort) en eventuele toeslagstoffen (cement, fijn zand, micaschubben) en heeft een volumiek gewicht variërend van 10.4 tot 12 kN/m³.

7.1.1 palenwand

De palenwand kan verschillende vormen hebben [figuur 36]. Als eerste is er de open palenwand. Deze is slechts als grondkering en niet als waterkering te gebruiken en dus niet geschikt voor dit project. Als tweede is er de overlappende palenwand. De opeenvolgende paaldoorsneden overlappen elkaar deels en wapening wordt in elke tweede paal toegepast. De gevormde wand is grond- en waterdicht. De palenwand met overlappende palen heeft als nadeel dat er een grotere kans op lekkages tussen de palen bestaat. Het dichten van lekkages m.b.v. groutinjectie achter de wand is niet mogelijk in de kleilaag boven NAP+1.5. Bovendien is een constructieve afwerking met schoon beton veel lastiger uit te voeren door de positie en de geometrie van de paalwapening, mede daar paalwapening slechts in elke tweede paal wordt toegepast. Mede door de mindere hoeveelheid wapening en de vorm van de



Figuur 37

wapening is de palenwand minder geschikt voor het opnemen van grote buigende momenten. De derde mogelijkheid is de open palenwand met gedichte voegen door injectie. Ook deze wand is grond- en waterdicht. Dit injecteren kan niet in kleigronden worden toegepast en dat maakt dit systeem ongeschikt voor dit project.

7.1.2 prefab-diepwand

De prefab-elementen hebben een tweeledige functie. Als eerste functie is er de kuipwandfunctie die bij de andere diepwandsystemen door de diepwand/palenwand wordt vervuld. De tweede functie is die van definitieve kolkwand die bij de overige diepwandsystemen door het constructieve beton binnen de diepwand wordt gevormd. Vanwege het goed te controleren fabricageproces van prefab-elementen en de hogere betonkwaliteit die toegepast kan worden (B65) kan wellicht met een dunner en zwaarder gewapende doorsnede worden volstaan. De prefab-diepwand heeft als grootste minpunt dat ze veel duurder is dan de standaard diepwand of de palenwand.

7.1.3 standaard diepwand

De standaard diepwand bestaan uit een aantal achter elkaar geplaatste diepwandsecties [figuur 37]. De wandsecties worden vanaf het maaiveld gevormd middels een discontinu graafproces. Het graven gebeurd doorgaans met zware grijpers bevestigd aan hijskabels of aan een telescopische arm (Kelly-bar). De grijper aan hijskabels is de meest universele graafmethode en geschikt voor alle grondsoorten. De Kelly-bar is vooral goed toepasbaar bij ondiepe wanden. Telkens als er een volume grond vanaf de gatbodem is verwijderd wordt er vanaf het maaiveld steunvloeistof in het gat gebracht. Deze steunvloeistof heeft als taak de gatwand stabiel te houden tijdens het graafproces. Als een gat op diepte is worden er aan de gateinden voegmallen geplaatst, meestal ronde buisprofielen met een diameter gelijk aan de wanddikte. Vervolgens wordt een wapeningskorf ingehangen en kan beton via een stortkoker worden gestort. De voegmal wordt getrokken en de volgende sectie kan worden ontgraven. Het gebeurt ook dat in eerste instantie elke tweede sectie wordt gemaakt en vervolgens de tussenliggende secties.

Conclusie: de standaard diepwand bestaande uit gegraven wandsecties blijkt de meest praktische toepassing en zal in dit hoofdstuk verder worden uitgewerkt.

7.2 combinatie V

7.2.1 inleiding

Combinatie V bestaat uit een sluiskolk gemaakt middels een diepwand en sluishoofden gemaakt in een traditionele bouwkuip. De dimensies van de damwand, gordingen en ankers van kuip voor de hoofden zijn gelijk aan die bij de combinaties I en II [par 5.1.5].

7.2.2 dimensionering diepwand

Met de huidige middelen kunnen diepwanden worden gemaakt met een wanddikte van 0.40 tot 1.50 m in secties van enkele meters lengte. Voor de enkele diepwand zijn diverse bouwfases maatgevend voor de belasting. In de gebruiksfase kan de wand bij de krachtsoverdracht samenwerken met de binnenwand. Bij een normale uitvoering is voor de diepwand een betonkwaliteit B25 haalbaar en bij meer nauwgezette uitvoering is kwaliteit B35 haalbaar. Hier zal van een nauwgezette uitvoering worden uitgegaan en een betonkwaliteit B35.

Ondanks het feit dat de diepwand erg stijf is moet ze aan de bovenzijde worden vastgehouden om stabiel te zijn daar anders de vervormingen erg groot worden. In deze fase [figuur 35a] is de kolkwand nog niet van de juiste dikte om alle belastingen zonder te veel vervormingen te weerstaan. Een diepwand is in vergelijking tot een anker een vrij stijve constructie. Dit is een minder gelukkige combinatie. Bij een toenemende ankerkracht zal het anker veel vervormen en krijgt de wand nabij de vloer [figuur 35b] een te grote hoekverdraaiing (vloeischarnier) en zal bezwijken. Een anker zal een zeer hoge voorspangraad moeten krijgen. Een stempel is bij deze methode minder lastig dan bij de open bouwkuip. De constructie kan nu tot onder het stempel worden gebouwd [figuur 35b] waarna de stempeling definitief kan worden verwijderd. Hij hoeft niet eerst te worden verplaatst zoals bij de bouwkuip om in een later stadium alsnog te worden verwijderd. Hier wordt dan ook gekozen voor een stempeling aangebracht op een niveau NAP+5.0.

De dimensionering van diepwand verloopt volgens dezelfde methode als voor de grondkerende stalen damwand. Een evenwichtsberekening in bouwfase I levert een ontgraafdiepte op en bouwfase II levert weer het maatgevende moment bij bezwijken M_u en de stempelkracht bij bezwijken T_u waarop respectievelijk de wand kan worden gewapend en de stempels

V

kunnen worden gedimensioneerd.

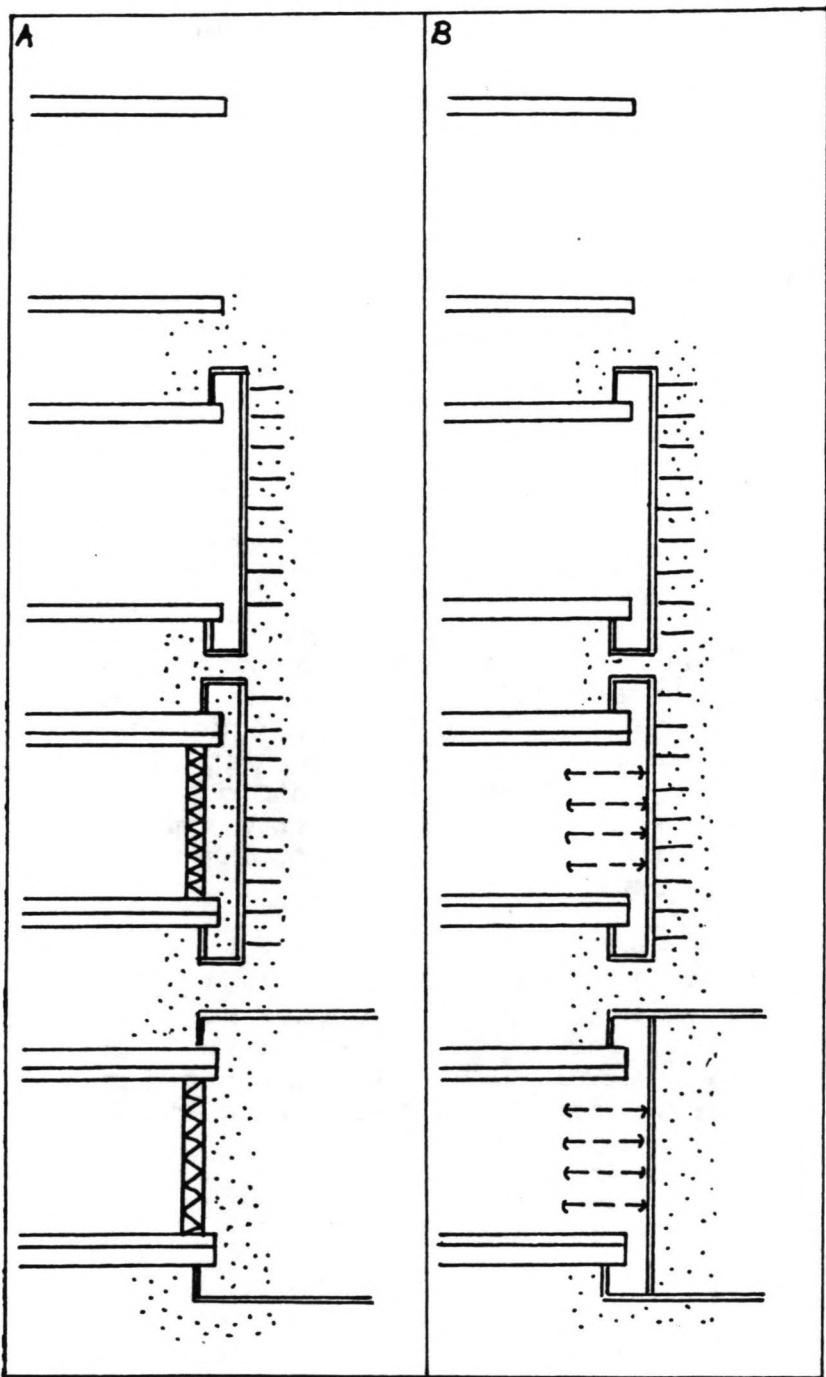
7.2.3 uitvoeringsmethode sluiskolk

De volgorde van uitvoering van de sluiskolk middels de diepwandmethode is de volgende [figuur 37 en 35]:

- 1 - graven diepwandsleuven
- 2 - afhangen wapening diepwanden
- 3 - storten beton diepwanden
- 4 - stempelen diepwanden
- 5 - ongraven bouwkuip tussen diepwanden
- 6 - inbrengen trekpalen en maken owb-vloer
- 7 - leegpompen kuip
- 8 - afwerken owb-vloer
- 9 - maken binnenwanden
- 10 - verwijderen stempels
- 11 - afbouwen binnenwanden

Aan de binnenzijde van de diepwand dient nog een wand van constructiebeton te worden gemaakt waarin de haalkommen, bolders, ladders e.d. worden opgenomen. Dergelijke uitsparingen kunnen niet in een diepwand worden opgenomen. Voor de dikte van deze binnenwand wordt een waarde van $h=500$ mm aangenomen. De verbinding van de diepwand met de binnenwand van constructiebeton wordt gemaakt middels wapeningsstaven. In de wapeningskorf van de diepwand worden aan de zijkanten stekeinden opgenomen die zijn omgebogen. Nadat de kuip is leeggepompt, kunnen deze stekeinden vrijgehakt en haaks omgebogen worden. De stekeinden worden nu verbonden met de wapening van de te maken binnenwand.

De binnenwand loopt door tot op maaiveldhoogte. Dit betekent dat de binnenwand of rond de stempels gebouwd moet worden middels sparingen of in eerste instantie tot onder de stempels wordt gestort [figuur 35b]. Nadat de binnenwand ontkist is, kunnen de stempels worden verwijderd en kunnen de sparingen of de laatste meters wand worden afgebouwd.



Figuur 38

7.2.4 werkvolgorde kolk/hoofd

Combinatie V bestaat uit een sluiskolk gemaakt middels een diepwand en sluishoofden gemaakt in een traditionele bouwkuip. Voor de werkvolgorde zijn drie varianten a t/m c te onderscheiden:

- a - kolk bouwen, hoofd bouwen
- b - hoofd bouwen, kolk bouwen
- c - combinatie van a en b

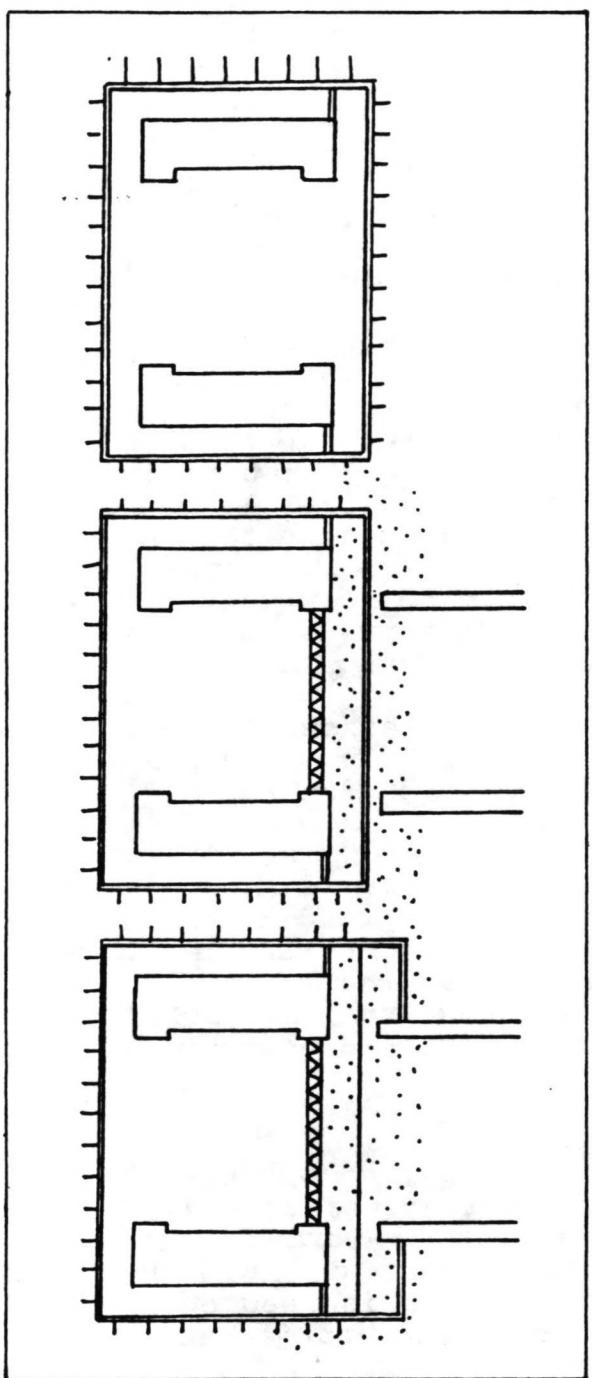
Bij volgorde a [figuur 38a/b] wordt eerst de kolk helemaal afgebouwd. Hiertoe dient de kolk aan de uiteinden te worden afgesloten daar anders geen grond- en watervrije bouwruimte kan worden gecreëerd. De meest praktische manier om dit te doen is door damwanden te heien en deze te verankeren. De kopdamwand kan makkelijk op de diepwand worden aangesloten door de damwand in het nog niet verharde beton van de diepwand aan te brengen. Bij voorkeur wordt de damwand niet in een eerder stadium in het bentoniet ingebracht met het risico van verstoring van het evenwicht tussen bentoniet-, korrel- en waterdruk. Een verstoring kan ernstige discontinuïteiten in de uiteindelijke diepwand opleveren. Nadat de kolk afgebouwd is dient de kopwand te worden verwijderd om de kuip van het hoofd te kunnen aanbrengen en te ontgraven. De kopwand moet ook hier worden vastgehouden. De mogelijkheden daartoe zijn:

- 1 - een scheidingsschot in de kolk plaatsen en de ruimte tussen schot en kopwand met grond aan te storten.
- 2 - de kopwand af te stempelen op de kolkvloer.

Bij methode 1 [figuur 38a] wordt de ruimte tussen scheidingsschot en kopwand aangestort met grond en de ankers van de kopwand kunnen worden weggehaald. Nu kan de kopwand worden getrokken, kan de bouwkuip van het hoofd worden ontgraven en kan het sluishoofd worden gebouwd in de kuip die aan een zijde wordt gevormd door een scheidingsschot in de kolk.

Bij methode 2 [figuur 38b] wordt de stempeling op de kolkvloer aangebracht. Hierna kunnen de ankers worden verwijderd, kan de bouwkuip van het hoofd worden geplaatst en worden ontgraven. De stempels kunnen worden weggehaald nadat de kuip van het sluishoofd is voorzien van een owb-vloer en is leeggepompt. De tussenwand kan worden afgebrand en het hoofd kan worden gebouwd.

Bij volgorde b [figuur 39] worden eerst de sluishoofden in hun bouwkuip gebouwd. Nadat de hoofden gereed zijn dient de diepwand te worden gegraven. Om een gesloten bouwkuip te



Figuur 39

✓

krijgen van diepwand en hoofden, kan er met damwanden gewerkt worden. De hoofden worden voorzien van tijdelijke scheidingschotten en verbindingsdamwanden met de bouwkuip, de ruimte tussen schot en kopwand wordt met grond aangestort, de kopwand wordt getrokken en de aansluiting tussen hoofd en diepwand geschiedt middels verbindingsdamwanden die aansluiten op de kuipwand aan de zijkant van het sluishoofd. De kolk kan nu worden afgebouwd volgens de methode uit par 7.2.3 en de aansluiting van hoofd en kolk kan in de droge worden gemaakt.

Volgorde c [figuur 40] is een combinatie van de volgorden a en b. Nu worden eerst de beide diepwanden gemaakt. Nadat het beton in de diepwanden is gestort worden de damwandkuipen van de hoofden geheid, op de diepwanden aangesloten en verankerd. De diepwand en de kuipwand van de hoofden vormen nu een gesloten bouwkuip voor zowel sluishoofden als sluiskolk en kunnen beiden gelijktijdig worden ontgraven.

Conclusie: voor wat betreft de werkvolgorde blijkt werkvolgorde c qua uitvoering minder bewerkelijk en praktischer. Variant c wordt als werkvolgorde gekozen.

7.3 combinatie VI

7.3.1 inleiding

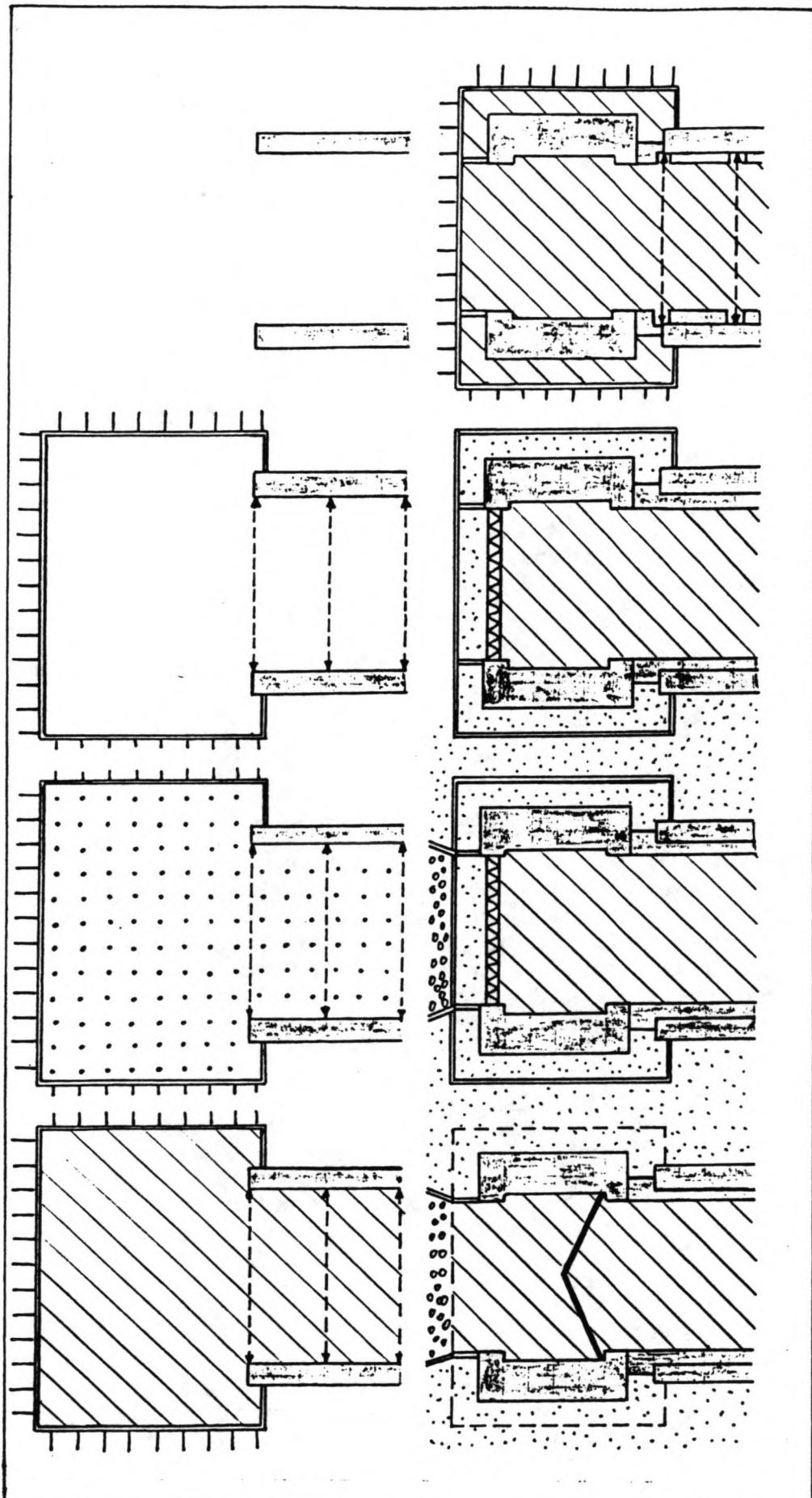
Combinatie VI bestaat uit een sluiskolk gemaakt middels een diepwand en sluishoofden afgezonken als pneumatische caissons. De dimensies van de diepwand zijn gelijk aan die bij combinatie V [par 7.2.2], de dimensies van het caisson van het hoofd werden reeds vastgesteld [par 5.3.2].

7.3.2 werkvolgorde kolk/hoofd

Voor de volgorde van uitvoering zijn ook hier de drie varianten a t/m c te onderscheiden:

- a - kolk bouwen, hoofd afzinken
- b - hoofden afzinken, kolk bouwen
- c - combinatie van a en b

Bij volgorde a wordt eerst de kolk gebouwd op de manier zoals reeds in par 7.2.4 onder variant a werd omschreven [figuur 38a]. Nadat in de kolk een schot is geplaatst wordt de ruimte



Figuur 40

tussen schot en kopwand aangestort en worden de ankers en kopwand verwijderd. De caissons van de hoofden worden vervolgens afgezonken. Caissons en diepwand worden verbonden met damwanden die op elk van de constructies aansluiten middels ingebrachte damwandprofielen. De ruimte tussen de schotten wordt ontgraven en van onderwaterbeton voorzien. De schotten van kolk en caisson worden verwijderd en de definitieve aansluiting kan worden gemaakt.

Bij volgorde b worden eerst de caissons van de hoofden afgezonken. De diepwanden kunnen nu tot vlak bij de kopzijde van het caisson worden gegraven. De tijdelijke aansluiting kan ook nu weer met damwanden gebeuren zoals beschreven bij volgorde a. De ruimte tussen de beide diepwanden kan worden ontgraven en de sluiskolk kan worden afgebouwd volgens de eerder beschreven methode.

Volgorde c is weer een tussenoplossing van de volgorden a en b. Bij volgorde c worden eerst alleen de diepwanden gemaakt waarna beide caissons vlak tegen de diepwanden worden afgezonken. De tijdelijke aansluiting kan ook hier weer door verbindingsdamwanden worden gemaakt. Hierna kan de ruimte tussen de beide diepwanden worden ontgraven en kan de sluiskolk worden afgebouwd.

Conclusie: variant a is door het gebruik van een kopdamwand en tijdelijke ankers veel omslachtiger dan de varianten b en c. Bovendien is het ontgraven van de ruimte tussen hoofd en kolk lastig vanwege de uitstekende owb-vloer. De varianten b en c verschillen niet veel qua praktische uitvoerbaarheid. Gekozen wordt voor variant c daar het waarschijnlijk eenvoudiger voor de plaatsbepaling van het caisson om het caisson tegen een bestaande constructie te leggen dan af te zinken zonder een duidelijke referentie.

HOOFDSTUK 8 PNEUMATISCH CAISSONMETHODE

8.1

algemene aspecten pneumatisch caisson

Een werkwijze die bij enkele sluizen is toegepast (Almelo, Helmond en schijndel) is de caissonmethode. De werkwijze verschilt van alle andere werklijzen hierin dat de constructie op het maaiveld of in een ondiepe bouwput wordt gemaakt en op zijn uiteindelijke positie wordt gebracht door grond onder de constructie weg te graven. De constructie begint door zijn eigen gewicht te zakken. De keuze tussen afzinken vanaf het maaiveld of vanuit een ondiepe put hangt meestal af van de aanwezigheid van slecht dragende grond direct onder het maaiveld. aangezien de slappe kleilaag bij dit project doorloopt tot ongeveer NAP+1.5 zou eerst een bouwput van 4.5 m diep moeten worden ontgraven. Gezien de laagste bovenstroomse waterstand van NAP+3.6 zou de put onder water komen te staan. Door een bemaling en mogelijk kuipwanden te gebruiken wordt de caissonmethode van zijn essentiële voordelen ontdaan. Het afzinken gebeurt aldus vanaf het maaiveld. Hierdoor moeten extra maatregelen worden getroffen om het caisson tijdens de afbouwfase niet teveel in de slappe grond direct onder het maaiveld weg te laten zakken.

Caissons zijn onder te verdelen in de z.g open put en het pneumatisch caisson. Bij de open put wordt de grond, onder of boven het grondwaterpeil, vanonder de put vanaf het maaiveld weggegraven. Bij het pneumatisch caisson geschiedt het ontgraven vanuit een werkkamer onder een gesloten vloer. Voor de sluishoofden is alleen het pneumatisch caisson toepasbaar. In de werkkamer heerst een verhoogde atmosferische druk opdat het grondwater niet de werkkamer kan binnendringen en er werkliden kunnen werken. De werkliden komen in de werkkamer via een luchtsluis door de vloer van de constructie. Dit werken onder verhoogde druk legt beperkingen op aan de tijd die persoon in de ruimte mag doorbrengen. Een speciale caissonwet is hiervoor van kracht. Het werken met de caissonmethode kan tot ongeveer 35 m onder grondniveau.

Om het caisson goed in de grond te laten zakken en om een werkkamer onder de constructievloer te maken, is de constructie aan de onderzijde langs de hele omtrek voorzien van een snijrand. De werkruimte is bij voorkeur 2.0 tot 3.0 m hoog en de lengte van de constructies wordt meestal kleiner dan 50 m gehouden. Hier wordt gekozen voor een werkkamer van 2500 mm hoog en een caissonlengte van 40 m.

Een beter gefundeerde keuze vereist uiteraard een vergaande optimalisatiestudie. In deze fase van het project is dat echter niet wenselijk.

Nadat het caisson op de juiste diepte is afgezonken wordt de werkkamer opgevuld. Dit opvullen kan gebeuren middels zand of met beton. Met een opvulling met zand is het nooit mogelijk alle additionele zettingen te voorkomen. Het opvullen met beton verhoogt daarentegen ook de veiligheid tegen opdrijven, vandaar dat wordt gekozen voor een opvulling met beton. De verbinding beton/vloer gaat middels beugels onder aan de vloer.

8.2 uitvoering afzinkprocedure caisson

Met betrekking tot de afzinkprocedure zijn er twee varianten mogelijk. Bij de eerste variant wordt een caisson op het maaiveld afgebouwd en vervolgens afgezonken. Bij de tweede variant wordt er, nadat vloer en snijranden gereed zijn, afwisselend een laag van de wand gebouwd en een stukje afgezonken. De eerste methode heeft de volgende voordelen boven de tweede:

- 1 - Wapening, kist en tijdelijke schotten kunnen in een keer geplaatst worden. Caissons worden bij voorkeur in één keer afgebouwd.
- 2 - Het beton van de wanden kan voldoende tijd worden gegeven om voldoende sterkte te bereiken. Een stijver beton zal de wand minder doen vervormen onder de grondruk tijdens het afzinken.
- 3 - Er is meer gewicht beschikbaar bij het afzinken. Er kan zonder ballast worden gewerkt door bij het afzinken rekening te houden met de seizoenswaterstanden. De werkplanning kan er op worden afgestemd dat er tijdens hoogwater alleen wordt gebouwd en er tijdens laagwater wordt afgezonken. Dit scheelt ook in effectieve werktijd i.v.m. de kleinere overdruk in de werkkamer.
- 4 - Er is geen interferentie van transport van uitgegraven grond en aan te voeren beton

Het feit dat er bij de eerste methode meer in de hoogte moet worden gewerkt i.p.v. ongeveer op maaiveldniveau is geen groot nadeel. Kranen voor kubels of een betonpomp zijn bij beide varianten nodig.

Conclusie: gezien de genoemde aspecten zal bij het afzinken van caissons worden uitgegaan van de werkwijze waarbij een afgebouwd caisson vanaf het maaiveld wordt afgezonken.

8.3 combinatie VII

8.3.1 inleiding

combinatie VII bestaat uit een sluiskolk bestaande uit 5 pneumatisch afgezonken caissons van 40 m en twee sluishoofden gebouwd in een traditionele bouwkuip. Voor de dimensionering van de damwandkuip en de verankering wordt verwezen naar par. 5.1.5 en voor de onderwaterbetonvloer wordt verwezen naar paragraaf 5.1.3.

8.3.2 dimensionering caisson sluiskolk

Een caisson dient te worden gedimensioneerd op twee criteria t.w. verticaal evenwicht en sterkte [bijlage 5k]. Als eerste zal gekeken worden naar het verticaal evenwicht in de maatgevende bouwfase en in de gebruiksfase. Voor de dimensionering op sterkte worden de kolkwand, de snijrand en de kolkvloer bekeken.

Het caisson moet een veiligheid tegen opdrijven hebben van $f=1.2$ zodat $F(\text{neerwaarts})=1.2*F(\text{opwaarts})$. De grootste opwaartse belasting tijdens de bouwperiode treedt op wanneer het caisson tot (bijna) op de einddiepte is afgezonken, de werkkamer nog onder hoge druk staat en er hoogwater optreedt. In die situatie is de som van opwaartse waterdruk (= de luchtdruk in de werkkamer) en de wandwrijving maximaal. De neerwaartse belasting bestaat uit het eigen gewicht van het caisson en is onafhankelijk van de diepte waarop het caisson zich bevindt. Om de schuifweerstand te reduceren wordt tot over de hoogte van de wand vanaf de bovenzijde van de snijrand gebruik gemaakt van een bentonietmering waardoor de wandwrijving daar verwaarloosd kan worden. De niet te verwaarlozen wandwrijving is afhankelijk van de gronddrukcoefficient $K_i=\tan^2(45-\phi/2)$, de verticale korrelspanning σ' , en de wandruwheid $\delta=2/3*\phi$ volgens $\tau=K_i*\sigma'*\tan(\delta)$. Voor de opwaartse belasting zijn verantwoordelijk de opwaartse waterdruk onder de randen en luchtdruk in de werkkamer. De luchtdruk in de werkkamer maakt evenwicht met de opwaartse waterdruk tegen de bodem van de werkkamer. Voor de totale opwaartse druk wordt de waterdruk tegen de bodem van de werkkamer genomen gerekend over het totale vloeroppervlak van het caisson. Bij de aangenomen dimensies van vloer, werkkamer en wand kan gekeken worden of het caisson aan de zakkingsseis voldoet.

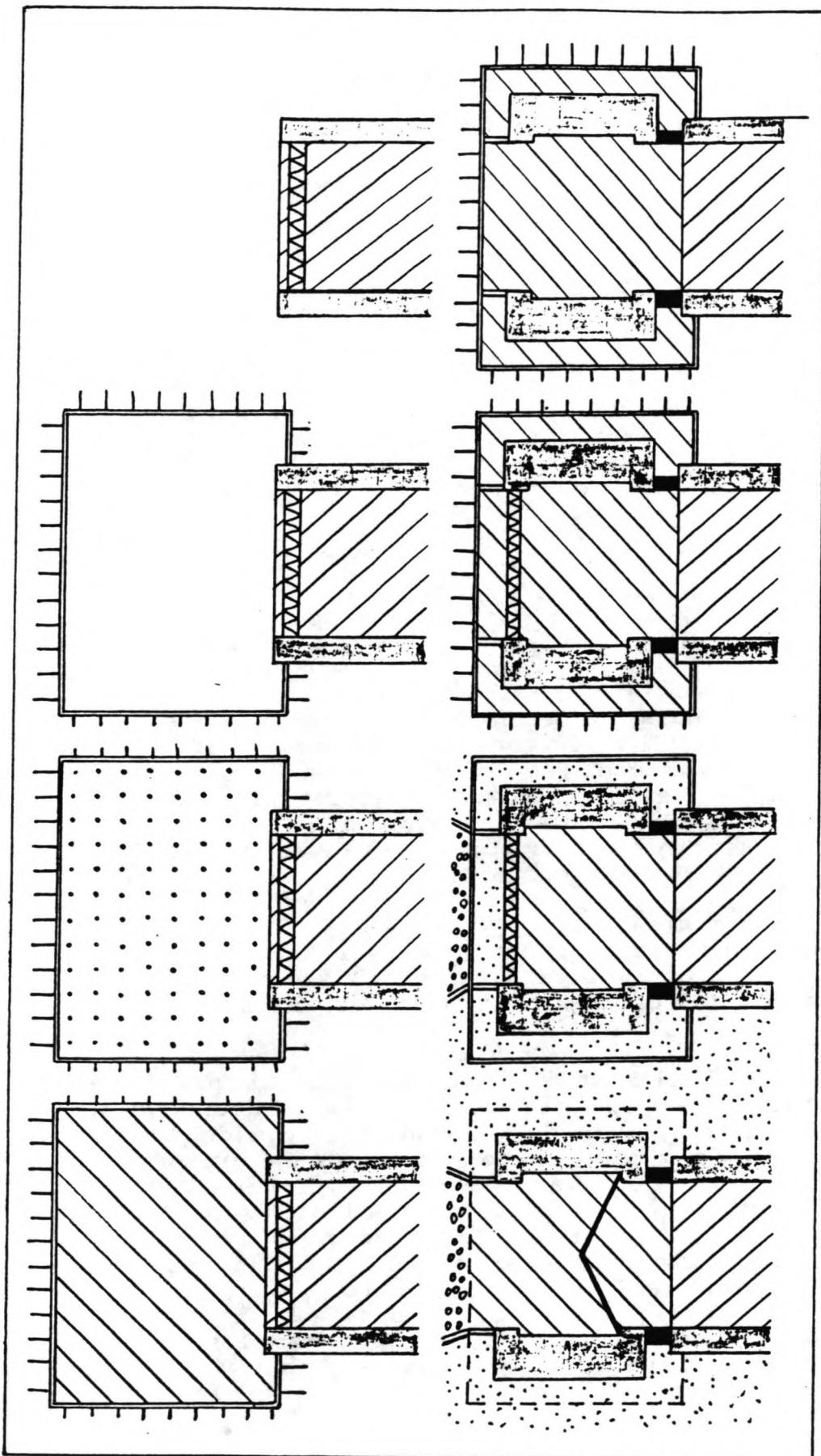
Voor het verticale evenwicht in de gebruiksfase is de maatgevende situatie als de grondwaterstand op NAP+5.0 ligt, de kolkwaterstand op NAP+3.6 en de werkamer gevuld is met ongewapend beton. De veiligheid tegen opdrijven is door de extra neerwaartse belasting voldoende hoog.

De wand wordt nabij de aansluiting tussen wand en vloer op sterke gecontroleerd a.g.v. een buigend moment en afschuiving, beiden in de bezwiksituatie. Net als bij de monolietconstructie van de combinaties I en II wordt er ook hier van uit gegaan dat er geen afschuifwapening behoeft te worden toegepast. Voor de dimensionering van de wand wordt deze ingeklemd gedacht in de vloer. De maatgevende belastingsituatie treedt op in de laatste bouwfase wanneer de wand aan de buitenzijde belast wordt door de gronddruk, een terreinbelasting en er aan de binnenzijde geen tegendruk is. Daar de constructie nauwelijks vervormd, wordt gerekend met een neutrale gronddrukcoefficient voor de twee grondlagen naar hoogte gemiddeld.

Voor de dimensionering van de vloer wordt deze geschematiseerd tot een vierzijdig vrij opgelegde plaat. De oplegpunten worden gekozen halverwege het grondvlak van de snijrand. De vloer wordt gedimensioneerd aan de hand van twee halverwege de zijden gelegen liggers I en II van 1 m breed die de caissonvloer overspannen. De maatgevende momenten bij bezwijken treden op halverwege de beide liggers. De maatgevende belasting treedt op in de laatste bouwfase: de kolkwanden en de scheidingsschotten leveren een maximaal moment op de vloer en de vloer is van een minimale dikte zonder de samenwerking met het opvulbeton van de werkamer. De belasting op de vloer bestaat dus uit:

- 1 - het eigen gewicht vloer
- 2 - de tegendruk van de lucht in de werkamer
- 3 - de momenten uit kolkwand, scheidingsschot en grond
- 4 - de verdeelde reactiekraft onder de snijrand

De afdracht van de gelijkmatig verdeelde belastingen 1 en 2 wordt over de twee afdrachtrichtingen I en II verdeeld volgens een verdeling afhankelijk van de verhouding β van de lange en de korte zijde van de vloer. De momenten van de gronddruk en de wanden (die zich met hun zwaartepunt niet precies boven het oplegpunkt bevinden) worden gelijkmatig verdeeld verondersteld over de breedte van de zijde waarschijnlijk ze zich bevinden. De reactiekraft onder de snijrand wordt berekend uit het totale gewicht van caisson en scheidingschotten en de totale opwaartse druk. Hierbij aangenomen dat de lasten zich gelijkmatig over de omtrek van het caisson verdelen. Door nu een snede te maken halverwege de liggers I en II kan het maximale moment worden bepaald en kan de wapening worden berekend.



Figuur 41

Voor de snijrand wordt gecontroleerd of de reactiekracht per m rand op de beide vlakken tussen rand en vloer en tussen rand en grond, niet te hoge spanningen levert. Dit blijkt niet te gebeuren.

8.3.3 werkvolgorde kolk/hoofd

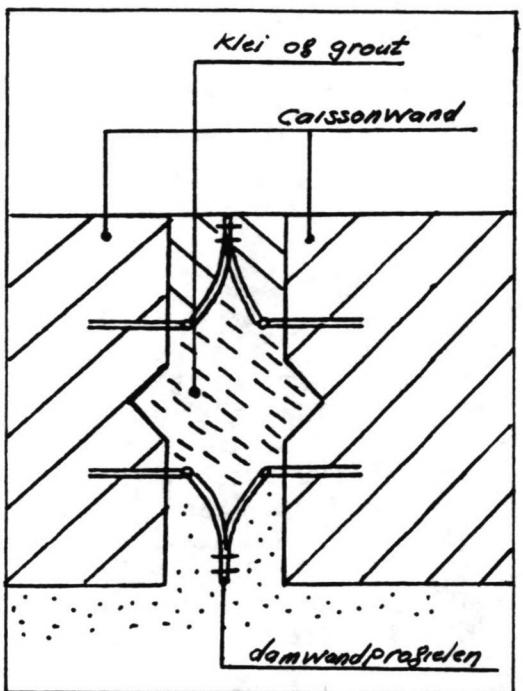
Bij deze combinatie bestaat de sluiskolk uit secties die uitgevoerd worden als pneumatisch caisson en de sluis hoofden worden in een traditionele bouwkuip gebouwd. Voor de bouw van de sluiskolk werd er van uit gegaan dat de caissons eerst op het maai veld werden afgebouwd om vervolgens te worden afgezonken. Verder wordt er van uit gegaan dat de secties elk na elkaar worden gebouwd en afgezonken. Voor de bekisting hoeft aldus maar de hoeveelheid voor een sectie in rekening te worden gebracht evenals voor de persluchtinstallatie.

Voor de werkvolgorde kolk/hoofd lijkt het de beste methode om eerst alle caissons te bouwen en af te zinken om vervolgens de damwandkuipen voor de beide hoofden op de laatste caissons aan te sluiten [figuur 41]. Uit voorgaande werkvolgorden is immers gebleken dat het aansluiten van damwandkuipen op hoofden aanzienlijk minder bewerkelijk is dan het verbinden van caissons met reeds geheide damwandkuipen. De werkvolgorde hoofd-kolksecties-hoofd is aldus ook minder aantrekkelijk.

De mogelijke oplossing voor een aansluiting tussen twee afgezonken caissons kan volgens de manier als getoond [figuur 42].

8.4 combinatie VIII

De sluis van combinatie VIII wordt in zijn geheel uit caissons opgebouwd. De werkvolgorde is van minder doch niet van ondergeschikt belang. Genoemd in par. 8.3.3 was de werkvolgorde om caissons na elkaar te bouwen en ook na elkaar af te zinken. Met die werkwijze lijkt de volgorde hoofd/kolksecties/hoofd het meest praktisch.



Figuur 42

HOOFDSTUK 9 SLUISKOLK ALS DAMWAND

9.1 algemene aspecten

De techniek om de sluis als een met ankers bevestigde damwand uit te voeren is in het verleden reeds meermalen toegepast. De damwand heeft ook hier, net als de diepwand, een tweeledige functie. Tijdens de bouwfases vormt de damwand de water- en grondkerende bouwkuip en in de gebruiksfase vormt ze de kolkwand. In de gebruiksfase wordt de wand voorzien van wrijfhouten. Bij de breedte van de bouwkuip/kolk moet naast de effectieve kolkbreedte een overbreedte worden genomen afhankelijk van de dikte van de wrijfstijlen. De constructie is ten opzichte van de eerder behandelde constructiemethoden relatief goedkoop.

9.2 combinatie IX

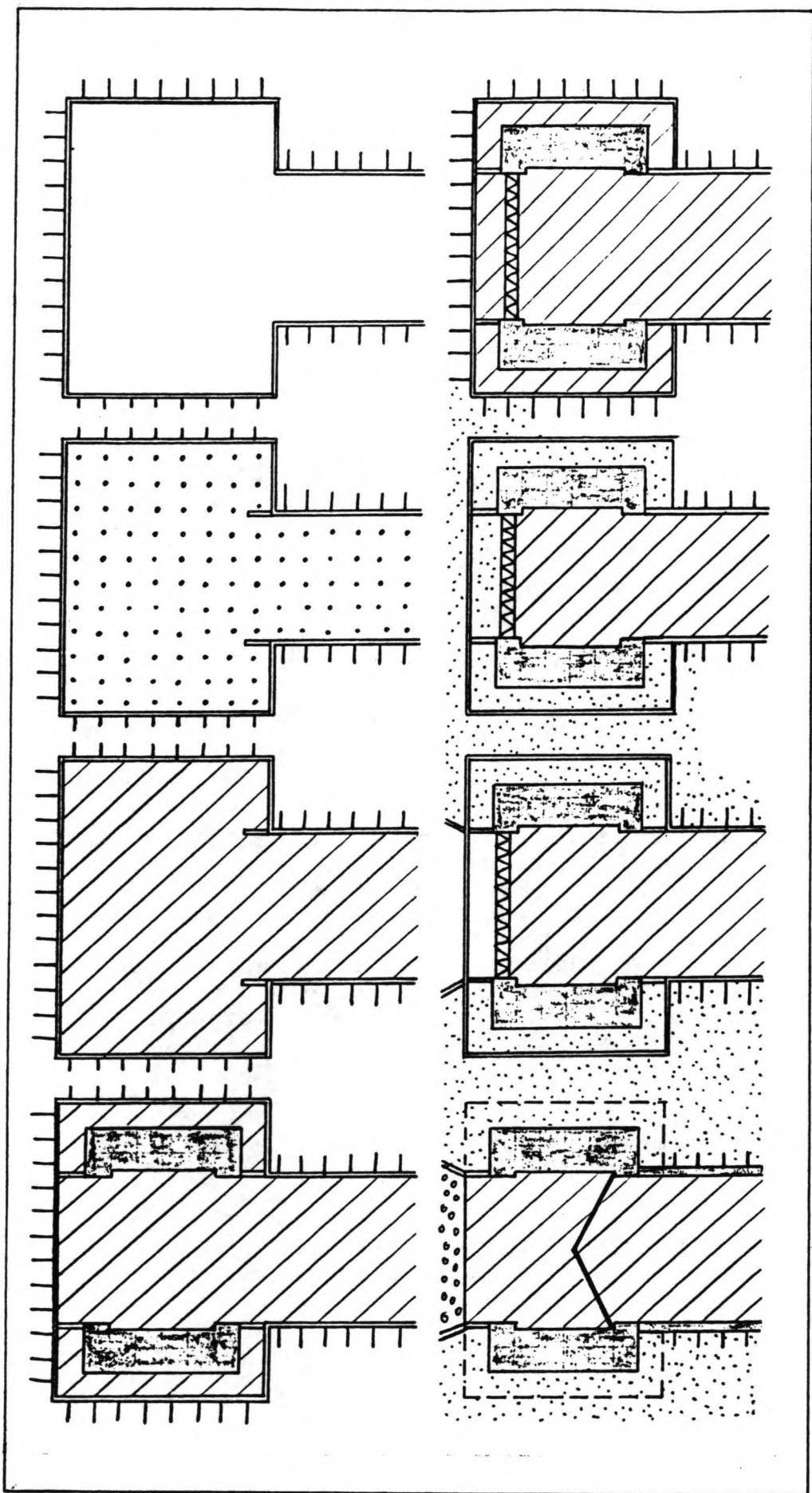
9.2.1 inleiding

De damwandsluis van combinatie IX bestaat uit een damwandkolk en een hoofd gebouwd in een bouwkuip. De kolkdamwand van deze sluis wordt gelijk belast als de damwandkuip van de combinaties I en II. Voor de dimensionering van de damwand wordt dan ook verwezen naar par. 5.1.5. De owb-vloer wordt identiek belast als die van de voorgaande combinaties. Voor de dimensionering van de vloer en de trekpalen wordt verwezen naar par. 5.1.3 en voor de stabiliteit van het sluishoofd naar par 5.2.1

9.2.2 werkvolgorde en uitvoering

De werkwijze van combinatie IX is nagenoeg gelijk aan die van combinatie I en de werkvolgorde kolk/hoofd is ook hier niet van belang.

Een klein verschil zit in de aansluiting tussen de kolkdamwanden en de beide sluishoofden. Om in de bouwfases en in de gebruiksfase geen hinder te ondervinden van instromend



Figuur 43

water respectievelijk water en grond, is het wenselijk de kolk waterdicht op de hoofden aan te sluiten. Dit kan door in de hoofden een damwandprofiel in te storten waarop de kolkwand kan worden aangesloten. Een mogelijke werkwijze [figuur 43] is, om eerst de rondgaande kuip in te brengen en te verankeren. Dan kan de totale bouwkuip worden ontgraven en kunnen de trekpalen worden geheid. De kolkdamwand wordt nu aan elk uiteinde verlengd met een verbindingsdamwand. De owb-vloer wordt gemaakt en het hoofd wordt afgebouwd met opname van het uiteinde van de verbindingsdamwanden in het beton van het sluishoofd.

9.3 combinatie X

Combinatie X bestaat uit een damwandkolk en een sluishoofd afgezonken als pneumatisch caisson. Voor de dimensionering van de damwand en de verankering wordt verwezen naar par.5.1.5 en voor het caisson wordt verwezen naar paragraaf 8.3.2. Uit par. 5.3.3, over de werkvolgorde van caisson en damwandkuip voor combinatie II, is naar voren gekomen de variant hoofd/damwandkuip een betere werkvolgorde was. De situatie bij combinatie X is nagenoeg identiek en dezelfde werkwijze zal ook hier gevuld worden.

HOOFDSTUK 10 KEUZE SLUISCONSTRUCTIE

10.1 evaluatie en shifting

Tot in dit stadium zijn in totaal tien sluisconstructies gegenereerd. Om een keuze te maken worden de alternatieven middels criteria vergeleken. Er zal eerst een globale shifting worden aangebracht m.b.t. de uitvoerbaarheid van de diverse constructies [tabel 4] om de kwantitatieve uitwerking te beperken tot de meer kansrijke constructiealternatieven.

Bij de meeste combinaties is nauwelijks sprake van moeilijkheden of gecompliceerdheid in de uitvoering van een constructiedeel. De open bouwkuip is vele malen uitgevoerd en is beproefd te noemen, hetzelfde geldt voor de damwandkolk van de combinaties IX en X. De diepwand is ook beproefd, hetzij niet als sluiskolk. Hetzelfde aspect geldt voor de pneumatisch caisson: vaak toegepast maar nog maar een paar keer bij sluizen. Bijna alle alternatieven hebben het nadeel van de stevige ondergrond met zijn dichtgepakt zand en het veelvuldig aanwezige grind. Het inbrengen van damwanden is hierbij niet problematisch. Grind en een dichtgepakte ondergrond zijn wel nadelig voor het inbrengen van prefab heipalen. Hoge heiweerstand vraagt zwaar, moeizaam en lang heien en zelfs het stukslaan van de heipalen.

Een constructie die veel vragen oproept zijn de L-muur kolken van de combinaties III en IV [figuur 28]. Reeds genoemd was de ondergrond die minder geschikt is voor heien van palen. De L-muur omvat lange ontlastpalen die vanaf NAP+1.0 erg diep de zandlaag ingeheid moeten worden. Het onder water toepassen van schoorpalen onder een hoek behoort niet tot de huidige mogelijkheden. Een ander nadeel is de bevestiging van de voorste damwand. Deze trekverbinding is qua constructie erg onzeker [figuur 26]. De methode behoort niet tot de beproefde technieken. De waterafdichtende werking van de trekverbinding is erg onzeker. Een erg groot nadeel is dat de voorwand, na het aanbrengen van de hoge ontlast vloer van onderwaterbeton, niet meer bereikbaar is. Een uit het slot gelopen of kapotgeslagen damwand kan niet meer getrokken worden of worden bereikt met injectienaalden om een lek te dichten. Een verhoogd risico op fouten in de uitvoering kan hier uitlopen op het totaal mislukken van de uitvoering.

Conclusie: gezien de voorgaande nadelige aspecten lijkt het niet raadzaam de L-muur hier nader te vergelijken met de overige constructies. De overige alternatieven zijn beter

uitvoerbare en meer beproefde constructietechnieken.

10.2 keuzecriteria constructie

De criteria worden ook hier onderverdeeld in kwantitatieve en kwalitatieve criteria en zijn van toepassing op uitvoerbaarheid en kosten. Een resumé:

NR	criteria	weegfactor
A kwantitatieve criteria		
A1	kosten constructie	3
B kwalitatieve criteria		
B1	gecompliceerde bouwfasen	2
B2	duurzaamheid constructie	2
B3	controleerbaarheid uitvoering	2
B4	comfort scheepvaart	2

[tabel 9]

10.3 toelichting keuzecriteria

A1 kosten

Voor een kostenindicatie zijn de uitvoeringsmethoden en de bijbehorende volgorde globaal uitgewerkt en van hoeveelheden voorzien. Bij de hoeveelheden materialen zijn richtprijzen gekozen die als gemiddelden gelden. Constructiedelen en activiteiten die voor elke constructie gelijk zijn, of voor dit stadium als gelijk zijn aangenomen, worden in de kostenindicatie niet meegenomen. Voor de kostenindicatie wordt van de volgende richtprijzen uitgegaan:

grond ontgraven (nat)	f 10,-/m ³
grond ontgraven droog	f 5,-/m ³
grond aanstorten	f 5,-/m ³
grond ontgraven voor diepwand	f 100,-/m ³
afzinken pneumatisch caisson	f 40,-/m ³
stalen damwand (materiaal)	f 1,50/Kg
stalen damwand (heien)	f 40,-/m ²
stalen damwand (trekken)	f 30,-/m ²
stalen damwand (afbranden)	f 10,-/m

gordingen (materiaal, montage, verwijderen)	f 5,50/Kg
gordingen (materiaal, montage)	f 4,50/Kg
stempels (materiaal, montage, verwijderen)	f 5,50/Kg
stempels (materiaal, montage)	f 5,50/Kg
groutankers, F(u)=900 Kn (permanent)	f 270,-/m
groutankers, F(u)=900 Kn (tijdelijk)	f 180,-/m
prefab heipalen (heien, koppen snellen)	f 425,-/st
prefab heipalen (materiaal, leveren)	f 300,-/m³
constructiebeton (leveren, verwerken)	f 200,-/m³
onderwaterbeton (leveren, verwerken)	f 150,-/m³
bekisting	f 80,-/m²
wapening (leveren, verwerken)	f 2,25/Kg
geleidebalken diepwand	f 200,-/m
prefab sloof	f 100,-/m

Hier wordt een overzicht gegeven van een kostenindicatie van de verschillende sluisconstructies. Er blijkt dat de meeste combinaties vrij dicht bij elkaar in de buurt liggen. Alleen de combinaties met de kolk uitgevoerd als caisson blijken bijna twee maal zo duur te zijn. Voor een gespecificeerde uitwerking wordt verwezen naar de bijlagen [bijlage 2].

kostenoverzicht constructiecombinaties kolk/hoofd [mln]		
sluiskolk	sluishaofd	
	bouwkuip	caisson
monoliet	12.1	12.2
diepwand	10.4	10.2
caisson	18.9	18.5
damwand	10.7	10.1

[tabel 10]

B1 gecompliceerde bouwfases

Van gecompliceerde bouwfases is vooral sprake bij de aansluiting van verschillende constructietechnieken. Bij de meeste combinaties is de aansluiting eenvoudig en goed uit te voeren. Enkele aspecten waarbij op gelet dient te worden:

- 1 - Bij de aansluiting tussen twee caissons moet gebruik worden gemaakt van een combinatie van technieken.
- 2 - Bij de aansluiting van damwanden op een diepwand moet gewacht worden voor ontmenging en/of evenwichtsverstoringen. Een kleine discontinuïteit aan de buitenzijde is echter van geringe invloed op de functionaliteit van de diepwand als geheel.

3 - De aansluiting van een in een bouwkuip gebouwd sluis hoofd met de kanaaldamwanden blijkt veel omslachtiger te verlopen dan bij een hoofd dat als caisson is uitgevoerd.

B2 duurzaamheid constructie

Voor de duurzaamheid is onderscheid te maken tussen constructies uitgevoerd in staal en in beton. Stalen constructies als de damwandkolk zijn kwetsbaarder voor invloeden van buitenaf dan betonnen constructies en dienen goed beschermd en meer te worden gecontroleerd.

B3 controleerbaarheid uitvoering

De toegepaste bouwmethoden bij de overgebleven combinaties zijn redelijk vanaf het maaiveld controleerbaar. Zelfs bij de diepwand is een redelijk perfecte uitvoering mogelijk dankzij de ervaring die er in de loop van de tijd mee op is gedaan. Wat niet controleerbaar is het feit of een geheide/getrilde stalen damwand niet uit het slot is gelopen of kapot is door de aanwezigheid van het vele grind in de ondergrond. Het is raadzaam het heien van damwanden tot een minimum te beperken.

B4 comfort scheepvaart

Over het algemeen wordt er door rijkswaterstaat de voorkeur aan gegeven de kolkwand over de hoogte die door de schepen kan worden geraakt, als een vlakke betonnen wand uit te voeren.

10.1.4 score-tabel

Aan de criteria worden weegfactoren verbonden die een maat zijn voor het belang van dat criterium t.o.v. de overige criteria. De toekenning van weegfactoren is echter verre van objectief te noemen en beïnvloed de keuze erg veel. De waarde n een tabel varieert tussen 1 (=slecht) tot 4 (=goed).

NR	factor	I	II	V	VI	VII	VIII	IX	X
A1	4	2	2	4	4	1	1	3	4
B1	2	2	3	2	4	1	3	2	4
B2	2	2	2	2	2	2	2	1	1
B3	2	2	3	2	3	2	4	1	1
B4	2	2	2	2	2	2	2	1	1
totaalscore		24	26	28	38	18	26	22	30

[tabel 11]

Conclusie: afgaande op de gewichtsfactoren en het aantal punten komt de combinatie V, de kolk uitgevoerd met de diepwandmethode en de hoofden afgezonken als caisson, als meest gunstige alternatief uit de score-tabel naar voren.

HOOFDSTUK 11 CONSTRUCTIEVE UITWERKING

11.1 inleiding

Uit de voorgaande hoofdstukken is gebleken dat een kolk uitgevoerd als diepwandconstructie een redelijk alternatief zou kunnen zijn. In dit hoofdstuk zal het alternatief nader worden bekeken. Voor de diepwandkolk zijn meerdere opties mogelijk. De keuzen die gemaakt moeten worden zijn tussen:

- 1 - een in situ gemaakte wand of een wand bestaande uit prefab-panelen.
- 2 - een open vloer van granulair materiaal of een gesloten vloer van onderwaterbeton en trek/drukpalen.
- 3 - een bevestiging van de wand aan de bovenzijde en zo ja met ankers (hoeveel ankerrijen) of met stempels.

Voor de uitvoering van de diepwand zelf zijn meerdere opties mogelijk:

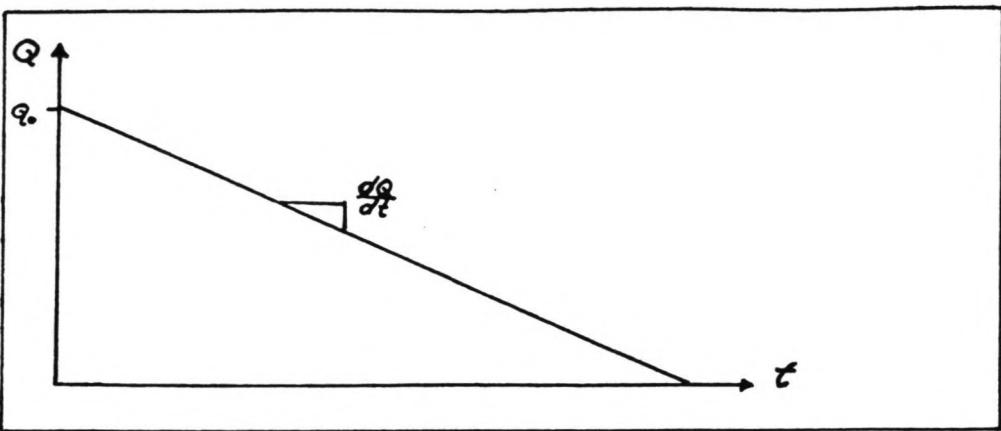
- 1 - palenwand
- 2 - prefab-diepwand
- 3 - standaard diepwand

De palenwand bleek minder geschikt te zijn voor dit project en de prefab-diepwand werd op basis van de veel hogere kosten in vergelijking tot de overige varianten verworpen, mede gezien het grote belang van de financiële aspecten van de constructie [par 7.1].

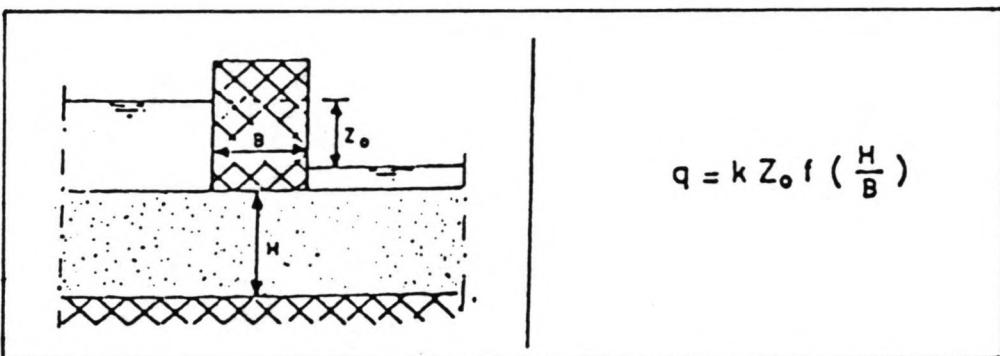
11.2 granulaire vloer

11.2.1 kwelverlies

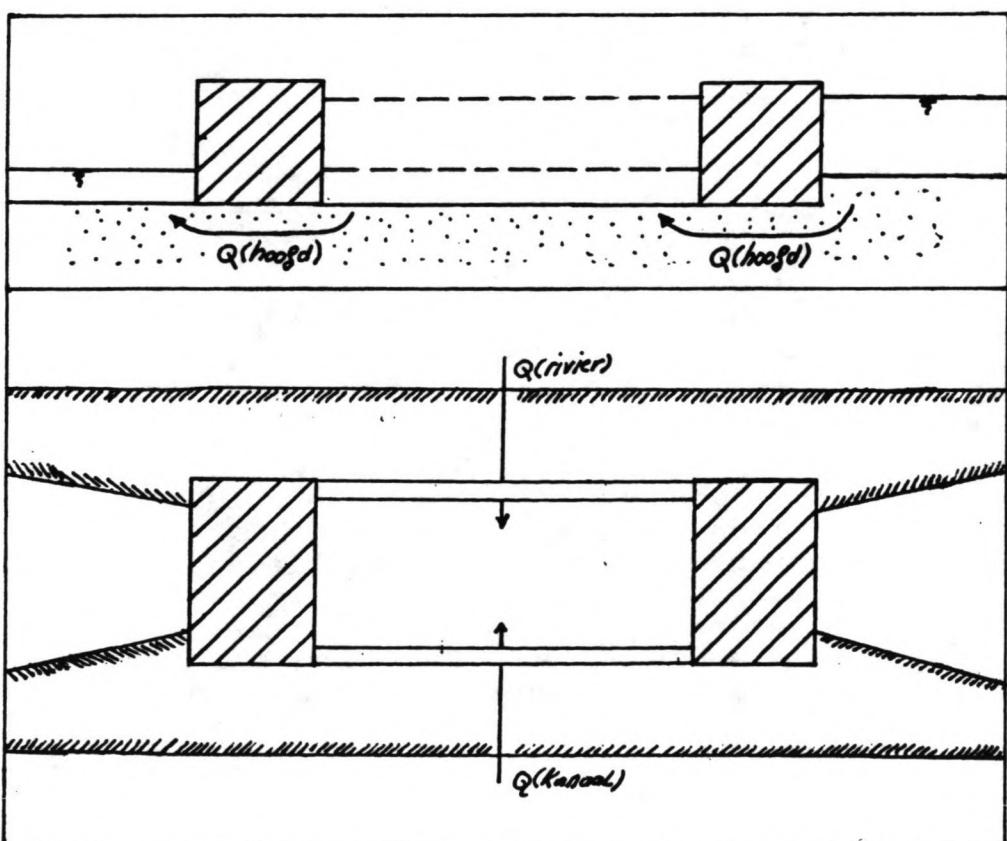
Een open vloer in de sluis houdt in dat, naast het normale schutdebit, een extra debiet naar het benedenpand zal wegstromen onder de hoofden en wanden van de sluis. Mits dit extra verlies in het gebruiksstadium voldoende klein is t.o.v. het schutdebit, is het criterium kwelverlies niet van belang voor de keuze van het type vloer. Als referentie voor het kweldebit geldt het schutvolume. Het schutvolume per schutcyclus is gelijk aan $V(\text{schut}) = A(\text{kolk}) * \Delta h$. Daar het



Figuur 44



Figuur 45



Figuur 46

✓

schutvolume afhankelijk is van het fluctuerende verval, wordt voor een globale afschatting uitgegaan van een constant gemiddeld verval van $\Delta h=3.4$ m.

De kweldebieten onder de hoofden en de wanden worden per schutfase bepaald aan de hand van tweedimensionale stromingssituaties [bijlage 6]. Een schutcyclus bestaat uit zes fasen. bij de volgende benadering is geen rekening gehouden met de z.g. lus waarbij tijd voorbij gaat doordat schepen zich van de wachtplaats losmaken e.d.:

- 1 - invaren bovenstrooms
- 2 - nivelleren
- 3 - uitvaren benedenstrooms
- 4 - invaren benedenstrooms
- 5 - nivelleren
- 6 - uitvaren bovenstrooms

Voor de tijdsduur van het nivelleren wordt uitgegaan van schuifopeningen in de deuren die zich in het model oneindig snel openen [literatuur 8] en van een constant vul- en ledigdebiet [figuur 44]. Het nivelleren duurt dan ongeveer 8.5 minuten. Rekenend met tijdverlies bij het handelen van trossen wordt de nivelleerfase op 10 minuten gesteld. Met een gemiddelde in- en uitvaarsnelheid van respectievelijk 1 en 1.5 m/s duurt het in- en uitvaren ongeveer 6 minuten. Voor het openen en sluiten van de deuren wordt 1 minuut uitgetrokken. De totale cyclusduur komt dan op 48 minuten. Als voor het schutbedrijf een werkdag van 20 uur wordt aangehouden (situatie 1990) dan bevinden zich in een ideale (fictieve) situatie, per dag maximaal 25 schutcycli.

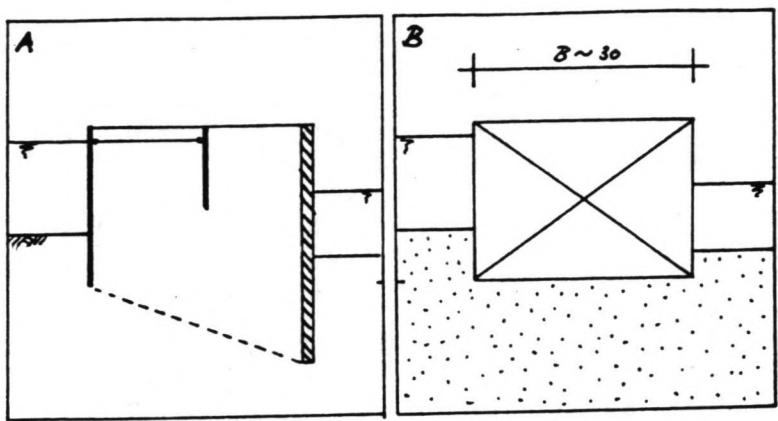
Voor de bepaling van de diverse specifieke debieten q wordt de stroming onder wanden en hoofden geschematiseerd tot een geo-hydrologisch profiel dat bestaat uit een onderstroomd, ondoorlatend lichaam [figuur 45, 46, 47]. Het specifieke debiet q wordt bepaald met een op de theorie van D'arcy gebaseerde formule [literatuur 6]:

$$q=k \cdot \Delta h \cdot f\left(\frac{H}{B}\right) \quad (2)$$

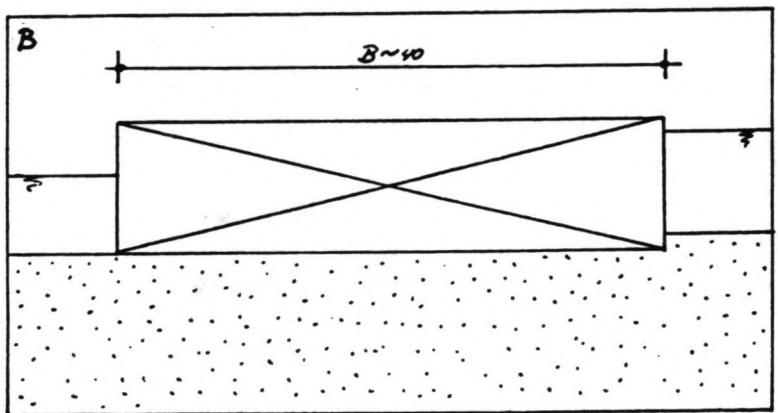
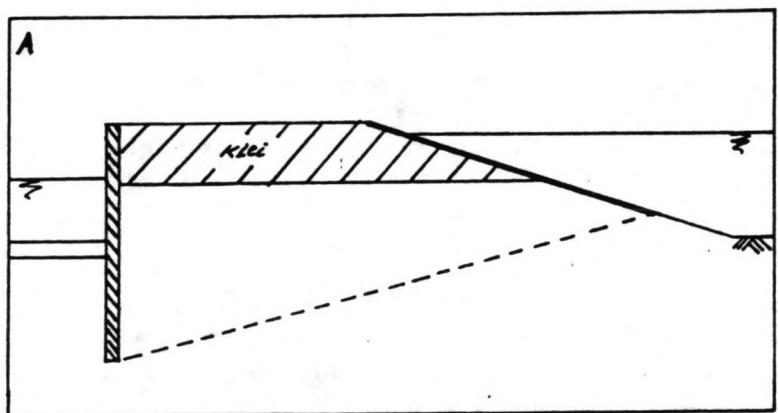
Hierin zijn:

- k - de doorlatendheid van de ondergrond $(k=1 \cdot 10^{-3} \text{ m/s})$
 Δh - het gemiddelde verval (3.4 m)
 H - de stroomvoerende hoogte van het zandpakket
 B - de lengte van het onderstroomde object

Daar er in de ondergrond nabij Lith geen ondoorlatende kleilaag aanwezig is, dient voor de hoogte H van de



Figuur 46



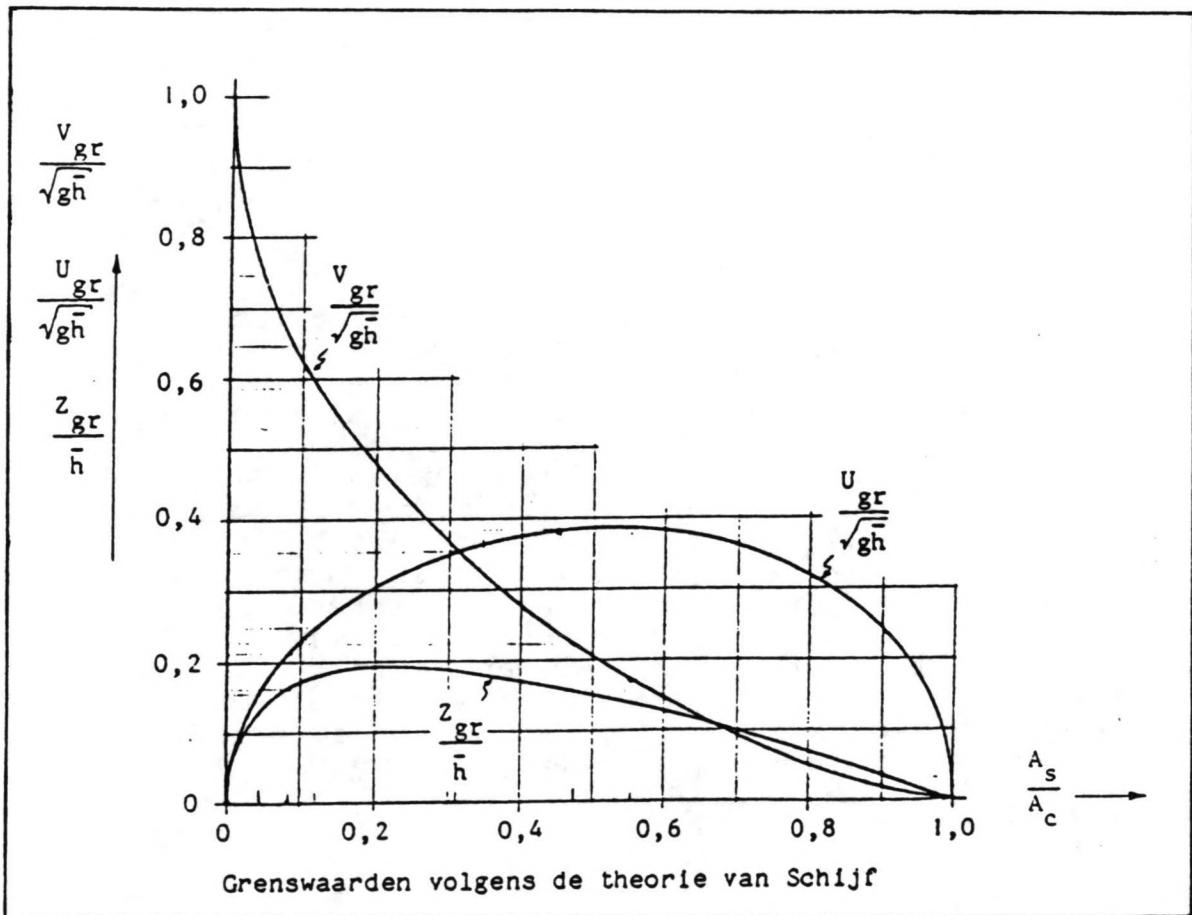
Figuur 47

✓

stroomvoerende laag een waarde te worden aangenomen. In de literatuur wordt de waarde $H=2*B$ gehanteerd met B gelijk aan de lengte van het onderstroomde object. Voor de stroming onder het sluishaofd komt dit neer op een laagdikte van ongeveer $H=30$ m. Voor de stroming onder de sluiswand zou dit in combinatie met de kistdam of het brede grondlichamen aan weerszijden van de wand, op enkele tientallen meters meer neerkomen. Aangezien de kolkbodem slechts 17 m breed is, zal het stromingsbeeld in een dwarsdoorsnede waarschijnlijk niet zo'n grote stroomvoerende laag te zien geven. Voor de stroming onder de sluiswand wordt eveneens een waarde $H=30$ m gehanteerd. Dit lijkt echter nog een zeer ruime waarde.

Wat wordt het kwelverlies in elk van de fasen van het schuproces? Hier wordt gedefinieerd dat het kwelvolume gelijk is aan dat volume dat extra naar het benedenpand verloren gaat naast het gebruikelijke schutvolume [figuur 48]. In fase 1 is het kweldebiet het debiet $Q(\text{hoofd})$ dat vanuit de kolk onder het benedenhoofd wegstroomt [bijlage 6]. In fase 2 varieert de kolkwaterstand in de tijd en stroomt water onder beide hoofden en beide wanden. De debieten $Q(\text{rivier})$ en $Q(\text{kanaal})$ die onder de wanden de kolk instromen, moeten als extra schutdebiet via het benedenstroomse hoofd worden afgevoerd. Gedurende het nivelleren stroomt onder het bovenhoofd evenveel water in de kolk als dat er onder het benedenhoofd afstroomt. Beiden moeten nevens het schutvolume worden afgevoerd. Netto gaat er twee maal $Q(\text{hoofd})$ verloren. In de fasen 3 en 4 bestaat het kweldebiet uit de debieten onder de wanden en het bovenhoofd. Deze stromen via de kolk en de open deuren in het benedenhoofd direct verder af naar het benedenpand. In fase 5 is het kweldebiet gelijk aan het debiet zoals berekend in fase 2 zonder de stroming onder de wanden door. Het debiet onder de wanden draagt nu bij tot het vullen van de kolk, is dus een deel van het schutvolume en geen verlies. Het kweldebiet in fase 6 is weer het debiet $Q(\text{hoofd})$ dat onder het benedenhoofd wegstroomt naar het benedenpand. Per schutcyclus komt het totale kwelvolume op $V(\text{kwel})=529.9 \text{ m}^3$. Voor 25 cycli komt dit neer op $V(\text{kwel})=13247.5 \text{ m}^3$.

Voor de resterende 4 uur van het etmaal wordt een ongunstige stationaire toestand gelijk aan die in de fasen 3 en 4 verondersteld met een kwelvolume van $V(\text{kwel})=6628.3 \text{ m}^3$. Het totale verlies over 24 uur komt hiermee op $V(\text{kwel})=19875.8 \text{ m}^3$ d.i. een gemiddeld constant kwelverlies van $0.23 \text{ m}^3/\text{s}$ ofwel ongeveer 5.5% extra volumeverlies t.o.v. een sluis met een gesloten bodem. Dit is acceptabel genoeg om een open vloer als constructiealternatief te overwegen. Met betrekking tot het waterkrachtwerk moet bedacht worden dat er met de keuze voor een extra sluis al geaccepteerd is dat een bepaald debiet voor waterkracht verloren gaat. Een open bodem verhoogt dit extra verlies slechts met een kleine waarde.



Figuur 49

11.2.2 stabiliteit

De granulaire bodemverdediging is te splitsen in een toplaag en één of meerdere filterlagen. De stabiliteit van de toplaag en van het filter moeten onder een combinatie van maatgevende belastingen gewaarborgd blijven [bijlage 7]. Kleine beschadigingen zijn nooit uit te sluiten daar de steendiameters afwijken van de te bepalen gemiddelde waarde en de mate van insluiting van stenen door andere stenen kan variëren. Enige schade moet geaccepteerd worden. Voor de maatgevende belasting wordt uitgegaan van een bovenstroomse waterstand van NAP+5.1 en een benedenstroomse waterstand van NAP-0.10 d.i. een verval van $\Delta h=5.20$ m.

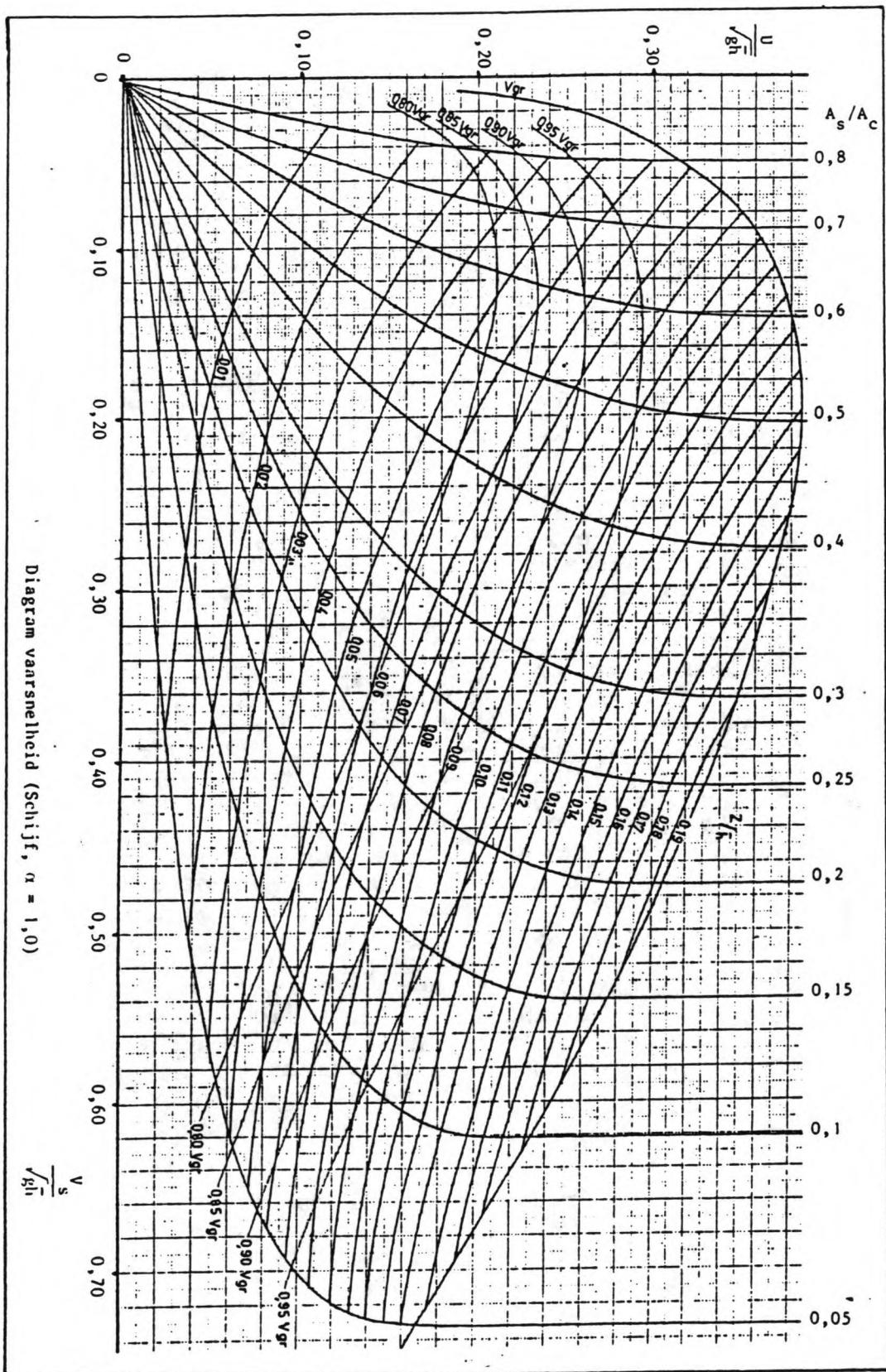
De belasting op de toplaag van de bodemverdediging bestaat uit een stromingsbelasting evenwijdig en een stromingsbelasting loodrecht op de toplaag [literatuur 4]. De loodrechte belasting bestaat uit het kwelwater waarvan wordt aangenomen dat ze loodrecht uit de bodem treedt. De evenwijdige belasting kan bestaan uit:

- 1 - een retourstroom van in- en uitvarende schepen,
- 2 - het instromende schutwater
- 3 - de stroming door de schroefstraal

De verticale belasting is afhankelijk van de stroomsnelheid loodrecht op de toplaag die op zijn beurt afhangt van het verhang. Het maatgevende verval bedraagt $\Delta h=5.20$ m en de kortste kwelweg onder het bovenhoofd bedraagt ongeveer $L=31$ m. Dit levert een gemiddeld verhang van $i=0.17$. Voor de combinatie van horizontale stroomaanval en verticaal uittredend grondwater wordt gerekend met een schijnbare relatieve dichtheid $\Delta'=\Delta-i=1.65-0.17=1.48$. Voor de waarde i dient het verhang over een steen in de toplaag te worden genomen. Een benadering vormt het berekende, gemiddelde verhang i over het sluishoofd.

De horizontale belasting kent twee oorzaken: de scheepvaart en het schutproces. Beiden treden niet gelijktijdig op: als er geschut wordt, wordt er niet gevaren en andersom. Een van de situaties is maatgevend. De berekende belastingen worden omgerekend naar de belastingparameter "gemiddelde stroomsnelheid" U_{gem} .

Voor de bepaling van de maximale retourstroom wordt gebruik gemaakt van de methode Schijf [figuur 49 en 50]. Er worden drie situaties bekeken met combinaties van kolkwaterstand en diepgang van een duwbak:



Figuur 50

- 1 - kolkwaterstand=NAP+5.10 diepgang=3.50 m
 2 - kolkwaterstand=NAP+1.50 diepgang=3.50 m
 3 - kolkwaterstand=NAP+0.15 diepgang=2.15 m

Het uitvaren van schepen gebeurt doorgaans met een hogere snelheid dan het invaren. Daar waar de vaarsnelheid V_s niet wordt beperkt door de grenswaarde V_{gr} , wordt de eerste arbitrair gesteld op $V_s=1.50$ m/s. De maximale gemiddelde retourstroom treedt op in situatie 2 en bedraagt $U=U_{gr}=2.55$ m/s.

Een ander effect op de toplaag is de schroefstraalstroom van een varend schip. Deze waterstroming is erg turbulent en wordt afhankelijk gesteld van het motorvermogen en de schroefstraaldiameter volgens [literatuur 4]:

$$U_{0,s} = 1,15 \cdot \left(\frac{P_g}{\rho \cdot D_0} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (3)$$

Hierin is $U_{0,s}$ de snelheid van de schroefstraalstroom op een afstand D_0 achter de schroef. Het motorvermogen geïnstalleerd voor tweebaksduwvaart bedraagt doorgaans ongeveer $P_g=2400$ Kw en er wordt aangenomen dat bij het uitvaren van de sluis de helft van het vermogen wordt aangewend d.i. $P_g=1200$ Kw. Voor de diameter van de schroefstraal wordt de diameter op 0.5 m achter de schroef genomen. Deze diameter wordt op $D_0=1.5$ m aangenomen. Deze beide waarden monden uit in een snelheid van de schroefstraalstroom van $U(\text{schroef})=1.1$ m/s.

De schroefstraalsnelheid nabij de bodem wordt vervolgens bepaald door de empirische formule [literatuur 4]:

$$U_s = \frac{2,8 \cdot U_{0,s} \cdot D_0}{x} \cdot e^{-15,4 \cdot \frac{z^2}{x^2}} \quad (4)$$

Hierin zijn:

- x horizontale afstand tussen bodempunt en schroefas
- z verticale afstand tussen bodem en schroefas

Hieruit volgt een maximale schroefstraalsnelheid nabij de bodem van $U(s)=0.29$ m/s en een bijhorende gemiddelde stroomsnelheid van $U(s,\text{gem})=0.30$ m/s.

Het schutdebit is maximaal bij aanvang van het schutproces wanneer het verval over de deuren maximaal is. Het maximale

debiet $Q(0)$ bij een maximaal verval $\Delta h=5.20$ m bedraagt ongeveer $79.5 \text{ m}^3/\text{s}$. Het instromend debiet zal een logaritmische snelheidsverdeling over de waterdiepte van de kolk te zien geven. Een benadering is om te stellen dat het debiet zich gelijkmatig over de natte kolkdoorsnede spreidt. Dit komt neer op een gemiddelde stroomsnelheid van $U_{\text{gem}}=1.71 \text{ m/s}$.

Uit deze globale berekeningen volgt dat de combinatie van gemiddelde stroomsnelheden door de schroefstraal- en retourstroom maatgevend is. Voor de bepaling van de gemiddelde steendiameter D_{50} van de toplaag wordt de stabiliteitsvoorwaarde van Shields gebruikt [literatuur 4]:

$$U_{\text{gem},kr} = C \cdot \sqrt{\Psi_{kr} \cdot \Delta' \cdot D_{50}} \quad (5)$$

$$C = 18 \cdot \log \left(12 \cdot \frac{h}{k_n} \right) \quad (6)$$

Hierin zijn:

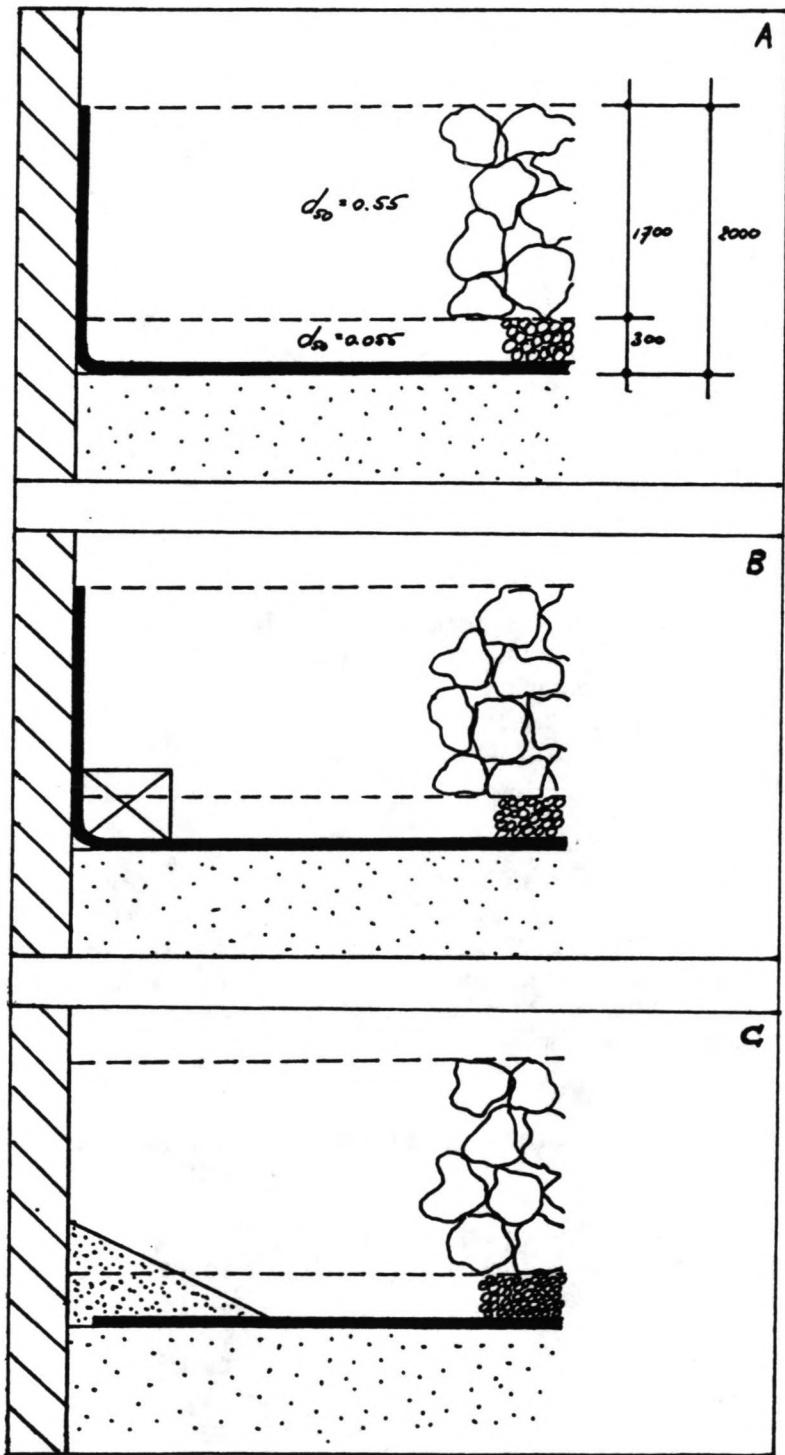
g	gravitatieversnelling
$U_{\text{gem},kr}$	gemiddelde kritische stroomsnelheid
Ψ_{kr}	kritieke schuifspanningsparameter=0.02
Δ'	schijnbare relatieve dichtheid
D_{50}	gemiddelde steendiameter
k_n	ruwheid volgens Nikuradse $\approx 2*D_{50}$
h	gemiddelde waterdiepte

Hieruit volgt een gemiddelde steendiameter D_{50} van ongeveer 0.55 m. Er is sprake van een gemiddelde diameter daar de diameter bij het uitzeven van stenen nooit voldoet aan de exacte waarde. De laagdikte van onder water aangebrachte steenstortingen bedraagt ongeveer $3*D_{50}$, in dit geval wordt de toplaagdikte ongeveer $h(\text{top})=1.65$ m.

Voor de verdere opbouw van de granulaire bodem kan gekozen worden voor:

- 1 - een volledige granulaire filterbodem
- 2 - een combinatie van een zanddicht filterdoek met een granulaire tussen- en een toplaag.

Voor de opbouw van filters zijn vele regels opgesteld waarmee aan verhoudingen van bijvoorbeeld de D_{15} , de D_{50} , de D_{60} en de D_{85} van de opeenvolgende lagen, de samenstelling van de opeenvolgende filterlagen kan worden bepaald. Daar geen zeefkrommen van het basismateriaal beschikbaar zijn, wordt met



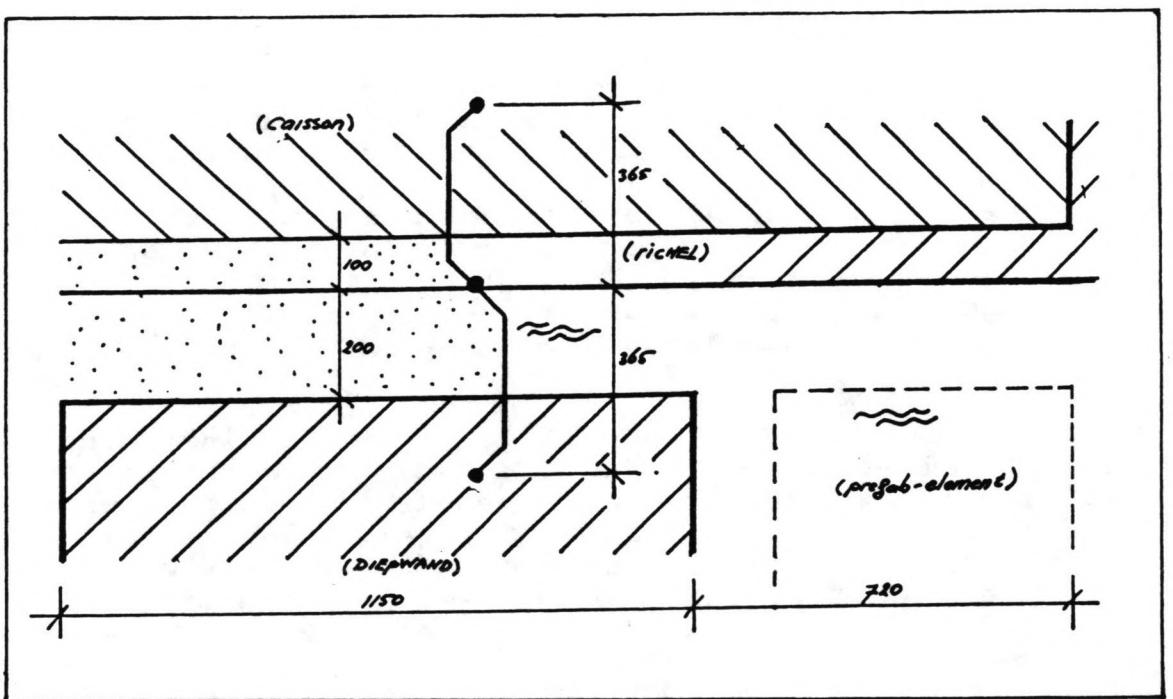
Figuur 51

een geschatte waarde van de D_{50} van het basismateriaal gewerkt. Voor de verhouding van de gemiddelde steendiameters van opeenvolgende lagen wordt voor hoekig en redelijk homogeen materiaal een verhouding $D_{50}/d_{50}=10$ nagestreefd. De basis bestaat uit matig tot middel grof zand met een gemiddelde korreldiameter van 500 μm . Voor grindlagen ($D>2$ mm) wordt doorgaans een minimale dikte van 30 cm aangehouden en voor zandlagen 20 cm. Dit resulteert in twee extra tussenlagen met een totale dikte van ongeveer 0.6 m. De totale bodembescherming wordt hiermee ongeveer 2.5 m dik. Wordt daarentegen een filterdoek gebruikt, dan kan worden volstaan met een extra grindlaag van $h(\text{tussen})=30$ cm ter bescherming van het doek tegen de stortstenen van de toplaag en wordt de bodembescherming 1.85 m dik.

Granulaire lagen in de juiste dikte onder water aanbrengen is lastig en moeilijk te controleren. Oplossing 1 vergt meer ontgraving, reparaties zijn moeilijker uitvoerbaar bij grote schade gevallen (uitgespoelde stenen en verstoorde geometrie van de tussenlagen). Bij oplossing 2 worden twee lagen gebruikt en dat vereenvoudigt de uitvoering enigszins. Zolang het doek niet stuk gaat, is reparatie ook eenvoudiger dan bij de volledig granulaire bodem. Er zijn immers slechts twee granulaire lagen. Mede gezien de gevolgen van schade en de moeilijkheden tot reparatie wordt voor oplossing twee gekozen.

Bij een filterdoek moet gelet worden op de aansluiting tussen betonwand en doek [figuur 51]. De aansluiting zal altijd een spleet te zien geven. Te grote openingen tussen doek en wand kunnen uitspoeling veroorzaken met als mogelijk gevolg in de tijd tussen twee inspecties, grote ontgrondingskuilen voor de constructies en mogelijk instabiliteit van de constructies. Oplossingen zijn het opvouwen van het doek tegen de wand alvorens grind te storten. Ingewevede draden kunnen het doek omhoog houden als grind en steenslag worden aangebracht. Het grind en de toplaag duwen het doek tegen het beton en de draden kunnen worden losgelaten. Een soortgelijke oplossing is ook mogelijk maar nu met een prefab-betonnen balk. Speciale aandacht moet worden besteed aan de nissen in de hoeken bij de aansluiting van diepwand op caisson [figuur 52]. De doorgaans rechthoekige matten kunnen moeilijk in die nissen worden aangebracht waardoor uitspoeling is te verwachten. Beide voorgaande oplossingen vertonen hier een gebrek. Penetratiemortel of onderwaterbeton kan een oplossing bieden [figuur 51]. nadat het filterdoek is aangebracht wordt de tussenlaag gestort. Hierna wordt het beton/mortel rondom de kolk aan de rand gestort en kan de toplaag worden aangebracht.

Conclusie: bij de open bodem wordt hier op de voorgaande aspecten gekozen voor een open bodem bestaande uit een granulaire toplaag, één granulaire tussenlaag en een filterdoek. De rand wordt afgedicht m.b.v. onderwaterbeton om mogelijke spleten te dichten.



Figuur 52

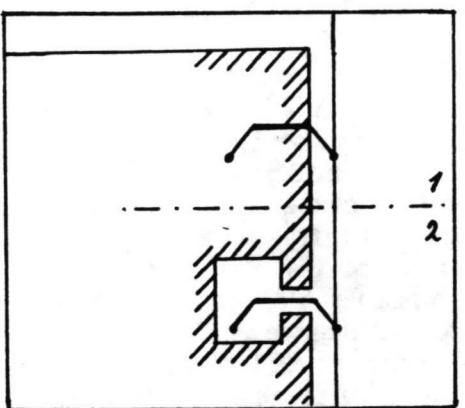
11.2.3 vervormingen en momenten

Door een granulaire vloer toe te passen, ontbreekt op het ontgraafniveau van de kolk een vast steunpunt voor de wand. Een extra steunpunt naast een verankering beperkt de momenten en de doorbuiging van de diepwand. De wand zal altijd iets vervormen onder de belasting door grond, verval en andere krachten om voldoende passieve gronddruk op te wekken voor de stabiliteit. Deze vervormingen kunnen worden ondervangen door de kolk weinig breder te maken, wat relatief weinig meer kosten met zich meebrengt. Afhankelijk van het feit of de vervormingen en momenten acceptabel zijn, kan voor een granulaire bodem worden gekozen.

11.2.4 aansluiting met hoofden

Het toepassen van een granulaire vloer i.p.v. een betonnen vloer heeft consequenties voor de uitvoering van de aansluiting tussen kolk en hoofden. Door het toepassen van een open vloer kan de kolk niet leeggepompt worden. Als gevolg hiervan moet een methode worden gevonden waarmee een aansluiting in een natte omgeving kan worden gemaakt. De horizontale aansluiting bestaat uit granulair materiaal tegen de caissons aangestort en een strook onderwaterbeton. De verticale aansluiting dient een afstand van enkele decimeters tussen diepwand en caisson te overbruggen, is een permanente aansluiting en dient aan de volgende eisen te voldoen:

- 1 - constructief
de verbinding moet stabiel zijn o.i.v. gronddruk en vervormingen opdat ze niet tussen diepwand en caisson wordt gedrukt.
- 2 - uitvoerbaarheid
De kolk kan niet leeggepompt worden. De aansluiting is permanent en moet eenvoudig vanaf het maaiveld gemaakt kunnen worden bij gebrek aan volledige controle tijdens de realisatie.
- 3 - gronddichtheid
Om niet te veel maaiveldverzakkingen te krijgen en om te veel hinderlijk zand in de kolk te vermijden wordt zanddichtheid nagestreefd. De zanddichtheid heeft vooral betrekking op het overbruggen van de ruimte tussen wand en hoofd.
- 4 - flexibiliteit
De caissons van de hoofden zullen, na op diepte te zijn afgezonken en als de werkkamer is volgestort met beton, nauwelijks additionele zettingen en verplaatsingen ondergaan. Ook de diepwand zelf is nagenoeg stabiel in het platte vlak. De flexibiliteit van de aansluiting betreft de vervormingen van de diepwand door doorbuiging.



Figuur 53

5 - duurzaamheid

De aansluiting is permanent, er komt geen extra constructie bij ter bescherming.

7 - esthetica/comfort

Het is wenselijk dat de afwerking een vlak front aan binnenzijde van de wand vormt dat een geheel vormt met de rest van de kolkwand en het caisson.

6 - kosten

De aansluiting moet zo goedkoop mogelijk zijn.

Om de aansluiting te maken wordt gekozen voor bestaande technieken en materialen om hoge ontwikkelings- en fabricagekosten te vermijden mede gezien het beperkte aantal toepassingen (4 stuks) bij dit project. Technieken die in combinatie met een standaard diepwand toegepast kunnen worden zijn het stalen damwandprofiel en de grondinjectie.

I stalen damwandprofiel

De verbinding damwandprofiel-caisson kan op twee manieren [figuur 53]:

- 2 - De eerste methode is om een profiel in het caisson in te storten en vervolgens het caisson af te zinken. Een ander profiel kan nu op het ingestorte profiel worden aangesloten.
- 1 - Bij de tweede wordt een nis in de kopwand van het caisson ingestort. Nadat het caisson is afgezonken, wordt een damwandplank in de met bentoniet gevulde nis geplaatst. De nis wordt later met grout gevuld.

De eerste methode is hier in het nadeel. Voor het graven van de diepwand zijn betonnen geleidebalken vereist. Om de balken op het caisson aan te laten sluiten dient de bentonitsmering boven de richel van het caisson te worden vervangen door grond, bijvoorbeeld zand, of een tijdelijke vulling. Wordt dit niet gedaan dan zal het zware beton het relatief lichte bentoniet verdringen en zelf in de sleuf boven de richel zakken. Het vervangen van het bentoniet boven de richel zal gepaard gaan met het verdringen door het zand van het bentoniet in de nis. Het volgrouten is nu niet mogelijk. Hier wordt dan ook voor de tweede methode gekozen. Het damwandprofiel reikt hierbij tot op de richel t.b.v. de bentonitsmering. De richel, en dus de damwandvoet, ligt nog voldoende ver onder het ontgraafniveau van de kolk. In de volgende bouwfase wordt de diepwand gemaakt. Als het eerste paneel ontgraven is en met bentoniet is gevuld, wordt een tweede profiel geplaatst [figuur]. Dit tweede profiel kan direct aansluiten op het profiel in het caisson of er kan een derde profiel tussen gezet worden. De damwand voldoet nagenoeg aan elke eerder genoemde eis. De flexibiliteit in verticale richting komt uit het verschuiven van de planken in de sloten, de flexibiliteit in horizontale richting komt uit de

V

vervorming van het profiel en de speling in de sloten. Het profiel Larssen SL-1 heeft met een wanddikte van $t=4.6$ mm een veel kleinere buigstijfheid dan de diepwand. Wil deze methode niet te kostbaar worden (heimaterieel aanvoeren voor slechts 4 aansluitingen) dan moet getracht worden de planken te plaatsen door middel van een hijskraan en een gewicht op de bovenzijde van de damwandplank. De panelen worden de grond ingedrukt.

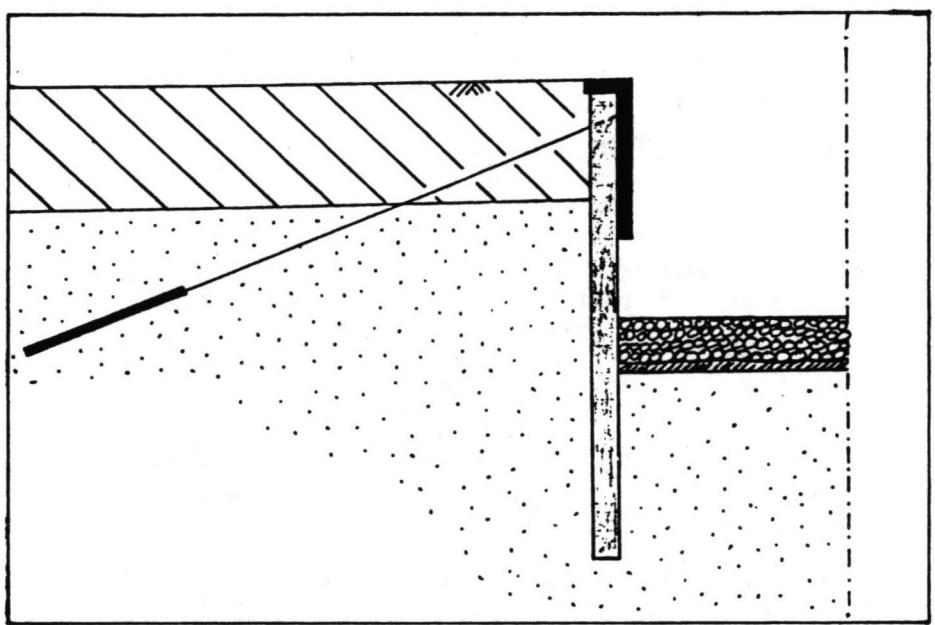
II grondinjectie

De uitvoering van een aansluiting middels grondinjectie geschieht hier als volgt: eerst wordt het caisson afgezonken, dan wordt de diepwand volledig gemaakt. De ruimte tussen wand en caisson wordt geïnjecteerd. Na volledige ontgraving van de kolk, wordt de teveel geïnjecteerde grond aan de kolkzijde van de diepwand door duikers weggehakt. De injectiemethode voldoet slechts aan een paar van de gestelde eisen. De aansluiting is niet erg flexibel. Het vervormen van de diepwand zal scheurvorming tot gevolg hebben. De zanddichtheid wordt hierdoor mogelijk iets minder maar dit is van ondergeschikt belang. Daarnaast blijft de uitvoering risicovol en lastig gezien de aanwezigheid van zowel klei, grof zand en grind. Kleilagen zijn niet te injecteren en voor grind is een veel dikkere spoeling nodig dan voor het zand. De methode is ook duur en mede door het gebruik van duikers wordt het nog kostbaarder.

Conclusie: de aansluiting door middel van damwandprofielen blijkt hier de meest praktische oplossing. De profielen zouden eventueel van enige modificaties kunnen worden voorzien om de flexibiliteit te verhogen en om de uitvoering te vereenvoudigen (damwandverklikkers). De esthetica, en in mindere mate het comfort, vereist een oplossing waarmee de damwandprofielen aan het gezicht worden onttrokken [par. 12.2.5].

De werkvolgorde van de aansluiting diepwand/caisson en het maken van de verdere diepwand is als volgt:

- 1 - afzinken van beide caissons
- 2 - opschonen bovenzijde bentonitsmering
- 3 - storten betonnen geleidebalken
- 4 - ontgraven "riool" tussen geleidebalken
- 5 - plaatsen rioolstempels tussen geleidebalken
- 6 - ontgraven eerste diepwandpaneel naast caisson
- 7 - plaatsen tweede damwandprofiel in diepwandpaneel
- 8 - ontgraven tweede diepwandpaneel
- 9 - plaatsen voegbuis
- 10 - inhangen wapeningskorf in eerste diepwandpaneel
- 11 - storten beton eerste diepwandpaneel
- 12 - ontgraven derde diepwandpaneel
- 13 - trekken voegbuis etc.



Figuur 54

Tijdens het graven van het eerste paneel wordt het rioolstempel het dichtst bij het in het caisson ingestorte damwandprofiel op zijn positie gehandhaafd om twee redenen:

- 1 - ter bescherming van het damwandprofiel tegen stootbelastingen van de grijper die het profiel en het slot kunnen doen deformeren.
- 2 - ter geleiding van de grijper opdat ze voldoende ver van de caissonrichel verwijderd blijft ondanks enige afwijking van de grijper van de verticale as.

Mocht de ruimte tussen diepwand en caisson over zekere hoogte toch met beton worden gevuld dan zal ter plaatse de vervormingscapaciteit van de verbinding af gaan nemen (kortere vrije breedte vrij damwandprofiel) hetgeen hogere spanningen in het damwandprofiel zal veroorzaken. Het is dus essentieel dat de vrije tussenruimte voldoende breed is, vooral daar waar de diepwand het meest doorbuigt. Door het rioolstempel verder dan normaal van het profiel af te zetten, kan een afwijking van de grijper op een bepaald niveau onder maaiveld van de verticale as worden ondervangen door een overmaat van vrije ruimte tussen diepwand en caisson op maaiveldniveau.

11.2.5 constructieve afwerking

Nadat de diepwand is gemaakt en is aangesloten op de beide caissons en nadat de vloer is gemaakt, komt de fase van het afwerken van de binnenzijde van de kolk. De wand moet worden voorzien van bolders, haalkommen, ladders e.d. Daar de kolk niet drooggezet kan worden moeten deze voorzieningen vanaf het maaiveld in een natte omgeving worden geplaatst.

Een praktische oplossing is om de diepwand te voorzien van een L-vormige prefab-element (opzetter) met ingestorte voorzieningen [figuur 54]. De prefab-elementen kunnen vanaf het maaiveld worden geplaatst, de ruwe en vervormde diepwand, de aansluitingen met het sluishoofd worden aan het zicht ontrokken. Er wordt hier vanuit gegaan dat het vlakke front van de plaat reikt van NAP+6.0 tot NAP+0. De elementen worden dusdanig op de diepwand geplaatst en gesteld dat de bovenzijde van het element gelijk ligt met het maaiveld. Het element moet een dikte hebben dusdanig dat een 20-tons haalkom ingestort kan worden en dat scheepskrachten naar de ondergrond afgedragen kunnen worden. Een 20-tons haalkom heeft een diepte van 0.35 m [tekening]. Om ruimte te bieden aan de wapening en om het beton goed rond de achterzijde van de haalkom te laten stromen wordt een elementdikte van 0.55 m aangenomen.

Daar het prefab-element vanaf het maaiveld wordt aangebracht en de kolk niet droog gezet kan worden, kan er ook geen bevestiging van de elementen aan de zijkant van de diepwand plaatsvinden. De elementen dienen aan de bovenzijde van de diepwand te worden bevestigd. Het los op de diepwand plaatsen van de elementen is niet mogelijk. Trekkachten van schepen zouden een element teveel doen verplaatsen t.o.v. de diepwand of doen lostrekken hetgeen extreem dure reparaties met zich meebrengt, waaronder mogelijk de fabricage van een nieuw prefab-element. Scheepsstoten moeten worden opgevangen of door een vulling tussen diepwand en prefab-element of door de buigstijfheid van het voorpaneel van het element.

Meer over deze oplossing in par 12.5

11.3 betonnen vloer

11.3.1 vervorming en momenten

De dichte vloer van onderwaterbeton functioneert als een zeer stijf stempel voor de diepwand. De vervormingen aan de onderzijde van de wand, en in iets mindere mate boven in de wand, kunnen nog verder worden beperkt. Het momentenverloop en de grootte van de momenten wordt anders, en mede door het feit dat de kolk kan worden drooggezet, kunnen er extra momenten worden geïntroduceerd. Het droogzetten kan gebeuren om de binnenwand te bouwen of voor inspecties van de kolk.

11.3.2 aansluiting met hoofden

De aansluiting van de diepwand met de hoofden verloopt deels gelijk aan de situatie met een open vloer. Het ontwerp van een aansluiting hangt sterk samen met wat er in de volgende bouwfase gaat gebeuren:

- 1 - wordt de kuip niet leeggepompt en worden prefab-elementen op de wand aangebracht, gelijk als in de situatie met een open vloer.
- 2 - wordt de kuip wel leeggepompt en wordt de tijdelijke aansluiting in een droge omgeving gecompleteerd met een definitieve aansluiting en een binnenwand van constructiebeton.

Bij optie 1 dient de tijdelijke, en meteen permanente, aansluiting aan de zelfde eisen te voldoen zoals geformuleerd in par. 11.2.4. Bij optie 2 worden de eisen van de tijdelijke aansluiting iets anders. De eisen ten aanzien van duurzaamheid en esthetica komen te vervallen, de overige eisen dienen te worden gewijzigd en wel als volgt:

1 - constructief

De verbinding moet stabiel zijn o.i.v. gronddruk en vervormingen.

2 - uitvoerbaarheid

De aansluiting moet eenvoudig vanaf het maaiveld gemaakt kunnen worden bij gebrek aan volledige controle tijdens de realisatie.

3 - grond- en waterdicht

Waterdichtheid impliqueert tevens gronddichtheid. Om de kolk droog te kunnen zetten is "waterdichtheid" vereist. Absolute waterdichtheid kan echter nooit worden geëist.

4 - flexibiliteit

De diepwand zal bij het ontgraven van de kolk altijd vervormen. De aansluiting moet de vervormingen van de wand kunnen volgen. Flexibiliteit in de andere richtingen zijn van minder belang gezien het niet-permanente karakter van de aansluiting.

5 - kosten

De aansluiting moet zo goedkoop mogelijk zijn.

De eisen duurzaamheid en esthetica komen voor rekening van de permanente aansluiting die een geheel zal moeten vormen met het constructiebeton van de binnenwand.

De horizontale aansluiting tussen de vloer, het caisson en de diepwand is permanent en wordt gevormd door het onderwaterbeton dat tegen het beton van het caisson en de diepwand wordt aangestort. De belangrijkste eis m.b.t. deze aansluiting hangt af of waterdichtheid vereist is. Als de diepwand, het caisson en de vloer te veel t.o.v. elkaar gaan bewegen en er ontstaan grote scheuren, dan wordt mogelijk niet meer aan de waterdichtheidseis voldaan. In het geval dat de kolk niet leeggepompt wordt, speelt de waterdichtheidseis geen rol zolang geen lekkage op kan treden waarbij zandverlies plaatsvindt. Scheurvorming is toegestaan mits niet te grote scheuren ontstaan waardoor zand kan uitspoelen als gevolg waarvan instabiliteit van de constructie kan optreden. De sterke van de doorsnede vloer/caisson is afhankelijk van het feit of er slib wordt ingesloten bij het storten van het onderwaterbeton en het feit dat de aansluiting uit twee stortfasen bestaat (oud en jong beton).

Zoals eerder gesteld zal het caisson in de gebruiksfase niet verschuiven en geen zettingen vertonen. Verder is het aannemelijk te veronderstellen dat de diepwand nauwelijks zal zetten gezien het grote voetoppervlak, de dragende ondergrond

✓

en de geringe verticale belasting. De kolkvloer wordt in de maatgevende bouwfase, direct na het droogzetten van de kolk, opwaarts belast en in de gebruiksfase op- en neerwaarts, afhankelijk van de heersende binnen- en buitenwaterstanden. De aansluiting tussen vloer en caisson en diepwand wordt, soms wisselend van richting, op dwarskracht (afschuiven) belast.

Als de doorsnede van de aansluiting een grote kans van bezwijken kent, dient ze versterkt te worden door wapeningsstekken van het caisson en de diepwand door te voeren tot in het onderwaterbeton van de vloer. De stekteinden worden in opgebogen positie ingestort (stekkenbak in caisson, wapeningskorf in diepwand) en later door duikers uitgebogen. Zoals eerder gesteld kan dit enkel met kleinere diameters en zachte staalsoorten.

11.3.3 constructieve afwerking

De constructieve afwerking hangt samen met de keuze uit de opties 1 en 2 zoals die geformuleerd werden in par. 11.3.2. Bij optie 1 volgt een constructieve afwerking zoals uitgewerkt in par. 11.2.5. Bij optie 2 kan een andere werkwijze gevuld worden. In de leeggepompte kolk kunnen opgebogen stekteinden uit de wapeningskorven van de diepwandpanelen horizontaal worden uitgebogen. De wapening van de binnenwand kan hiermee verbonden worden en een binnenwand kan vervolgens op de traditionele manier worden gestort.

Voor de keuze tussen de opties 1 en 2 wordt een indicatieve kostenvergelijking gemaakt. Voor de prefab-variant wordt een elementbreedte van $b=2$ m gehanteerd, d.i. een repetitiefactor voor de bekisting van $n=200$. De breedte van een element wordt met opzet niet te groot genomen opdat het gewicht per element beperkt blijft i.v.m. de uitvoering (zwaardere kraan). Voor de in-situ-variant wordt een stortsectie van $b=5$ m gekozen, d.i. een repetitiefactor voor de bekisting van $n=80$. Een stalen kist met vijzels en scharnieren is hiervoor het meest economisch. Voor de wapening wordt voor de prefab-elementen een hoog percentage genomen gezien de buigende momenten die het element moet opnemen. Bij optie 2 wordt volstaan met een minimum wapeningspercentage.

kostenindicatie bekisting			
parameter bekistingskosten		variant a	variant b
repetitiefactor	n [-]	200	80
manuren	mu [-]	0.225	0.5
investering	I [f]	1750	600
kosten bekisting	[f/m ²]	17,75	27,50

[tabel 12]

kostenindicatie materiaal afwerkconstructie			
kostenpost		variant a	variant b
beton	[f 150.- /m ³]	210.000,-	270.000,-
wapening	[f 1.50/Kg]	540.600,-	
	[f 2.--/Kg]		66.900,-
bekisting	[f 17.75/m ²]	106.200,-	
	[f 27.50/m ²]		99.000
totale kosten		857.000,-	435.000,-

[tabel 13]

Conclusie: enkel uit de materiaalkosten blijkt dat de variant met de prefab-elementen qua materiaal een factor 2 duurder is. Hier is echter geen rekening gehouden met andere werkzaamheden. Om alle werkzaamheden te verdisconteren zou hier te ver voeren. Om de keuze tussen de diepwandkolken met en zonder vloer te vergemakkelijken, wordt een gelijke afwerkconstructie aangenomen d.i. een prefab-element als afwerkconstructie.

11.3.4 palenplan onderwaterbeton

Voor de palen toe te passen in combinatie met het onderwaterbeton, werd eerder uitgegaan van de goedkope prefab heipaal. Het heien van een betonnen paal met een vlakke voet zal zwaar heiwerk vereisen gezien de vaste ondergrond van zand en de aanwezigheid van grind zal dit probleem zeker versterken. Het paalsysteem dat hier toegepast gaat worden moet aan de volgende eisen voldoen:

1 - paaltypen

Geschikt als trek- en drukpaal. In de bouwfase, als de kuip wordt leeggepompt, wordt de vloer opwaarts

- belast. In de gebruiksfase voornamelijk neerwaarts en mogelijk opwaarts (extreme situatie).
- 2 - uitvoerbaarheid
De uitvoeringsomstandigheden eisen een paaltype dat onder water en in vaste zand- en grindlagen aangebracht kan worden.
 - 3 - kosten.
Uiteraard moet het systeem onder de omstandigheden zo goedkoop mogelijk zijn.

Een paaltype dat aan deze eisen voldoet is de prefab-betonpaal uitgevoerd met een punt i.p.v. een vlakke voet.

11.4 keuze vloertype

Zowel de open granulaire als de gesloten betonnen vloer hebben hun voor- en nadelen. Beide vloerentypen dienen aan een aantal keuzecriteria te voldoen.

Voor het criterium "kosten" worden alleen de kosten van de vloer zelf beschouwd. Verdere kosten, die o.m. voortvloeien uit aangepaste uitvoeringsmethoden voor aansluitingen met caisson en diepwand van de vloer, de constructieve afwerking en de verschillende momenten en wapening in de wand en de wanddikte, worden hier niet meegewogen.

Het criterium kosten kan opgesplitst worden in twee aspecten:

- 1 - bouwkosten
De open vloer van granulair materiaal in combinatie met een filterdoek, is goedkoper dan een vloer van onderwaterbeton met betonnen trekpalen.
- 2 - onderhoudskosten
De betonnen vloer heeft in principe geen onderhoud nodig en behoeft feitelijk geen inspectie. De granulaire vloer daarentegen moet in het ergste geval één maal per jaar gecontroleerd worden op beschadigingen. Beschadigingen zijn daarentegen ook weer eenvoudig te verhelpen, mits alleen de granulaire lagen verstoord zijn en het filterdoek niet stuk is. Dat het filterdoek wordt beschadigd door stroming is niet erg waarschijnlijk. Beschadiging kan alleen door slepende ankers. Het uitwerpen van ankers tijdens een noodstop zal nooit in de sluis zelf gebeuren maar in de voorhaven.

Conclusie: als totaalplaatje zullen de kosten op korte termijn voor een open vloer lager zijn dan van een betonvloer. Extra kosten op termijn vergen de periodieke inspectie en mogelijke reparaties.

Voor de overige criteria, voor zover er in dit stadium iets over gezegd kan worden, wordt alleen het kwalitatieve deel beschouwd. Er wordt enkel een uitspraak gedaan over het feit of de oplossing aan een gestelde eis voldoet of mogelijkerwijs kan voldoen (+) een reëel alternatief is en of het beter (++) of slechter (-) is bij een open of gesloten vloer. Een 0 impliceert dat er in dit stadium nog geen doorslaggevend oordeel mogelijk is. De eerste kolom per vloer duidt op het feit of een constructie voldoet (+), niet voldoet (-) of dat er geen oordeel mogelijk is (0). In de tweede kolom per vloer zijn gewichten verwerkt die duiden op het relatief beter (++) of minder (-) voldoen aan een criterium dan de andere vloer.

kwalitatieve scoretabel sluisvloer				
criterium	open vloer		gesloten vloer	
kwelverlies	+	+	+	++
stabiliteit	+	+	+	++
vervorming	0	-	0	+
momentbelasting	0	0	0	0
aansluiting hoofden	+	+	+	+
constructieve afwerking	+	+	+	+
kosten	+	++	-	-
netto resultaat	5+	5+	3+	6+

[tabel 14]

Uit deze globale afweging blijkt dat de gesloten vloer qua constructie over het algemeen iets gunstiger is (kolommen 2) en dat de vloeren elkaar, relatief gezien, niet veel ontlopen. Bij de meeste criteria scoort de betonvloer kwalitatief gelijk of hoger. De granulaire vloer voldoet echter ook aan alle eisen. Het grote minpunt van de gesloten vloer zijn de veel hogere kosten om ze te realiseren. Daar het kostenaspect bij dit project een van de voornaamste criteria is wordt dit aspect zwaar meegewogen.

Conclusie: gezien het mogelijk te behalen financiële voordeel door een open vloer toe te passen, zal deze optie hier worden geselecteerd. Afhankelijk van de uitkomst onder de criteria "vervormingen" en "momenten" en met een totaalplaatje voor de kosten, kan later worden gesteld of de keuze juist is. Een numerieke uitwerking zal voor de open vloer definitief uitsluitsel geven [hoofdstuk 12].

Het ondersteunen van een grond- en waterkerende wand nabij de bovenzijde heeft een groot effect op de reductie van de buigende momenten in de wand en heeft eveneens een gunstig effect op de vervormingen. Aangezien een momentbelasting op een constructie qua kosten vrijwel altijd ongunstiger is dan een normaalbelasting, verdient het op dit punt zeker aanbeveling de diepwand aan de bovenzijde te ondersteunen. Het niet ondersteunen van een grondkerende wand veroorzaakt grote vervormingen en momenten en heeft mogelijk bezwijken van de grond tot gevolg. Het reduceren van de vervormingen kan door de "inheidiepte" fors te vergroten en de buigstijfheid van de wand groter te maken. Uit verkennende berekeningen blijkt echter dat het vergroten van de buigstijfheid geen effect heeft op het bezwijkgedrag van de wand. De grond biedt onvoldoende steun t.p.v. de voet van de wand.

Conclusie: het nabij het maaiveld onder steunen van de diepwand middels een stempeling of een verankering is noodzakelijk.

Een stempeling is over het algemeen een tijdelijke (hulp)constructie die meestal wordt uitgevoerd met staal buispalen. Gezien het tijdelijke karakter van deze ondersteuning is de invloed hiervan bij een open vloer van geen belang daar de uiteindelijke gebruiksfase met de maximale belasting verre maatgevend is boven de bouwfase. Een stempeling die wel als permanente constructie kan worden uitgevoerd, is een stempeling die in de granulaire vloer wordt meegenomen. Deze werkwijze is gecompliceerder dan normaal stempelen omdat onder water gewerkt moet worden en is zeker een dure oplossing. Een tijdelijke stempeling nabij de bovenzijde van de diepwand en een permanente stempeling in combinatie met de granulaire vloer worden als alternatief verworpen.

Een verankering kan als permanente of als tijdelijke (hulp)constructie worden uitgevoerd. In stedelijke gebieden waar veel economischer met de beschikbare bouwgrond omgesprongen dient te worden, wordt vaak geëist dat de ankers worden verwijderd na gereedkomen van het bouwwerk. Bij dit project ontbreekt deze randvoorwaarde zodat noodzaak van het verwijderen van het anker om deze reden zeer klein wordt tenzij er in de toekomst nog bouwplannen worden ontwikkeld voor de resterende ruimte op het eiland. Tijdelijke ankers hebben bij dit project om dezelfde reden als genoemd bij stempels geen effect zodat hier zal worden uitgegaan van permanent aanwezige ankers. Een blijvende ondersteuning heeft daarbij het voordeel een constante reductie van het buigend moment te bewerkstelligen wat weer economisch voor de diepwand

is. Een voordeel van ankers is dat ze het bouwproces niet hinderen door hun aanwezigheid en dat een verankering desgewenst in meerdere lagen kan worden geplaatst.

Conclusie: uit het voorgaande blijkt dat een tijdelijke stempeling of een tijdelijke verankering geen doel dienen daar de belasting in de gebruiksfase na het verwijderen van de tijdelijke ondersteuning maatgevend is. Een permanente stempeling in de granulaire vloer is waarschijnlijk erg duur en vervalt ook. De enige resterende mogelijkheid is een permanente verankering.

11.6 verankерings-typen

Ankers komen als vele systemen voor maar zijn niet allemaal even geschikt om hier toe te passen. Een verankering moet bij voorkeur de ondergrond niet te veel verstoren. Deze eis wordt gesteld i.v.m. de aanwezigheid en de vereiste stabiliteit van andere constructies waaronder andere ankers met ankerplaten en damwanden en vanwege de noodzaak om ankers onder bestaande oevertaluds aan te brengen. In principe zijn er twee systemen:

- 1 - voorgespannen ankers
(grond- c.q. injectie- c.q. groutanker)
- 2 - niet-voorgespannen ankers
(trekanker met ankerplaat, MV-anker, schroefanker)

De ankers met ankerplaat vereisen veel graafwerk, verstoren de grondslag en kunnen niet onder bestaande taluds worden geplaatst zonder veel extra (grond)werk. Ook de ingeschroefde ankers verstoren de grondslag en kunnen bovendien niet veel belasting opnemen (tot ongeveer 100 Kn/anker). Als niet-voorgespannen anker is het MV-anker de minst slechte keuze.

niet-voorgespannen MV-anker

Een MV-anker is een anker- en trekpaalsysteem bestaande uit een stalen HE-profiel met daarop een aan de onderzijde opgelaste puntconstructie. In de holte van het HE-profiel loopt langs de hele lengte een op het profiel bevestigde, dunne groutleiding met nabij de opgelaste punt een opening. Gelijk met het inheien van het HE-profiel wordt grout via de leiding ingevoerd. Dit grout vult de ruimte op die de brede paalvoet langs het ingeheide deel van het HE-profiel achter zich laat. Als het anker op diepte is, is het volledige profiel omgeven door grout. Het grout verzorgt de weerstand tussen profiel en omringende grond.

Een voordeel van dit systeem is dat de ankers een grote ankerstijfheid hebben dankzij de mogelijkheid grotere doorsneden toe te passen. Of het anker stijver zal reageren dan een voorgespannen anker moet nog blijken.

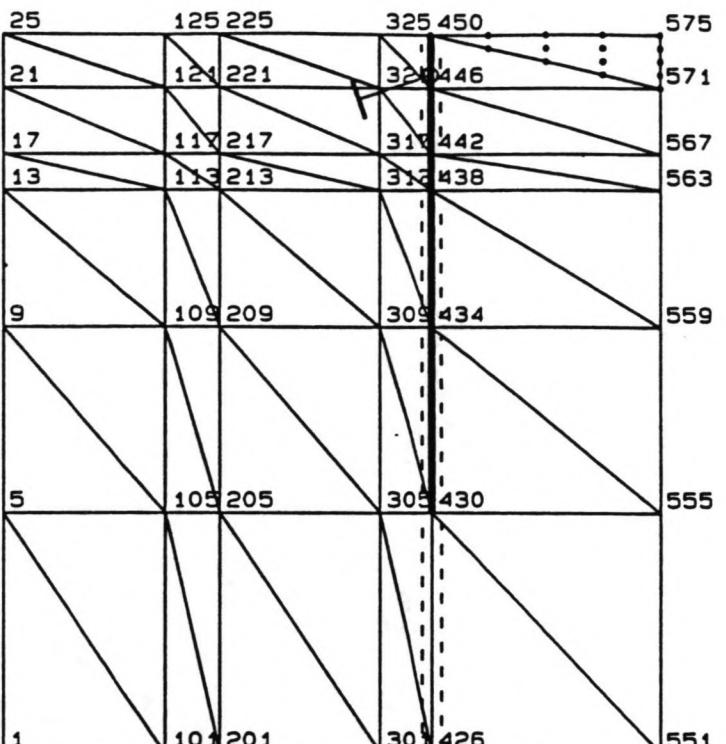
De nadelen van het systeem zijn deels het gevolg van het voordeel. Een grote ankerdoorsnede maakt het anker in vergelijking tot de groutankers duurder. Groutankers met een vergelijkbare sterkte als MV-ankers zijn relatief goedkoper. Een grotere doorsnede vereist ook een groter sparing in de diepwand. Dit vereist bij grotere ankerdoorsneden een aanpassing van de wapening door een grotere onderlinge afstand van de staven te moeten nemen dan wenselijk is. De verankering van een MV-anker aan een diepwand brengt ook zijn moeilijkheden met zich mee. De aanhechting tussen het ongeprofileerde staal en het grout/beton is vrij klein. Het overbrengen van grote krachten over een relatief kleine en gladde ankeromtrek naar de wand zal bezwijken van de verbinding veroorzaken. Een ankerkop is noodzakelijk. Het aanbrengen van de kop na het inbrengen van het anker is, gezien de geringe werkruimte nabij de ankerkop, lastig en het later oplassen van een kop is haast ondoenlijk gezien de positie van het lasvlak aan de achterzijde van de ankerkop. De praktische uitvoerbaarheid van een MV-anker kan als zeer lastig worden aangenomen. Een ander nadeel is dat de verankeringslengte van MV-ankers vrij groot is. De grondweerstand is per m' MV-anker klein doordat het grout slechts onder beperkte druk kan worden aangebracht door het ontbreken van een afsluitend deksel op de kop. Om dezelfde kracht op de ondergrond over te brengen moet een langer anker(lichaam) worden toegepast.

voorgespannen groutanker

De overblijvende optie is het voorgespannen groutanker. Zoals gezegd zijn deze ankers over het algemeen goedkoper in het gebruik en de verankering op de diepwand is goed uitvoerbaar (beproefd systeem). Een groot voordeel is ook dat het anker stijver zal reageren als gevolg van de hoge voorspanning.

Conclusie: gezien de praktische uitvoerbaarheid van beide systemen en gezien de relatief hogere kosten van de MV-ankers, wordt hier gekozen voor voorgespannen groutanker als ankersysteem. In het volgende hoofdstuk zullen resultaten van het rekenmodel met een MV-anker ter vergelijking worden meegenomen.

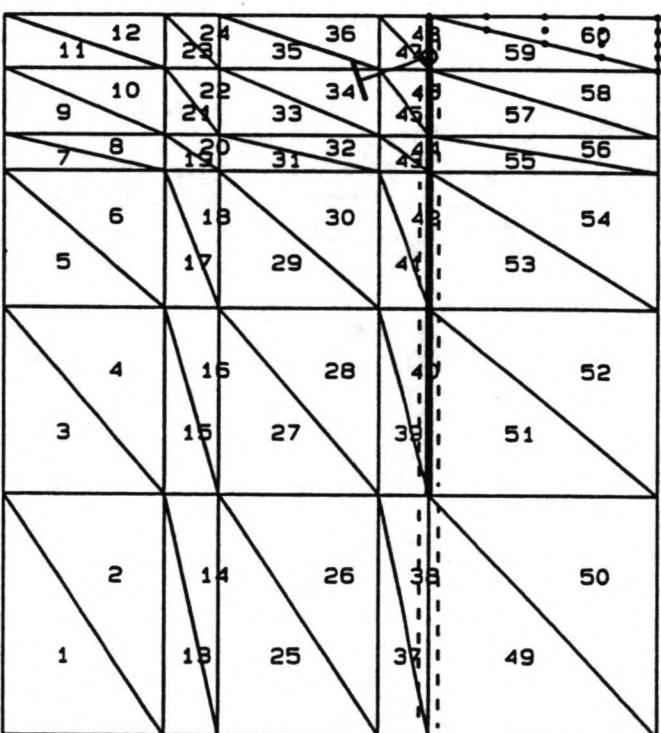
Mesh Scale



Figuur 55

Mesh with node numbers

Mesh Scale



Figuur 56

Mesh with element numbers

HOOFDSTUK 12 NUMERIEKE UITWERKING EN DIMENSIONERING

12.1 het programma PLAXIS

12.1.1 inleiding

Voor de numerieke berekeningen wordt gebruik gemaakt van het computerprogramma PLAXIS voor grondmechanische berekeningen.
→ De gebruikte versie is een voorloper van versie 4.0. PLAXIS is een zeer gebruikersvriendelijk eindige-elementenpakket. Wat er mee berekend kan worden zijn deformaties van grond en wanden, krachten en momenten in wanden, krachten in ankers en stempels en (water)spanningen in grond en grondwaterstromingen.

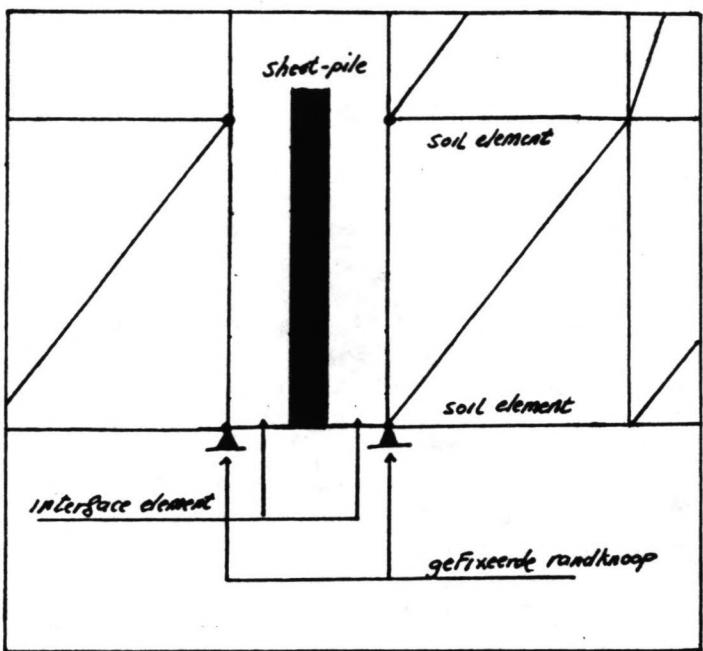
12.1.2 modellering

Een PLAXIS-model kan bestaan uit één of meerdere *mesh blocks*, modeldelen [figuur 55 en 56]. Een model bestaat meestal uit meerdere *mesh blocks* omdat er dan doorgaans betere mogelijkheden zijn tot het modelleren van een probleem. Elk *mesh block* bestaat weer uit vierhoekige "elementen" z.g. quadrilaterals en die bestaan op hun beurt weer uit twee driehoeken met elk 15 knopen. De gebruiker moet zelf de *mesh blocks* en de quadrilaterals definiëren waarna het programma zelf de verdere verdeling in driehoeken en knopen uitvoert.

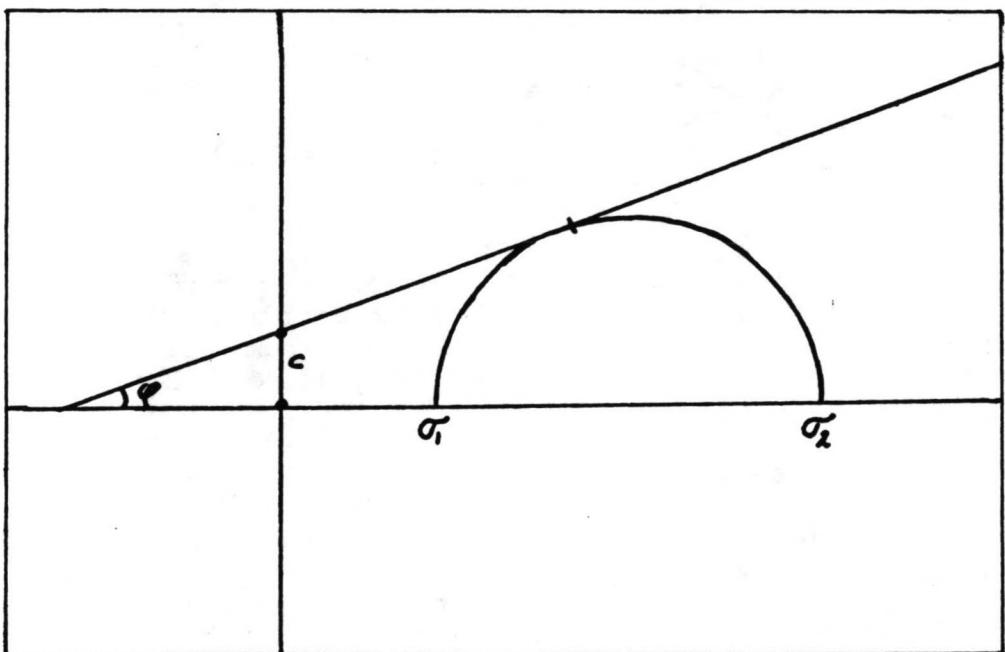
Voor het in dit project geselecteerde probleem van de verankerde diepwand wordt gewerkt met een plain-strain-model, een model in een plat vlak. Deze modellering houdt in dat alle eigenschappen van anker-, stempel- en damwandelementen per constructie moeten worden ingevoerd. Een dergelijk model wordt opgebouwd uit rekenelementen.

grondelementen (driehoeken)

De grondelementen zijn de uit knopen opgebouwde driehoeken. Aan deze elementen kunnen eigenschappen worden toegekend als volumiek gewicht (droog en nat), type grond (gedraineerd of ongedraineerd), glijmodulus, doorlatendheid in 2 richtingen (alleen nodig voor grondwaterberekeningen en consolidatie), cohesie, contractiecoefficient, inwendige wrijvingshoek en dilatantiehoek. De eigenschappen kunnen per grondlaag of per element worden ingevoerd.



Figuur 57



Figuur 58

damwandelementen (vette lijn)

Damwanden worden ingevoerd als lijnvormige elementen zonder dikte. De elementen worden geplaatst tussen twee horizontale grid-lijnen, dat zijn de scheidingslijnen tussen de quadrilaterals. De benodigde eigenschappen van een damwandelement zijn een buigstijfheid EI en een rekstijfheid EA .

anker- of stempel elementen

Bij dit probleem worden enkel ankers toegepast. Ankerelementen kunnen aan een knoop op een damwandelement worden bevestigd. De ankers hebben een fictieve lengte en worden geschematiseerd als veren met een rekstijfheid per m wand, per m ankerlengte volgens $K=EA/(eL)$.

Hierin zijn:

- 1 - E elasticiteitsmodulus van staal
- 2 - A doorsnede van een ankerstaaf
- 3 - e h.o.h.-afstand van de ankers
- 4 - L effectieve lengte van een anker

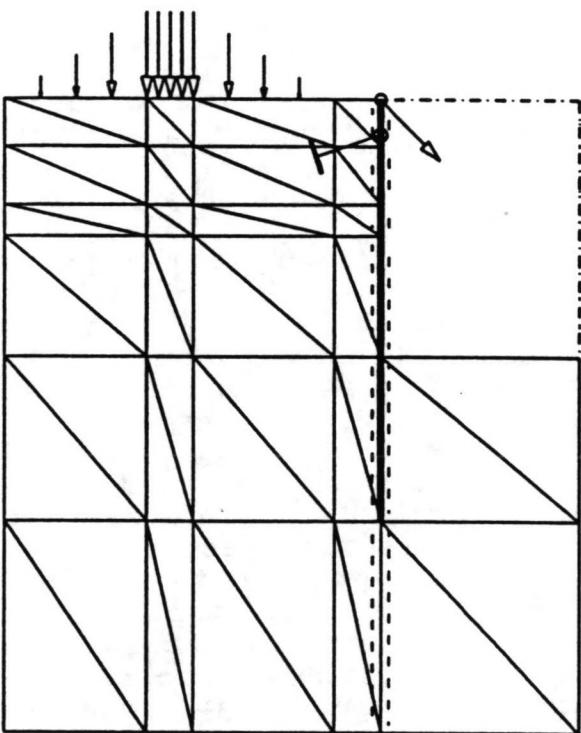
interface-elementen (onderbroken lijn)

De interface-elementen [figuur 57] zijn speciale elementen. Bij het diepwandprobleem worden deze elementen aangebracht tussen het damwandelement en de aangrenzende grondelementen. Een interface-element heeft in een deformatieberekening de functie de interactie tussen grond en wand te modelleren. Zonder deze elementen zouden de knopen van een grondelement en die van een wandelement dezelfde zijn: de grond kan niet verticaal langs de wand schuiven. De interface-elementen maken dit gedrag mogelijk. Ze simuleren daarnaast ook de wandwrijving door een reductiefactor op de wrijvingshoek van de aanliggende grondelementen in te voeren. In een berekening van grondwaterstroming worden interface-elementen gebruikt om een waterdicht vlies of een drain te modelleren door de eigen doorlatendheid t.o.v. die van de aanliggende grondelementen te variëren (groter of kleiner maken). Interface-elementen kunnen alleen langs de volledige zijde van een mesh block worden aangebracht maar de eigenschappen kunnen per grondlaag worden ingevoerd.

De basis van de deformatieberekeningen in PLAXIS is het Mohr-Coulomb-model [figuur 58]. Grond gedraagt zich niet lineair. In de loop der jaren zijn er vele modellen ontwikkeld om dit gedrag in numerieke methoden te simuleren, de "constitutieve modellen". In PLAXIS is het algemeen geaccepteerde Mohr-Coulomb-model toegepast. Dit model vereist slechts 5 invoerparameters die over het algemeen goed te bepalen zijn: de glijdingsmodulus, de dwarscontractiecoefficient, de cohesie de hoek van inwendige wrijving en de hoek van dilatantie.

Mesh Scale

0 3 6 9



Figuur 59

Mesh with load system B

Extreme traction $3.60E+01$ units, extreme force $1.41E+02$ units

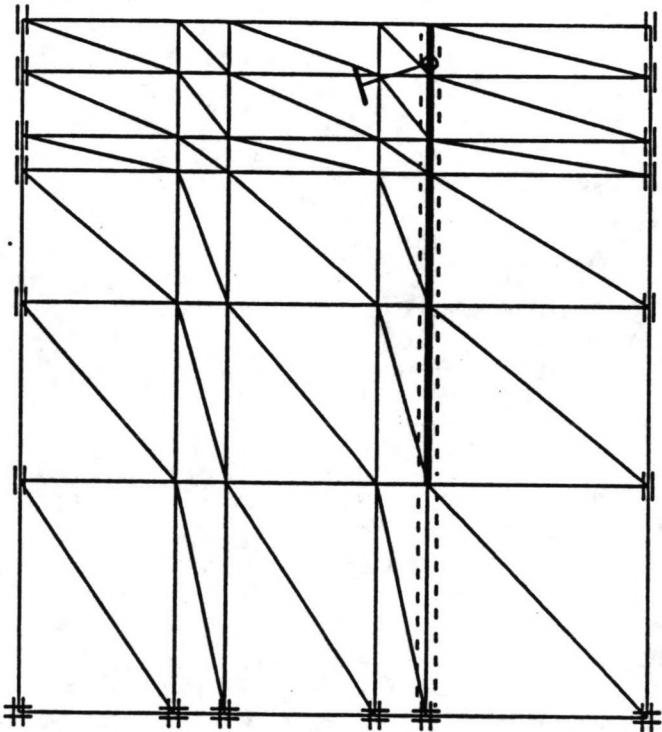
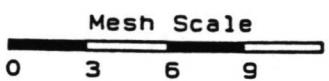
12.1.3 deformatieberekening

In de uitgangssituatie is het model in evenwicht. Alleen het eigen gewicht van de grond is mogelijk aanwezig (dit wel of niet aanwezig zijn, is door de gebruiker zelf te bepalen). In elke volgende rekenfase kunnen belastingen op het model worden aangebracht of kunnen rekenelementen actief of non-actief worden.

Belastingen op het model zijn het eigen gewicht van de grond, externe lasten, puntlasten of verdeelde belastingen. Externe lasten worden aangebracht middels twee z.g. *load systems* A en B [figuur 59]. In elk *load system* kunnen zich één of meerdere belastingen c.q. krachten bevinden. Het aanbrengen van lasten gaat d.m.v. z.g. *multipliers*. Bij aanvang van een rekenfase is (zijn) de last(en) niet aanwezig (*multiplier=0*) en aan het eind is (zijn) de last(en) volledig aanwezig (*multiplier=1*) mits ondertussen geen bezwijken van de constructie is opgetreden. Bezwijkt de constructie terwijl een last nog niet volledig is aangebracht, dan wordt de rekenfase afgebroken.

De belastingen worden in een aantal rekenstappen aangebracht. In elke stap wordt de *multiplier* met een bepaalde, door de gebruiker of de computer te bepalen, waarde verhoogd. Na elke stap wordt opnieuw het evenwicht in het model bepaald en worden de vervormingen, spanningen en krachten in de rekenelementen bepaald alvorens de *multiplier* opnieuw wordt verhoogd. In één rekenfase kunnen ook meerdere *multipliers* worden veranderd.

Een grote verbetering die in de hier gebruikte versie is opgenomen is de optie van de z.g. *staged construction* (bouwfasen). De werkelijke bouwfasen kunnen hiermee in het model per rekenfase goed worden gesimuleerd. De optie houdt in dat rekenelementen aan- en uitgezet kunnen worden d.i. de eigenschappen van een element (gewicht, sterkte, stijfheid) kunnen per rekenfase (=bouw fase) worden meegenomen of niet (actief of non-actief). Zo kunnen per rekenfase, bijvoorbeeld een (gedeeltelijke) ontgraving, grondelementen worden uitgezet, of kan bij het plaatsen van een anker, een ankerelement worden aangezet. De elementen zijn wel vanaf de beginsituatie in het model aanwezig maar worden pas actief, respectievelijk non-actief, als ze worden aan- of uitgezet. Tot dat moment hebben ze geen, of juist wel invloed op de berekeningen. Nadat grondelementen zijn uitgezet, is het model in onbalans, en zal dus vervormen totdat er een nieuw evenwicht is bereikt. Er treedt een herverdeling van spanningen en krachten op.



Figuur 6a

Mesh with prescribed displacements

12.1.4 grondwaterstromingsberekening

Een andere vorm van externe belasting is een verval over een kerende wand. Een verval wordt middels een aparte *multiplier* (*Mchange*) aangebracht. Deze *multiplier* geeft aan in hoeverre het verval van de eindsituatie aanwezig is. Als *Mchange*=0 dan is de beginsituatie in het model aanwezig, en als *Mchange*=1 dan is de eindsituatie in het model bereikt. De eindsituatie, waarin het maximale verval over de wand staat, wordt berekend met het sub-programma *Groundwater*. De eindsituatie die hiermee wordt berekend is dus de situatie die in het model aanwezig is op het moment dat *Mchange* de waarde 1 bereikt.

12.2 opzet rekenmodel

Daar de kolkdoorsnede symmetrisch is in de sluisas, kan hier met een schematisatie van een halve kolkdoorsnede worden volstaan. Deze benadering is strikt genomen niet geheel juist omdat op de noordwand ook een terreinlast in de vorm van een gronddam aangrijpt en op de zuidwand niet [par 1.4]. De belasting op de noordwand is hier echter wel maatgevend.

Het rekenmodel wordt opgebouwd uit twee *mesh blocks*: één links en één rechts van de wand. De linker- rechter- en onderzijde van het model vormen randvoorwaarden t.a.v. de verplaatsingen. De knopen van de onderrand kunnen niet verplaatsen, de knopen van de linker- en rechterrand kunnen alleen verticaal verplaatsen [figuur 60]. De bovenzijde van het model wordt gevormd door het maaiveld en de rechterzijde door de symmetrie-as van de sluis. De linkerzijde moet zo ver naar links liggen, dat de opgelegde randvoorwaarde ten aanzien van de verplaatsingen, geen ongewenste invloed uitoefenen op de resultaten. De onderzijde wordt daar gekozen waar de verplaatsingen nihil worden verondersteld.

De laag grondelementen onder de voet van de wand is nodig om twee redenen. Ten eerste staat het een betere beschrijving van het deformatiegedrag van de voet van de wand en de omliggende grond voor. Zonder de extra grondlaag wordt de voet van de wand in het model via een *interface* gekoppeld aan een gefixeerd punt van de onderrand met verplaatsing nul. De tweede reden heeft te maken met de belasting door het verval over de wand. Om het verval goed in rekening te brengen moet rekening worden gehouden met grondwaterstroming onder de wand door van de buitenzijde naar de binnenzijde van de wand.

Het damwandelement wordt aangebracht tussen twee *mesh blocks* over een hoogte tussen twee horizontale *grid-lijnen*. De interface-elementen worden langs beide zijden van het wandelement aangebracht over de hoogte van het model. De eigenschappen van het interface-element onder de voet van het wandelement worden dusdanig gekozen dat het interface-element als het ware daar niet aanwezig is.

12.3 materiaalparameters

Voor de volledigheid wordt hier een aanvulling gegeven op het geo-hydrologisch schema van de grondparameters en constructieniveau's die nodig zijn voor berekeningen in PLAXIS. De klei wordt gekwalificeerd als slappe klei, weinig humus- en zandhoudend, het zand als een matig dicht tot dicht gepakt schoon zand. Voor de parameters zijn veilige waarden aangenomen. Deze zijn ontleend aan een rapport waarin richtlijnen staan voor grondparameters die af te leiden zijn uit beperkt beschikbare gegevens ten behoeve van eerste dimensionerberekeningen [literatuur 23].

grondparameters voor dimensionerberekeningen in PLAXIS				
parameter			klei	zand
laagdikte (t.o.v. NAP)	d	[m]	+6/+1.5	+1.5/-∞
wrijvingshoek	φ	[graden]	20	35
dilatantiehoek	ψ	[graden]	0	5
cohesie	c	[kPa]	5	1
glijmodulus	G	[kPa]	2500	10000
constante van Poisson	ν	[-]	0.35	0.3
vochtig volumiek gewicht	γ(d)	[kN/m³]	15	18
nat volumiek gewicht	γ(n)	[kN/m³]	16	20
doorlatendheid	k	[m/s]	1*10⁻⁶	1*10⁻³

[tabel 15]

Voor zand wordt een cohesie 1 ingevuld daar het iteratieproces voor de numerieke berekeningen hierdoor beter verloopt. Een cohesie 0 is echter een betere cohesiewaarde voor zand.

Tijdens de opeenvolgende boufasen en de gebruiksfase werken er op de wand meerdere (combinaties van) belastingen. Dit zijn belastingen door ontgraven van grond, verval in het grondwater en externe belastingen. Het model wordt hier aan de hand van elk type belasting nader besproken.

gefaseerde ontgraving

Zoals gezegd kan de vordering van de ontgraving in de diverse fasen nauwkeurig in rekening worden gebracht door het uitzetten van grondelementen. Door het uitzetten van grondelementen ontstaat er een onbalans in het systeem en gaat het model vervormen totdat er weer evenwicht is en treedt er een herverdeling van spanningen en krachten op.

verval in grondwater

Bij een veilige berekening kan worden uitgegaan van de aannname dat de wand aan weerszijden wordt belast met een hydrostatische waterdruk. In de situaties die optreden voordat het verval over de wand wordt aangebracht is dit een juiste aanname. Als het verval over de wand staat treedt er een grondwaterstroming op van de linkerzijde van de wand naar de rechterzijde. De effecten van deze stroming zijn dat vanaf een bepaalde diepte de waterdruk gaat afwijken van de hydrostatische waterdruk opdat onder de voet van de wand, de horizontale waterdrukken aan weerszijden van de wand gelijk zijn. Aan de buitenzijde treedt een afname op en aan de binnenzijde een toename van de waterdrukken. Een tweede effect zal zijn dat de grondwaterstand aan de linkerzijde van de wand nabij de wand zelf iets zal dalen. Beide verschijnselen reduceren de belasting door verval. Een derde verschijnsel is het optreden van stromingskrachten op het wandelement, d.i. een toename van de belasting.

Het verval in het grondwater wordt in een aantal stappen op de wand aangebracht. In de beginsituatie (bouwfase) is er geen verval aanwezig: de grondwaterstand is links en rechts van de wand gelijk. In de eindsituatie (maatgevende gebruiksfase) is er een volledig verval met grondwaterstroming onder de wand aanwezig. Voor het berekenen van de eindsituatie wordt gebruik gemaakt van het sub-programma Groundwater. In het grondwatermodel worden de onderrand, de rechter rand, de bovenrand en het wandelement als ondoorlatend ingevoerd. De linker rand is een voedende rand met een constante stijghoogte (open water).

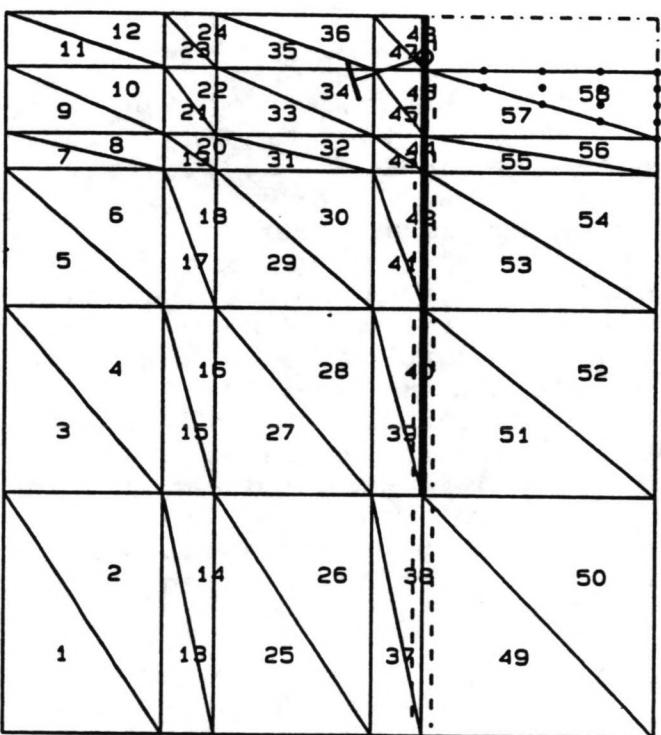
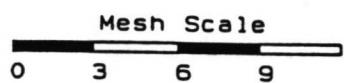


Figure 61

externe belasting

Onder externe belastingen vallen hier:

- 1 - voorspankracht voor het groutanker
- 2 - verdeelde terreinbelasting door de gronddam
- 3 - eigen gewicht van het prefab-element
- 4 - troskracht van schepen

Externe lasten worden, zoals eerder vermeld, aangebracht middels de twee *load systems* A en B. In elk *load system* kunnen zich één of meerdere belastingen c.q. krachten bevinden. Daar er vier externe lasten zijn en maar twee *load systems*, moeten lasten gecombineerd worden en dus ook gelijkertijd worden aangebracht. Het *load system* A bevat de voorspankracht, de overige lasten zitten in *load system* B.

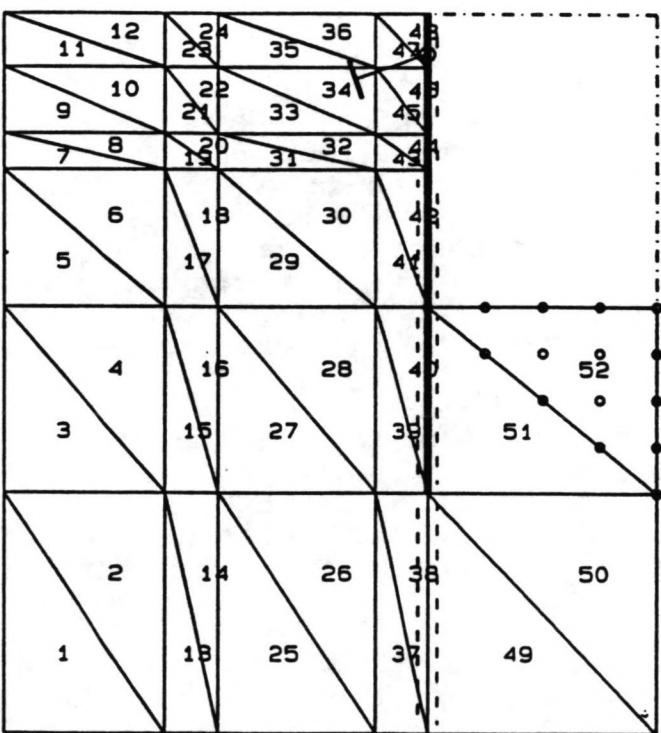
12.5 belasting op de wand

Als uitgangssituatie wordt gekozen de situatie waarin de diepwand gereed is (*wandelement=aan=1*), het eigen gewicht van de grondelementen aanwezig is (*Mweight=1*) en de grondwaterstand links en rechts gelijk is (*Mchange=0*). Het effect van het aanbrengen van de diepwand heeft wel in werkelijkheid invloed op het spanningsverloop in de grond nabij de wand maar dit komt niet tot uiting in het PLAXIS-model. Dit rechtvaardigt de keuze van de uitgangssituatie.

De eerste belastingfase is het ontgraven tot een dusdanig niveau opdat de ankers geplaatst kunnen worden. Dit wordt gesimuleerd door de grondelementen 59 en 60 uit te zetten [figuur 61]. Door de hier geïntroduceerde onbalans zal het model stapsgewijs vervormen totdat een nieuw evenwicht is bereikt.

De tweede belastingfase in de realiteit zou het aanbrengen van het anker zijn. In PLAXIS dient echter eerst de voorspanning te worden aangebracht. De reden hiervoor ligt in het feit dat een anker bevestigd wordt aan een knoop (knoop 447) die deel uitmaakt van het wandelement [figuur 55]. De voorspanning wordt in het model ingevoerd als een op de wand aangrijpende, naar links gerichte drukkracht langs de ankeras. De deformatie van de wand is dus geen trekkracht in het anker (realiteit) maar een externe drukkracht (model). Door het naar links drukken van de wand ontwikkelt zich in het anker (in het model een veer) een drukkracht die in werkelijkheid niet aanwezig is. Deze drukkracht in de "ankerveer" weerstreeft aldus de vervorming van de wand en daarom mag het anker tijdens het aanbrengen van de drukkracht nog niet actief zijn. In de realiteit zijn de "knopen" van ankeruiteinde en

Mesh Scale



Figuur 62

Mesh with element numbers

bevestigingspunt op de wand niet dezelfde: deze punten bewegen t.o.v. elkaar. De wandknoop beweegt naar links, de ankerknoop naar rechts. De voorspankracht wordt middels *load system A* aangebracht. De *multiplier Mload_A* wordt verhoogd van 0 tot 1. In werkelijkheid worden groutankers overspannen tot 120% van de uiteindelijke werkkraft, om vervolgens weer te worden afgelaten tot 60 à 80% van de uiteindelijke werkkraft. In het model kan dit gesimuleerd worden door de *multiplier Mload_A* van 0 te verhogen tot 1.2 en vervolgens tot 1 te verlagen. Het effect op de verdere deformatieberekeningen van dit overspannen in echter nihil. De kracht die in het *load system A* wordt ingevoerd (60 à 80 van de uiteindelijke werkkraft) dient iteratief te worden vastgesteld.

Nadat de voorspanning is aangebracht, wordt het anker actief: het anker wordt aangezet (*anker=1*). Het anker zit nu verbonden met het naar links verplaatste bevestigingspunt knoop 447 en op datzelfde punt blijkt de externe last van *load system A* actief (de voorspanning blijft immers aanwezig).

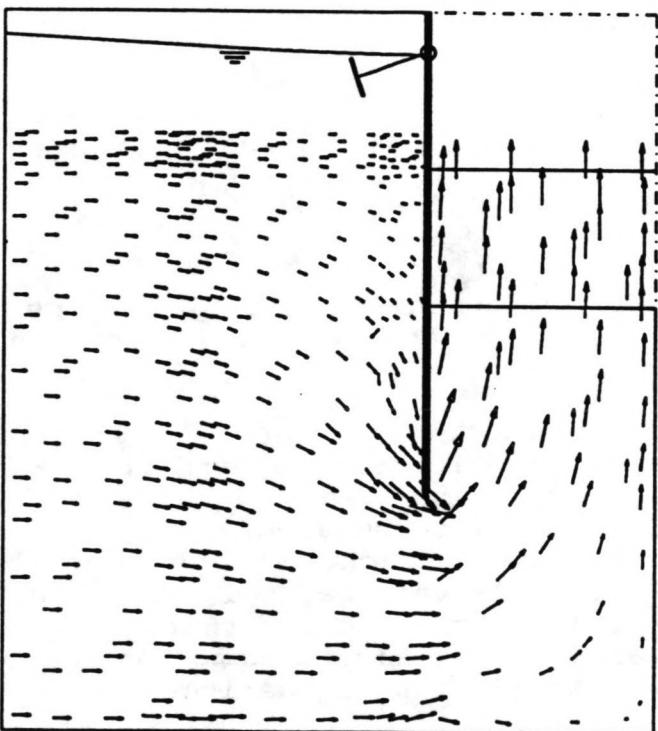
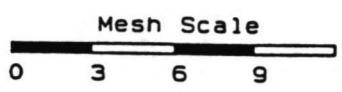
De volgende belastingfase is het ontgraven tot het niveau waarop de bodembescherming aangebracht moet worden. De grondelementen 53 t/m 58 worden uitgezet [figuur 62]. Het model deformeert verder, op zoek naar een nieuwe evenwichtssituatie.

In werkelijkheid zou nu waarschijnlijk de filterbodem worden aangebracht. Het effect van de filterbodem op de wand is tweeledig:

- 1 - de steenstorting vervult een zekere stempelfunctie voor de deformerende wand. De mate van stijfheid van het hiervoor in te voeren stempel is echter onmogelijk te bepalen.
- 2 - het eigen gewicht van de steenstorting beperkt het opdrukken van de kolkbodem door de naar rechts verplaatsende wand. Het effect hiervan op de vervorming van de wand en de grondelementen zal waarschijnlijk van geringe invloed zijn.

Om voornoemde redenen wordt effect van de steenstorting niet meegenomen. *Maar de steenstorting werkt toch op zijn minst als een verhaging van de vertikale en dus de horizontalspanningen in de onderliggende grondlagen.*

De volgorde van de externe lasten op, en het verval over de wand zal in de realiteit zijn: aanbrengen prefab-element, grondlichaam en als laatste in de gebruiksfase de troskracht en het verval. De externe lasten worden middels het nog resterende *load system B* aangebracht [figuur 59]. De *multiplier Mload_B* loopt van 0 tot 1. Voor de uiteindelijke situatie maakt de volgorde van belasten niet zoveel uit als wel de eindsituatie met waarin alle lasten gelijktijdig aanwezig zijn.



Figuur 6a

Ultimate flow field with phreatic line

Nadat de externe lasten de wand verder hebben doen vervormen, wordt als laatste belasting het verval over de wand aangebracht. Mchange loopt van 0 naar 1. De eindsituatie, indien Mchange=1, is de situatie zoals die met Groundwater werd berekend [figuur 63].

Al de voornoemde externe lasten die gelijktijdig optreden vormen de maatgevende belastingsituatie voor wand en verankering. De grootte van deze belastingen zijn:

1 - ontgraving

De eerste ontgraving is van NAP+6.0 tot NAP+4.0 en de tweede ontgraving is van NAP+4.0 tot NAP-5.0.

2 - terreinbelasting door waterscheidingsdam

De positie van de dam is niet exact bekend en wordt geschat. De hoogte wordt gelijk genomen als de tafelhoogte van de oude dam en wel op NAP+8.0. De waterscheidingsdam wordt als additionele belasting aangebracht middels een trapeziumvormige terreinlast met een topwaarde van $q(v)=36 \text{ kN/m}^2$.

3 - eigen gewicht prefab-element

Het eigen gewicht van het prefab-element wordt geschat op $G=100 \text{ Kn/m}$.

4 - troskracht van aangemeerd schip.

Voor kolkconstructies worden de bolders berekend op een bezwijklast van $F(t)=200 \text{ Kn}$. Bij grotere krachten breekt de tros of wordt de bolder van het schip getrokken. De troskracht wordt via het prefab-element naar de bovenzijde van de wand afgevoerd. Uitgaande van prefab-elementen van $b=2 \text{ m}$ komt dit neer op een verdeelde last van $F(t)=100 \text{ Kn/m}'$. PLAXIS biedt geen optie voor het beladen van constructies met momenten.

5 - maximaal verval

Als extreem verval wordt gerekend de situatie bij een stuwebil NAP+5.1 en een laagste benedenstroomse waterstand NAP-0.1. Het verval bedraagt dan $\Delta h=5.10+0.10=5.20 \text{ m}$. Bij een kolkwaterstand van NAP-0.1 is er echter geen scheepvaart meer en treedt de troskracht van 200 Kn niet op. De minimale waterstand met een kans op het optreden van extreme troskrachten is NAP+0.15 en er geldt overeenkomstig een maximaal verval van $\Delta h=5.10-0.15=4.95 \text{ m}$.

12.6 afschatting geometrie en parameters

12.6.1 inleiding

Voor de optimalisatie van de constructie spelen meerdere parameters een rol. Om een uitgangspositie te hebben van waaruit de optimalisatie kan starten, worden geometrie en enkele parameters van de verankering en de diepwand afgeschat.

12.6.2 diepwand

L,d /dimensies

De lengte en de "inheidiepte" van de wand wordt bepaald in die maatgevende situatie waarbij de maximale ontgraving is bereikt. De lengte van de diepwand wordt afgeschat voor de hier geldende grondparameters met de methode Blum. Deze rekenmethode beschouwt de onderzijde van de wand als volledig ingeklemd. De hieruit te bepalen "inheidiepte" wordt met 20% verhoogd om de inklemming aan de voet van de wand ook daadwerkelijk tot stand te laten komen. Voor de berekeningen wordt als eerste schatting een wandlengte van L=18 m aangehouden met een "inheidiepte" van 7 m.

EI /buigstijfheid

Dé elasticiteitsmodulus van beton is feitelijk niet gedefinieerd daar deze afhankelijk is van o.a de belastingsnelheid, het belastingsstijdstip en de betonkwaliteit. De E-modulus van de wanddoorsnede is ook afhankelijk van het toegepaste wapeningspercentage en van het scheurenpatroon in het beton (voltooid of onvoltooid). Daar het maatgevende moment nog niet bekend is wordt een schatting van ω_d gedaan. Hier wordt gerekend met een fictieve E-modulus (een rekengrootheid E_f) bepaald voor de maatgevende doorsnede met een voltooid scheurenpatroon in een gebruikssituatie op het tijdstip $t=\infty$ volgens:

$$E_f = 3500 + 520 \cdot \omega_d \cdot 10^3 \quad (7)$$

Voor het wapeningspercentage wordt 1% gekozen. De fictieve E-modulus bedraagt hiermee $8.7 \cdot 10^6 \text{ kN/m}^2$. De dikte van de wand wordt in eerste instantie op $h=1000 \text{ mm}$ aangenomen.

Ter simulatie van de wandwrijving op de ruwe betonwand wordt gebruik gemaakt van de eerder genoemde interface-elementen. Interface-elementen aangebracht op een wand introduceren een reductie op de sterkteparameters (wrijvingshoek en cohesie) van de grond. Voor het vlak grond/bentoniet, met resten op de binnenzijde van het paneel door schubvorming, kan een waarde $R=0.3333$ worden overwogen. Voor het vlak grond/beton wordt vaak een hogere waarde van $R=0.8$ gehanteerd. Hier zal worden gerekend met een algemene waarde voor een ruwe wand $R=0.6667$.

12.6.3 groutanker

E / elasticiteitsmodulus

De E-modulus hangt af van de soort voorspanstaven maar verschilt niet bijzonder veel. De E-modulus van spanstaven bedraagt $E(\text{staaf})=210 \cdot 10^3 \text{ N/mm}^2$. Voor voorspankabels bestaande uit geslagen strengen ligt deze waarde iets lager en bedraagt $E(\text{streng})=200 \cdot 10^3 \text{ N/mm}^2$.

a / ankerpunt

Voor een eerste berekeningsopzet wordt uitgegaan van één ankerrij. De hoogste positie van deze verankering hangt o.m. af van het niveau tot waartoe de te verankeren constructie reikt. De sluiswand komt in zijn uiteindelijke fase tot aan het maaiveld. Voor het plaatsen van het prefab-element is nog iets minder dan 1 m nodig zodat de diepwand zelf tot ongeveer NAP+5.0 reikt. Bij ter plaatse gemaakte diepwanden is de bovenste laag van het plastische beton vaak verontreinigd met bentoniet. Dit verontreinigde beton (enkele decimeters) wordt meestal weggehakt totdat het schone beton in zicht komt. Om het anker van voldoende beton in de nabij omgeving te voorzien om zich vast te zetten wordt uitgegaan van een maximaal ankerniveau van NAP+4.5.

Het is mogelijk om ankers onder de waterspiegel aan te brengen. De methode om onder water ankers te plaatsen is echter veel gecompliceerder en duurder. Hier wordt er van uitgegaan dat de ankers boven het grondwaterniveau worden geplaatst om de kosten van speciale technieken of gecompliceerde werkwijzen uit te sparen. Wordt de ruimte tussen de diepwanden ontgraven om de ankers te plaatsen, dan moet rekening worden gehouden met het verticale evenwicht van de resterende kleilaag. Om voldoende grond tegen opbarsten te houden is het mogelijk de "kuip" alleen daar te ontgraven waar ankers worden geplaatst, aan de randen. In het midden van de "kuip" kan de ontgraving later volgen. Deze optie is mogelijk in PLAXIS door de diagonaal van de elementen 59 en 60 om te draaien en bij de eerste ontgraving slechts de bovenste

driehoek uit te zetten. Op deze manier blijft er voldoende grond aanwezig tegen opbarsten en kunnen er ankers worden aangebracht.

Het lager plaatsen van een anker verhoogt de belastingen op het anker maar beperkt daarentegen weer de vervormingen van de wand en de buigende momenten en dat is weer gunstig voor de eindsituatie van de wand.

Conclusie: het geen gebruik maken van een verticale bemaling staat het in den droge aanbrengen van ankers toe tot NAP+4.5. De kostenbesparing op een bemaling vergt het afstemmen van het bouwproces op de te verwachten extreme waterstanden. Als uitgangspunt wordt dan ook gerekend met een ankerniveau NAP+4.5 m.

e / h.o.h-afstand ankers

De h.o.h.-afstand e van de ankers wordt bij voorkeur kleiner of gelijk genomen aan de breedte van de wapeningskorven en dus indirect aan breedte van de diepwandpanelen. Op deze manier kunnen alle panelen op een zelfde positie van een doorvoercilinder voor de ankeras worden voorzien. Uniformiteit van de panelen voorkomt vergissingen bij het plaatsen en beperkt de fabricagekosten (leer-effect).

De breedte van de panelen hangt af van economische eisen en uitvoerings-technische eisen. Een kleine paneelbreedte verhoogt de bouwkosten doordat het aantal handelingen wordt vergroot (meer voegen, meer bouwfassen) en de bouwtijd verlengt. Een grote paneellengte vereist extra aandacht voor de stabiliteit van de wand van het ontgraven paneel. De stabiliteit is vooral van belang in niet-samenhangende grond waarvan bij dit project ook sprake is. De stabiliteit van de paneelwand is afhankelijk van:

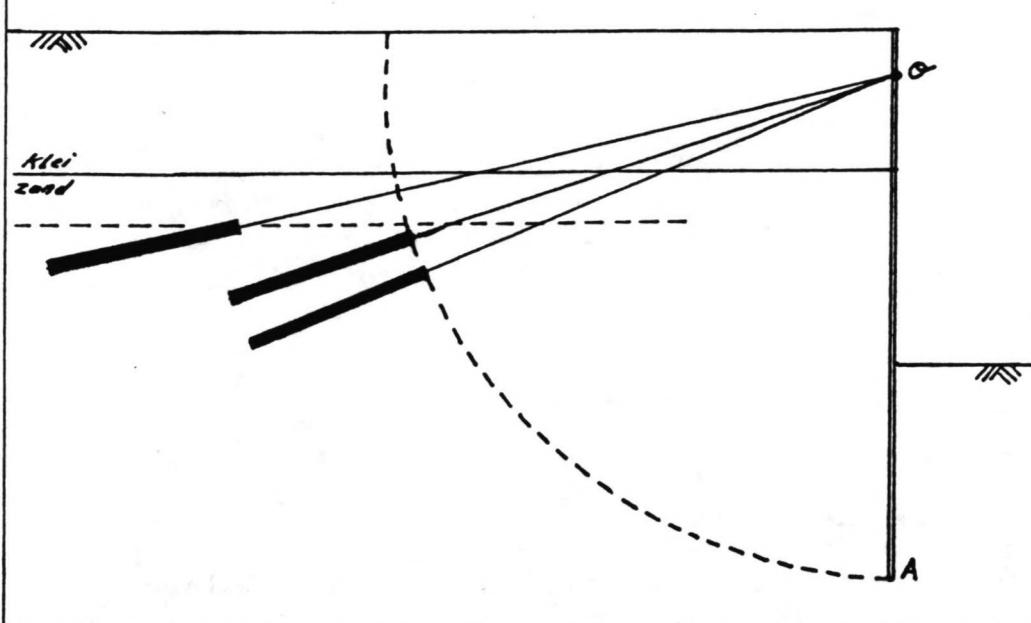
1 - het niveau van de bentonetsuspensie

De praktijk heeft uitgewezen dat tussen de stijghoogte van het grondwater en het niveau van de suspensie een hoogteverschil groter dan 1 m moet zitten. De aanwezigheid van een stuweiland van NAP+5.1 en een maaiveld op NAP+6.0 vereist volgens deze wens al het optrekken van de geleidebalken tot enkele decimeters boven het maaiveld. Het veel verder verhogen is niet altijd wenselijk.

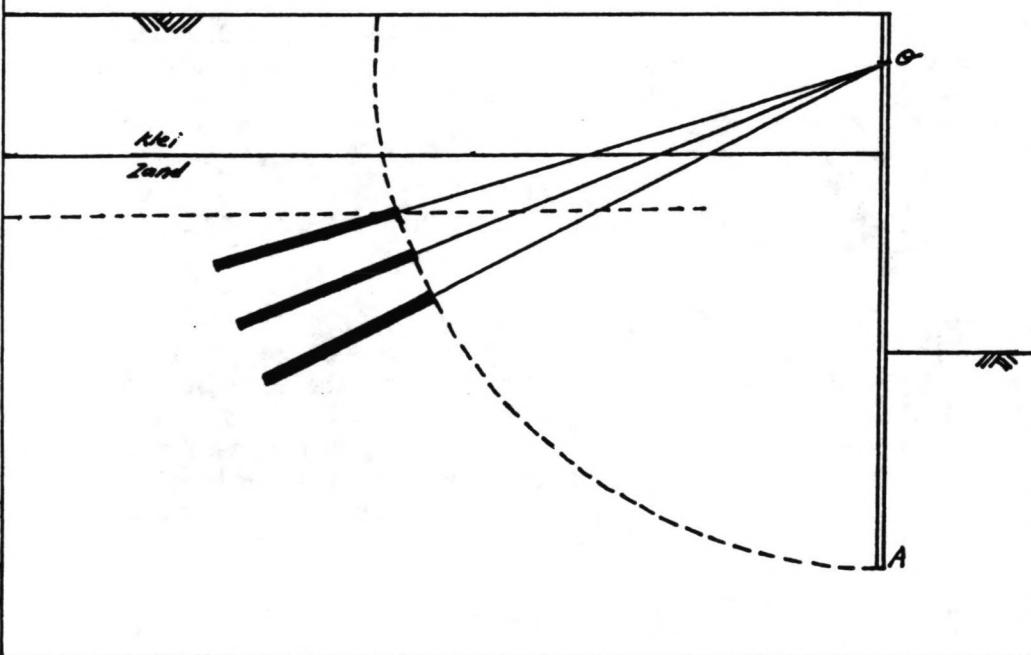
2 - het volumieke gewicht van de bentonetsuspensie

Door vervuiling met gronddeeltjes kan het volumieke gewicht toenemen van 1040 tot 1200 à 1250 kN/m³. De mate van verontreiniging is niet te controleren en vermindert daarentegen ook de specifiek benodigde eigenschappen van het bentoniet waardoor het bentoniet moet worden vervangen.

A



B



Figuur 64

3 - de boogwerking van de korrelspanningen

Aan de voor en achterzijde van een paneel werken horizontale korrel- en waterspanningen. Water- en korrelspanningen houden elkaar in evenwicht doordat deze spanningen enerzijds "rechtstreeks" via de bentoniet worden overgedragen en anderzijds door de vorming van een drukboog rond het paneel door korrelspanningen. Een breed paneel maakt het totstandkomen van een dergelijke drukboog lastig en moeten er meer spanningen via het bentoniet worden afgevoerd.

Een groot paneel vergt dus meer steundruk van het bentoniet daar het aandeel van de boogwerking dan minder is. De opties 1 en 2 zijn echter gelimiteerd van toepassing zodat optie 3 meer dient te worden benut. Om verzekerd te zijn van stabiele paneelwanden lijkt het wenselijk naast een verhoogde bentonietniveau, een beperkte paneellengte te kiezen. Hier wordt in eerste instantie een ankerafstand van $e=4$ m genomen.

α / ankerhoek

De ankerhoek α is van belang in verband met [figuur 64]:

1 - De aanwezigheid van andere constructies nabij de ankers.

Dit effect is van weinig belang. De winst in horizontaal ruimtebeslag bedraagt met een variërende hoek α tussen 15 en 26.57 (1:2) voor ankers met $L=16$ tot $L=25$ niet meer dan 2 m. Dit is verwaarloosbaar.

2 - De starheid van de ondersteuning voor de diepwand.

Een vlakker geplaatst anker reageert gunstiger voor de diepwand daar de ankerstijfheid en de voorspanning beter worden benut.

3 - De verticale belasting op de diepwand.

Een steiler geplaatst anker geeft grotere verticale lasten, grotere verticale vervormingen en een grotere doorbuiging van de wand.

4 - De stabiliteit van de ankerrij.

Ankers in ankerrijen worden doorgaans achtereenvolgend ±5° rond de gemiddelde ankerhoek geplaatst om elk anker een groter grondvolume te beschikking te stellen om zijn belasting op af te dragen. De "plaatwerking" zal bij de hier toe te passen configuraties met diep in de zandlaag geplaatste ankers echter niet optreden. Een andere stabiliteitseis is, dat het ankerlichaam zich voldoende ver in het zand bevindt. Hier wordt de eis gesteld dat het hoogste punt van het ankerlichaam zich minstens 2 m onder de kleilaag op NAP+1.5 bevindt.

5 - De praktijk.

Als minimale praktische hoek voor het aanbrengen van ankers is $\alpha(-)=10$. Dit resulteert in een minimale gemiddelde ankerhoek $\alpha(\text{gem})=15$.

Om niet met te hoge veiligheden rekening te moeten houden wordt er de voorkeur aan gegeven de ankerhoek flauwer te houden dan $\alpha=26.57$ (1:2). Hier wordt in eerste instantie

gekozen voor een gemiddelde ankerhoek $\alpha=18.43$ (1:3).

d / ankerlichaam

Voor het voorspansysteem met groutankers worden doorgaans ankerlichamen toegepast met een lengte $d=3$ m tot $d=5$ m. Hier wordt van de maximaal wenselijke lengte uitgegaan die niet meer dan $d=6$ m bedraagt. Bij grotere benodigde ankerlengten wordt de ankerconfiguratie heroverwogen. Bij groutankers wordt de grondweerstand per m' ankerlichaam in het ontwerpstadium gesteld op $P(u)=100$ kN/m'. Deze weerstand is in de eerste plaats afhankelijk van de groutdruk waarmee wordt geïnjecteerd. Deze groutdruk bedraagt normaal 1 tot 2 N/mm². Met extra aandacht voor de uitvoering kan de grondweerstand worden opgevoerd tot $P(u)=150$ a 200 kN/m.

L(t) / ankerlengte

Voor een eerste grove benadering en veilige afschatting wordt uitgegaan van een bezwijkmechanisme volgens een glijcirkel met het middelpunt in het anerpunt. De lengte van de ankers moet dan minimaal gelijk zijn aan de straal van de afschuifcirkel door de wandvoet plus een overlengte dusdanig dat het anker de cirkel doorsnijdt: $L(t)=r(\text{cirkel})+L(\text{over})$. Het middelpunt van de glijcirkel ligt bij het anerpunt op de wand, de minimale lengte wordt hiermee gesteld op $L(\min)=16.5 \approx 17$ m. Voor de overlengte wordt de lengte van het ankerlichaam genomen. Het is voor de stabiliteit gunstig om het ankerlichaam in zijn geheel buiten het gebied waar de grond plastische vervormingen vertoont te leggen. De lengte van het ankerlichaam wordt op een gewenst maximum van $d=6$ m gesteld. Als eerste schatting wordt aldus een ankerlengte van $L(t)=23$ m aangenomen. Een andere eis die van invloed is, is het feit dat het ankerlichaam over zijn volle lengte voldoende ver in de zandlaag zit. Met een minimale ankerhoek $\alpha(-)=18.43-5=13.43$ en de eis dat er 2 m zand boven het ankerlichaam moet zitten, komt de minimale ankerlengte op $L(\min)=24$ m en de totale ankerlengte op $L(t)=24+6=30$ m. Een alternatief is om de gemiddelde, en minimale ankerhoek dusdanig te verhogen dat met een $L(\min)=17$ m toch 2 m zand boven het ankerlichaam zit.

De ankerhoeken worden dan gelijk aan:

- minimale ankerhoek $\alpha(-) = 17.6$
- gemiddelde ankerhoek $\alpha(\text{gem}) = 22.6$
- maximale ankerhoek $\alpha(+) = 27.6$

De effectieve ankerlengte $L(\text{eff})$ zoals die voor het programma PLAXIS moet worden ingevoerd ter bepaling van de veerstijfheid K waarmee het anker wordt gemodelleerd, is de theoretische ankerlengte waarvoor geldt dat het uiteinde van dit theoretische anker niet verplaatst. Voorspanankers worden in eerste instantie tot 120% van hun uiteindelijke werklast

Belangrijkste karakteristieken van Dywidag-spanstaven

staafsoort en diameter mm	staal- kwaliteit FeP N/mm ²	opper- vlak mm ²	breek- kracht kN	aanvangs- voorspan- kracht (0,75) kN	werkvoor- spankracht (0,65) kN	minimale kromte- straal elastisch m'	minimale kromte- straal plastisch m'
glad							
26,0	1030	531	547	410	356	15,90	3,90
32,0	1030	804	828	621	538	19,50	4,80
32,0	1230	804	989	742	643	10,75	4,80
36,0	1030	1018	1049	787	682	21,90	5,40
36,0	1230	1018	1252	939	814	12,10	5,40
schroefgeribd							
15,0	1080	177	191	143	124	8,10	3,00
26,5	1030	551	568	426	369	16,20	5,30
26,5	1230	551	678	509	441	8,90	5,30
32,0	1030	804	828	621	538	19,50	6,40
32,0	1230	804	989	742	643	10,75	6,40
36,0	1030	1018	1049	787	682	21,90	7,20
36,0	1230	1018	1252	939	814	12,10	7,20

Figuur 65

overspannen om het anker in het zand vast te zetten. De werklast komt in het gebruiksstadium nooit hoger dan 100% zodat de ankervoet ook niet zal verplaatsen. De effectieve ankerlengte is bij voorspanankers gelijk aan de totale lengte. Bij niet-voorgespannen ankers zoals MV-ankers, zal de ankervoet wel verplaatsen. De effectieve lengte wordt dan geschat op $L(\text{eff})=1.5*L(\text{tot})$.

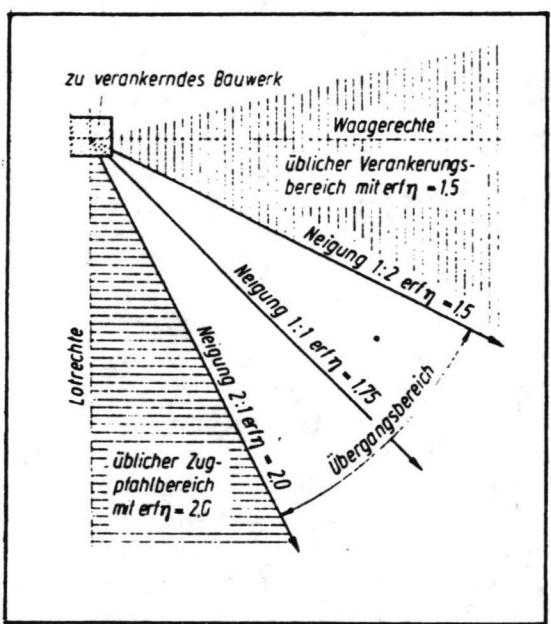
$P(\infty)$ / werkvoorspankracht

De bovengrens voor de voorspankracht waarop ankers worden afgespannen is afhankelijk van het type anker en de bijbehorende breekracht. Meestal worden groutankers van grondkerende wanden afgelaten tot 60 à 80% van de uiteindelijke werklast. Door verdere ontgraving en belasting van de wand loopt de ankerkracht op tot 100%. Grondkerende wanden worden door de voorspanning tegen de grond ingetrokken. Als het de wand niet toegestaan wordt weer naar voren te bewegen (hoge voorspanning), wat een eis kan zijn, dan wordt de wand met een grotere gronddruk belast dan een wand die wel naar voren mag bewegen (lagere voorspanning). Om deze reden worden grondkerende wanden waarvan wordt geaccepteerd dat ze naar voren bewegen en aldus op een lagere gronddruk kunnen worden berekend, niet hoger voorgespannen dan 60 à 80% van de uiteindelijke werklast.

In verband met de nodige corrosiebescherming van het hoogwaardige voorspanstaal is het beter om gladde spanstaven (Dywidag-systeem) toe te passen dan spankabels bestaande uit strengen [figuur 65]. Gladde staven zijn makkelijker en beter van een corrosiebescherming te voorzien. Voor permanente ankers die constant onder het water niveau verkeren is een goede corrosiebescherming essentieel. Het breken van een anker heeft catastrofale gevolgen en kan eveneens een kettingreactie van bezwijkende ankers op gang brengen. Als eerste schatting worden Dywidag-spanstaven Ø36 gebruikt met een staalkwaliteit FeP 1230, een breekracht van $P_u=1252$ kN en een werkvoorspankracht van maximaal $P_\infty=814$ kN. Hier wordt een voorspankracht van $P_\infty=400$ kN/anker gekozen. Om 60 à 80% van de werklast als voorspanning aan te brengen, dient de voorspankracht iteratief te worden bepaald.

12.7 controleparameters

Het geheel van diepwand en anker wordt gecontroleerd op een aantal voorwaarden/eisen om de geschiktheid van de configuratie te beoordelen.



Figuur 66

I verankering

De veiligheid van een verankering wordt gerelateerd aan een aantal bezwijkmechanismen:

- 1 - overschrijden treksterkte staal
 $f^*[T+P_\infty] < P_s$, met $f=1.75$
- 2 - overschrijden aanhechtsterkte cementsteen/staal
- 3 - overschrijden schuifweerstand groutlichaam/zandgrond
 $f^*[T+P_\infty] < P_u$

Hierin zijn:

f	-	veiligheidsfactor
T	-	ankerbelasting door externe lasten
P_∞	-	werkvoorspankracht in het anker
P_s	-	breekkracht voorspananker
P_u	-	uittrekkerkracht (grondweerstand)

Het bezwijkmechanisme 1 moet ten alle tijden worden voorkomen daar dit mechanisme een kettingreactie kan veroorzaken door opeenvolgende breuk van naastliggende ankers. Aangenomen wordt dat de aanhechtsterkte grout/ankerstaal voldoende is en dat mechanisme 2 aldus niet zal optreden. Mechanisme 3 is te prefereren daar dit bezwijkpatroon langzaam zal plaatsvinden. De ankerkracht zal als functie van de vervormingen afnemen.

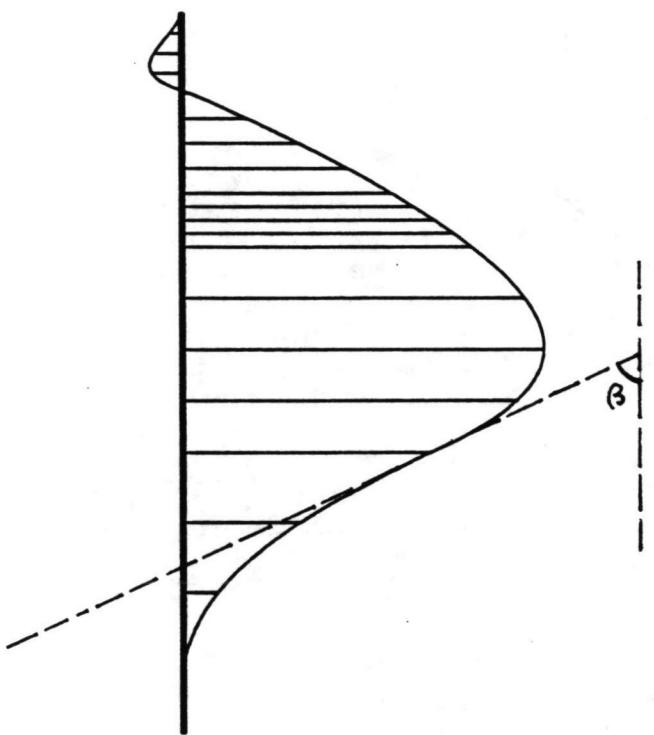
Voor de veiligheidsnorm f voor het falen van permanente ankers volgens mechanisme 1 wordt in de DIN 4125 de waarde $f=1.75$ aanbevolen. Voor de veiligheidsnorm f voor het falen van permanente anker volgens mechanisme 3, worden de volgende waarden aanbevolen [figuur 66]:

$$\begin{aligned} 0 &< \tan(\alpha) < 0.5 & \text{dan } f=1.5 \\ 0.5 &< \tan(\alpha) < 2 & \text{dan } f=1.75 \end{aligned}$$

Een groutanker ontleent zijn stabiliteit aan de wrijvingsweerstand tussen het door het grouten onder druk opgespannen grondmassief rond het ankerlichaam en de zandgrond. Het ankerlichaam moet over zijn hele lengte voldoende door zand worden omgeven. De ankerlichamen mogen niet te dicht onder de kleilaag zitten om de overdruk bij het grouten niet aan consolidatie van de kleilaag te verliezen en ze mogen ook niet te dicht bij andere ankers zitten om elkaar niet te veel in de krachtsafdracht te beïnvloeden.

II diepwand

Om als constructie goed te functioneren is het voor de diepwand wenselijk niet te veel door te buigen. Kleine vervormingen in de orde van grootte van centimeters zijn



Moments in sheet pile
Extreme moment 1.48E+03 units

Figuur 67

acceptabel. De doorbuiging van de wand wordt bepaald als de horizontale verplaatsing van de wand t.o.v. de uitgangssituatie. De verticale vervormingen zijn voor de constructie als geheel niet van belang. De doorbuiging wordt zo klein mogelijk gehouden met het gebruik van acceptabele middelen. Als streefwaarde wordt gesteld: $w(\max) < 10 \text{ cm}$.

De diepwand dient het maximale optredende moment, vermenigvuldigd met een veiligheidsfactor $f=1.7$, met een acceptabel wapeningspercentage kunnen opnemen.

Voor de dwarskrachtbelasting is de dikte van de wand en eventuele dwarskrachtwapening van belang. PLAXIS biedt geen optie tot het berekenen van het verloop van de dwarskracht in de wand. Deze wordt afgeleid uit de momentenlijn volgens $\tan(\beta) = dM/dx = Q$ [figuur 67]. Wordt geen dwarskrachtwapening aangebracht, dan dient de dwarskracht te voldoen aan de eis:

$$1,7 \cdot \frac{Q_{\max}}{h} < \frac{1}{2} \cdot f_{ct,oo} = 0,6 \text{ N/mm}^2 \quad (8)$$

De voorspanankers oefenen een geconcentreerde belasting uit op de diepwand. Indien de weerstand tegen doorponsen te klein is, moet er speciale wapening rond de ankerpunten worden geplaatst in de vorm van bijvoorbeeld een kruisnet. De ponskracht wordt berekend volgens:

$$F_p = f_{ct,oo} \cdot \pi \cdot d \cdot \left(2 \cdot \frac{b}{\pi} + d \right) \quad (9)$$

Voor de veiligheid tegen doorponsen wordt een waarde $f=2$ gevist.

III constructie

Het geheel van diepwand en grond dient voldoende stabiel te zijn tegen bezwijken. Voor een handberekening van het interne evenwicht van de grondmoot achter de diepwand, worden alle krachten op de moot meegenomen als externe belastingen [bijlage 11]. Met de bekende diepwandafmetingen en ankerconfiguratie, kan de maximaal toegestane ankerkracht worden bepaald. Tussen deze ankerkracht en de werklast moet een veiligheid $f=1.5$ of $f=1.75$ zitten, afhankelijk van de ankerhoek α [I verankering].

PLAXIS biedt ook de mogelijkheid de stabiliteit van een constructie te bepalen. De stabiliteit van een (geotechnische) constructie kan worden gedefinieerd als zijnde het quotiënt

van de belasting in de gebruiksfase en in de bezwijkfase. In PLAXIS wordt een andere definitie gehanteerd namelijk het quotiënt van de werkelijk aanwezige sterkte en de gereduceerde sterkte waarbij net of net geen bezwijken optreedt. De sterkte van een geotechnische constructie wordt bepaald door de sterkeparameters van grond d.i. de hoek van inwendige wrijving ϕ en de cohesie c .

In PLAXIS zit een optie om de stabiliteit van een constructie te bepalen door de sterkeparameters af te laten nemen. De rekenmethode van deze z.g. ϕ - c -reductie laat de sterkeparameters van de grond in een aantal stappen afnemen en laat de constructie vervormen. Bij een horizontale last/verplaatsingslijn is de maximale veiligheid tegen bezwijken bereikt, en wordt weergegeven door het hiervoor gedefinieerde quotiënt. Hier wordt een veiligheid van $f=1.5$ geëist.

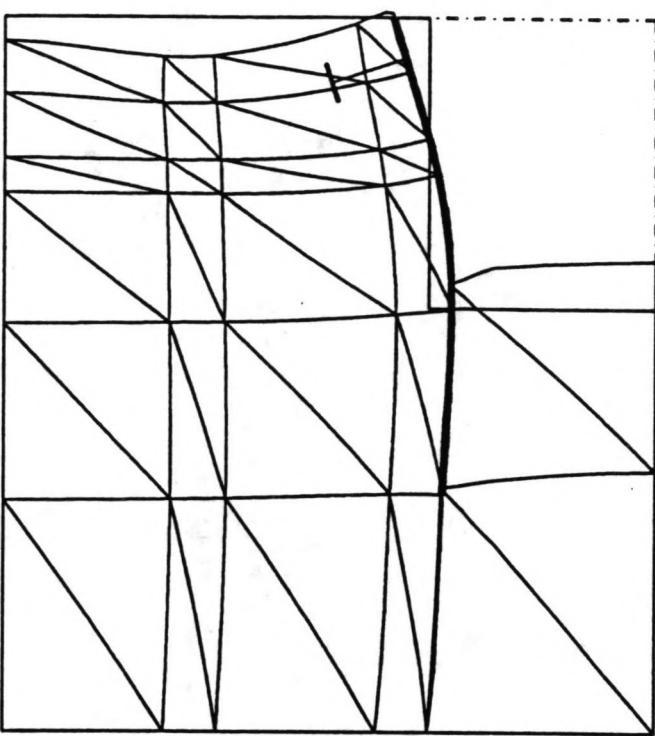
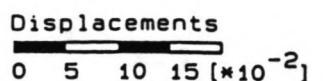
12.8 optimalisatie en dimensionering

12.8.1 inleiding

Voor de optimalisatie van het systeem anker/wand komen meerdere parameters in aanmerking. Uit de eisen en wensen van de vorige paragrafen, kan een eerste configuratie worden afgeschat. Door controle aan de hand van de eisen/wensen, kan de constructie iteratief worden verbeterd door één of meerdere parameters aan te passen. Omdat alle parameters van zowel anker als wand elkaar beïnvloeden, is een systematische werkwijze gevuld. Als eerste wordt de verankering geoptimaliseerd naar de gestelde eisen/wensen waarbij de geschatte parameters van de wand als constanten worden verondersteld. Nadat de ankerconfiguratie is "vastgelegd", worden de diepwandparameters, indien nodig, aangepast en volgt een controle van de anker- en diepwandparameters samen in een configuratie.

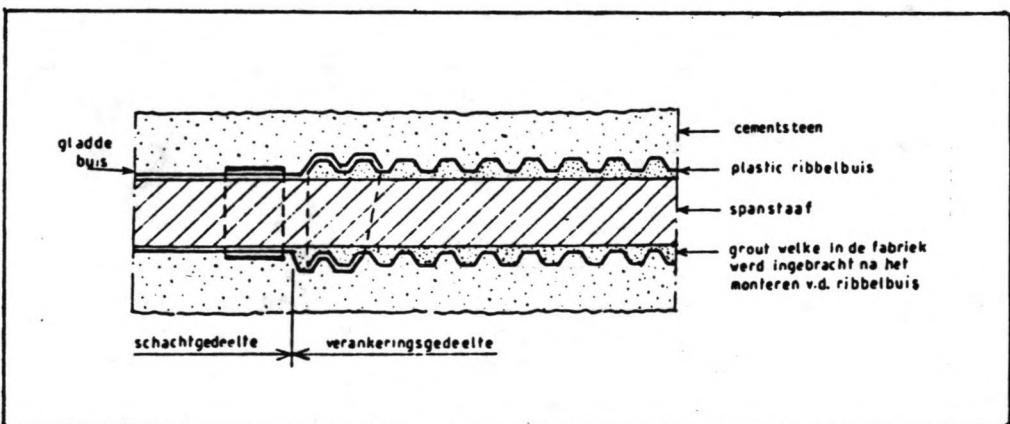
12.8.2 anker geometrie

Uit de voornoemde afwegingen en eisen kan een eerste ankerconfiguratie worden afgeschat. Deze configuratie blijkt niet stabiel: de ankers breken bij de maatgevende situatie. Door meerdere ankers te plaatsen wordt een stabiele configuratie verkregen [afschatting I].



Figuur 68

Deformed mesh, scaled up (down)
Extreme displacement 4.65E-02 units



Figuur 69

afschatting ankerconfiguratie groutanker					
geschatte parameters			I	II	
ankerpunt	a	[+NAP]	4.5	4.5	
ankerhoek	α	[graden]	22.7	22.7	
ankerlengte	L(tot)	[m]	23	23	
ankerdoorsnede	A	[mm ²]	1018	1018	
h.o.h-afstand	e	[m]	1	1	
ankerstijfheid	K	[kN/m ²]	4597.4	4597.4	
voorspankracht	P(∞)	[kN/m]	400	400	
		[kN/anker]	400	400	
breekkracht	P(s)	[kN]	1252	1252	
berekende grootheden					
max. doorbuiging	w(max)	[mm]	39.2	36.6	
max. pos. moment	M(max)	[kNm/m]	1465.6	1482.3	
additionele belasting T		[kN/m]	169.2	162.4	
totale ankerkracht T+P(∞)		[kN/m]	569.2	562.4	
		[kN/anker]	569.2	562.4	
veiligheid t.o.v. P(s)		[-]	2.2	2.2	

[tabel 16]

De orde van grootte van de maximale doorbuiging blijkt voor een wand die 11 m grond keert, zeer acceptabel (0.36%). De gekozen voorspanning van 400 kN/anker blijkt 70% te bedragen van de uiteindelijke werkkracht. Ook dit is voldoende. De veiligheid t.o.v. breken van het anker is groter dan de vereiste waarde $f=1.75$. Uit de vervormde toestand [figuur 68] blijkt, dat de slappe klei achter de diepwand onder de last van de gronddam, fors samendrukt, plaatselijk 2 tot 4 cm. Deze samendrukking geeft opgelegde vervormingen voor de ankerstang en introduceert extra buig-trekspanningen naast de reeds aanwezige trekspanningen in de ankers en zal het beschermende grout fors doen scheuren. Deze buig-trek-spanningen zijn mogelijk doordat het "vaste" ankerpunt niet verticaal verplaatst evenals het groutlichaam dat ver genoeg in het zand zit. De tussenliggende ankerstang buigt wel door. Een extra hoge veiligheid t.o.v. breken is hier niet misplaatst evenals een tweede beschermlaag rond het anker in de vorm van een z.g. ribbelbuis [figuur 69]. Een breekveiligheid $f=2$ wordt als verhoogde maatstaf gehanteerd. Een verhoogde veiligheid resulteert echter wel in een duurdere constructie doordat de ankers niet verder uiteen kunnen worden gezet.

Andere opties ter aanpassing van de ankerconfiguratie:

1 - Het opvoeren van de voorspanning tot $P_a=450$ Kn per anker (uiteindelijk 75% van de totale werklast), biedt geen constructieve voordelen: de maximale vervorming blijft van dezelfde orde van grootte, het maximale positieve moment neemt toe (2%), de totale ankerkracht neemt toe (6%) en de veiligheid t.o.v. breken neemt af tot $f=2.1$.

Bij schatting I werd het ankerpunt bij de overspanfase, ongeveer 5 cm tegen de grond ingetrokken en komt in de maatgevende gebruiksfase weer 4 cm naar voren. Deze forse verplaatsing is deels terug te voren op het model vanwege de feit dat de glijmodulus G van de klei in het in PLAXIS gebruikte Mohr-Coulomb-model een constante waarde heeft. Doordat de grond bij het overspannen van het anker wordt samengedrukt, zou deze feitelijk stijver moeten gaan reageren. De G-modulus moet toenemen.

2 - Het kiezen voor een anker met dezelfde staalkwaliteit en een kleinere doorsnede ($\varnothing 32$, $A=804 \text{ mm}^2$, $P_s=989 \text{ Kn}$) geeft een veiligheid tegen breken weinig groter dan het gestelde minimum van $f=1.75$.

3 - Het toepassen van een gelijke staafdiameter met een mindere staalkwaliteit (FeP 1030 i.p.v. FeP 1230) heeft in het model alleen effect op het afnemen van de veiligheid tegen breken tot $f=1.8$. Ten opzichte van de minimale veiligheid $f=1.75$ is dit geen verbetering inzake de te verwachten extra buig-trekspanningen in het anker. Een lagere staalkwaliteit is wel gunstiger tegen corrosie. Hogere staalkwaliteiten worden sneller door corrosie aangetast dan lagere staalkwaliteiten.

4 - het verder uiteen plaatsen van de ankers tot $e=1.5$. Deze optie verhoogt de netto belasting per anker door de extra 0.5 m tegenover de kleine reductie door een kleinere K-waarde, en verlaagt de veiligheid tegen breken tot $f=1.9$.

5 - Het aanpassen van de ankerlengte heeft een klein effect op de K-waarde en een nog veel kleiner effect op de krachtswerking. Uit eerder oriënterende berekeningen is gebleken dat de additionele belasting T op de ankers belangrijk minder dan evenredig wijzigt met de stijfheid K van de verankering: een verdubbeling van K doet T met ongeveer 10%-20% toenemen. Een verkorting van L(tot) met 1 m doet T aldus met minder dan 1% toenemen. Dit is een verwaarloosbaar effect op T.

6 - Het toepassen van een tweede ankerrij. Dit heeft pas enig effect indien de tweede rij enkele meters onder de eerste wordt geplaatst daar de beide rijen anders gelijk zullen reageren als de oude enkele rij. Een tweede rij kan de vervormingen, die toch al zeer acceptabel zijn, verder reduceren en beperkt ook de momenten. Er kan winst behaald worden door een dunne wand toe te passen. Anderzijds vereist een tweede ankerrij ook het gebruik van een verticale bemaling en voegt het een extra bouwfase toe (kostenverhogend) en werkt het een gecompliceerde spanprogramma voor de ankers met meer spanfasen in de hand. De eerste ankerrij zal een spanverlies ondergaan a.g.v. het spannen van de tweede rij. Het weinige constructieve voordeel van een tweede zal het waarschijnlijk afleggen tegen het grotere financiële nadeel.

De gekozen configuratie I blijkt weinig te kunnen worden verbeterd. Bij het dicht naast elkaar plaatsen van de ankers moet erop gelet worden dat de afstand van de ankerlichamen ruim genoeg is om de ruimtelijke krachtsafdracht niet te veel te beperken. Met een gemiddelde ankerhoek $\alpha(\text{gem})=22.7$, de wens om met $\alpha(-)$ en $\alpha(+)$ in het gebied tussen 10 en 26.57 (1:2) te blijven en een ankerlengte van $L(\text{tot})=23$ m wordt de minimale onderlinge afstand tussen twee opeenvolgende ankerlichamen bijna 3 m. Dit is acceptabel.

12.8.3 diepwand

De ankerconfiguratie werd benaderd met geschatte parameters voor de diepwand.

1 - hoogte $H=18$ m

De hoogte, indirect feitelijk de "inheidiepte" van de wand is van belang voor de stijfheid van de inklemming aan de onderzijde van de wand. Een grote "inheidiepte" geeft een stijvere inklemming, kleinere vervormingen en een lagere belasting T op de ankers daar een stijvere afvoerpunt meer belasting naar zich toe trekt. Een vergroting van de wand met 1 m tot $H=19$ m heeft een nihil effect op vervormingen moment en ankerbelasting zodat deze weg niet voor verdere optimalisatie in aanmerking komt. Een verkleining van de wand zal de vervormingen en het maximale moment doen toenemen en zal de algemene veiligheid tegen bezwijken doen afnemen.

2 - breedte $b=4$ m

De breedte van de wand hing samen met o.a. de praktische uitvoering, de stabiliteit van het met bentoniet-suspensie gevulde gat en de onderlinge afstand van de ankers. De

modificaties aan de ankergeometrie geeft geen redenen de breedte verder aan te passen. De breedte van de panelen dient verder aan de hand van een uitvoerige economische optimalisatie met inachtneming van bouwtijd, inzet materieel en personeel te worden vastgesteld. In dit project komt dit niet meer aan de orde.

3 - dikte $h=1 \text{ m}$
E-modulus $E=8700 \text{ N/mm}^2$

De buigstijfheid EI van een wand in het gebruiksstadium op $t=\infty$ is afhankelijk van de van de betondoorsnede, de betonkwaliteit en het wapeningspercentage volgens $EI=E_f * I$ waarin de fictieve waarde E_f wordt bepaald volgens formule (7) [literatuur 5].

De waarde van E werd geschat op $E=8700 \text{ N/mm}^2$. Door een combinatie van h en ω_d moet getracht worden de EI -waarde te benaderen. Een afwijking van 10% wordt toegestaan omdat dit geen significante invloed heeft (minder dan 1%) op de vervormingen, momenten en ankerkrachten. Het beton van de diepwand haalt bij normale uitvoering een kwaliteit B25, als wapening wordt meestal een staalkwaliteit QRn met een vloeistand van 400 N/mm² toegepast. Voor deze combinatie van materialen en het feit dat de diepwand een statisch onbepaalde constructie is, gelden volgens de betonmechanica voor het minimum en maximum wapeningspercentage voor wanden tussen $h=1000 \text{ mm}$ en $h=1200 \text{ mm}$ de volgende waarden: $\omega_{\min}=0.17\%$ en $\omega_{d,\max}=1.05\%$.

Nee,
500
 N/mm^2
De 400 N/
 mm^2 is
niet meer
in de
handboek

Met betrekking tot de toe te passen wapening wordt een zo groot mogelijke diameter ($\varnothing 40$) toegepast en wordt als aanvullende eis gesteld dat de staven minimaal 10 cm tussenruimte bieden om voldoende ruimte te laten om het beton goed om de wapening te laten stromen d.i. een h.o.h.-afstand groter dan 140 mm. Naast de twee constructieve eisen wordt een economische eis gesteld m.b.t. de kosten per m^2 wandoppervlak welke uiteraard zo laag mogelijk dienen te zijn.

De combinatie van ω_d , d en h moet aldus voldoen aan de volgende drie eisen:

- 1 - $1.7 * M_{\max} < M_u$
- 2 - $0.9 * EI_0 < EI_{req} < 1.1 * EI_0$ (bij benadering)
- 3 - laagste kosten per m^2 wandoppervlak

Aangenomen wordt dat de wapening aan de grondzijde van de wand en de verdeelwapening bij elke combinatie gelijk is. Voor de kosten wordt uitgegaan van f 500,-/m³ diepwand en f 1.50/kg wapeningsstaal (grote diameter). De opties worden in de volgende tabel weergegeven.

combinaties diepwanddikte h en wapening						
$c = 70 \text{ mm}$		beton B25 staal QRn 400 $M_{rcq} = 2491.5 \text{ Knm/m}$				
h [mm]	A [mm ² /m]	hoh [mm]	M(u) [kNm/m]	ω_d [%]	EI [kN/m ²]	kosten [fl/m ²]
1000	8976	140	2294.8	0.99	7.25e5	- vn -
1050	8976	140	2474.3	0.94	8.16e5	- vn -
1100	8976	140	2653.8	0.90	9.06e5	655.7
	8107	155	2478.8	0.81	8.56e5	645.5
1150	8976	140	2833.3	0.85	1.07e6	680.7
	7616	165	2524.4	0.73	9.22e5	664.7
1200	8976	140	3012.8	0.82	1.11e6	705.7
	6981	180	2505.1	0.63	9.79e5	682.2

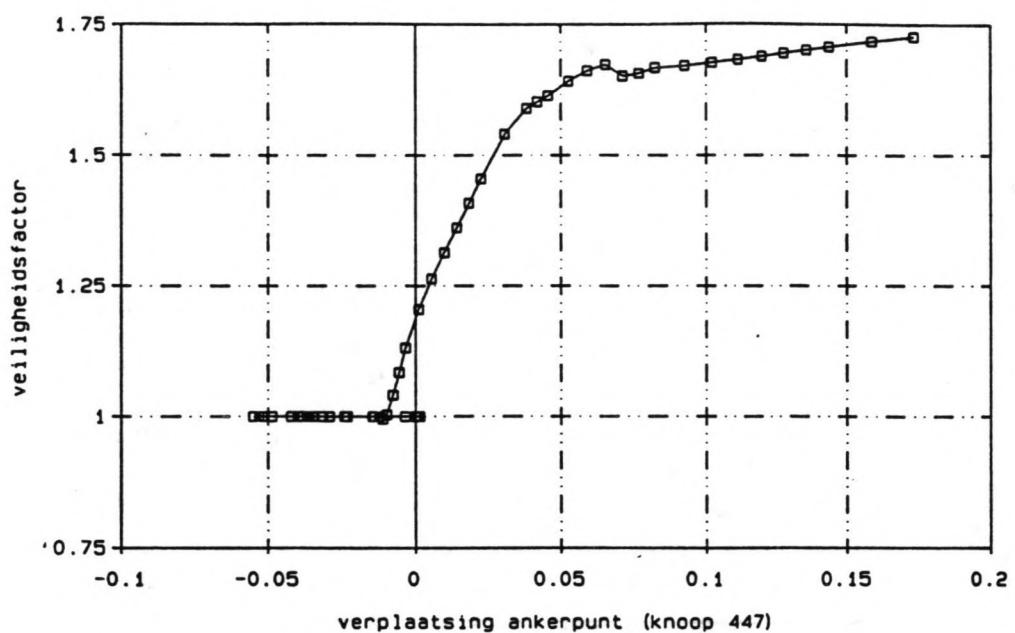
[tabel 17]

Conclusie: de eerder geschatte combinatie met $h=1000$ en $\omega_d=1\%$ blijkt qua sterkte niet te voldoen. Een vergelijking van de resultaten uit de voorgaande tabel levert als uitkomst dat de combinatie $h=1100/\omega_d=0.81$ aan alle drie de eisen voldoet: ze is relatief gezien het goedkoopste, voldoet aan de sterkteeis en aan de eerder gestelde extra voorwaarde. Hierbij wordt wel vermeld dat de waarde $h=1100 \text{ mm}$ geen reële dikte voor een diepwand is. Hiervoor in de plaats zou eerder de praktische dikte $h=1200 \text{ mm}$ gekozen moeten worden i.v.m. de beschikbare breedten van de grijpers.

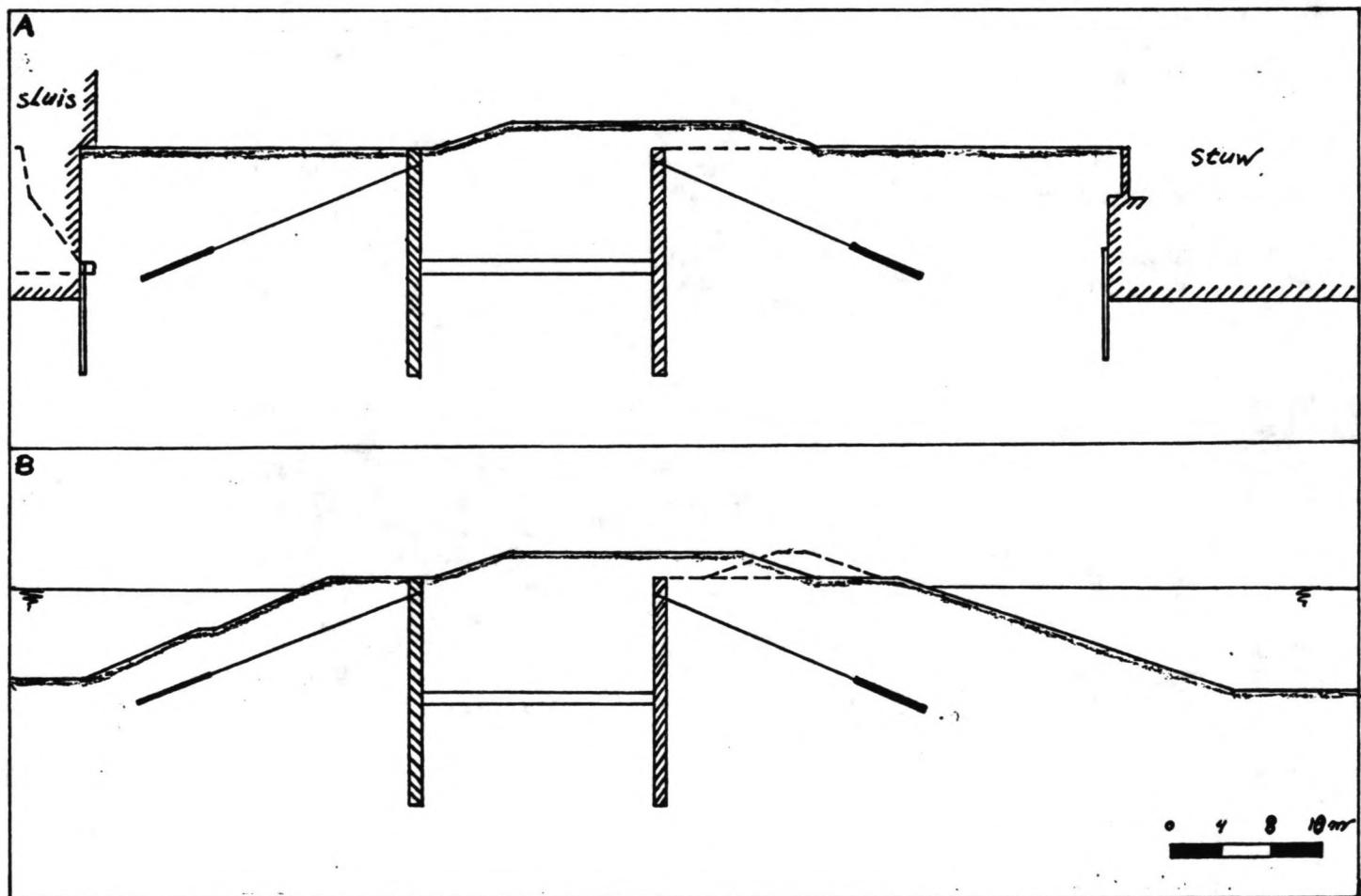
De buigstijfheid van de diepwand van afschatting I en de in voorgaande tabel bepaalde buigstijfheid, verschillen zo weinig dat het gedrag van het model niet significant andere uitkomsten zal geven. Een teruggrijdende berekening met de oude ankerconfiguratie en de nieuwe diepwandparameters blijkt dit vermoeden te onderschrijven [schatting II, tabel 16].

Ter vergelijking van het gedrag van een voorspananker en een MV-anker wordt de gekozen ankerconfiguratie voor groutankers toegepast op een MV-anker met een bezwikkkracht van een gelijke orde van grootte. Daar het om totaal verschillende ankersystemen gaat met verschillende krachtwerkingen, is het niet zinvol de uitkomsten exact te vergelijken. Opvallend is echter wel dat de momenten en de ankerkrachten van dezelfde orde van grootte zijn. Ook blijkt dat de positieve verplaatsing van het ankerpunt groter is dan die bij een voorspananker. De drie maal grotere rekstijfheid K van MV-ankers blijkt minder effectief dan een voorspanning.

veiligheidsfactor phi-C-reductie



Figuur 70



Figuur 71

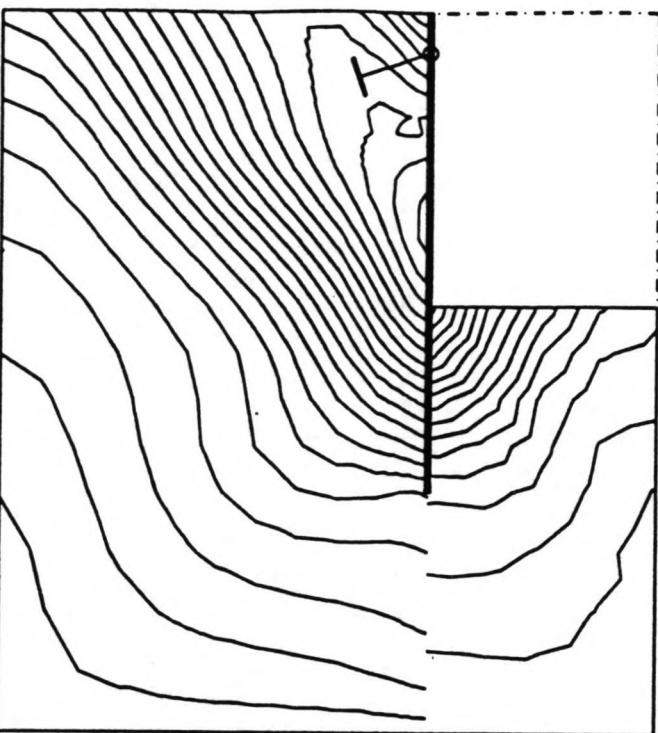
ankerconfiguratie MV-anker			
geschatte parameters		afschatting III	
ankerpunt	a	[+NAP]	4.5
ankerhoek	α	[graden]	22.7
ankerlengte	L(tot)	[m]	23
ankerdoorsnede	A	[mm ²]	3400
h.o.h-afstand	e	[m]	1
ankerstijfheid	K	[kN/m ²]	15354.8
voorspankracht	P(∞)	[kN/m]	0
		[kN/anker]	0
breekkracht	P(s)	[kN]	1224
berekende grootheden			
max. doorbuiging	w(max)	[mm]	64.8
max. pos. moment	+M(max)	[kNm/m]	1507.3
additionele belasting T		[kN/m]	502.4
totale ankerkracht T+P(∞)		[kN/m]	502.4
		[kN/anker]	502.4
veiligheid t.o.v. P(s)		[-]	2.4

[tabel 18]

12.9 controle

12.9.1 controle veiligheid

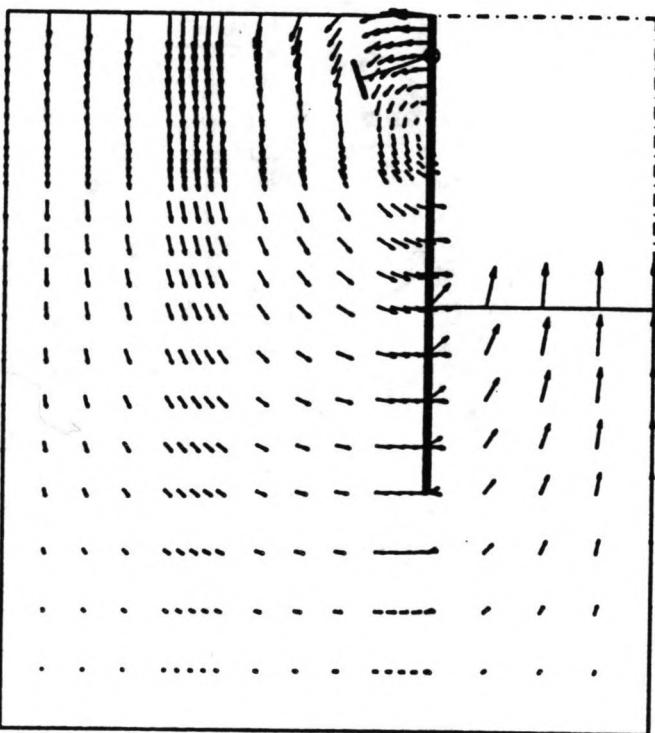
Zoals eerder gesteld, dient de gekozen configuratie te worden gecontroleerd op een aantal eisen. De ankers hebben een veiligheid van $f=2.2$ tegen breken en voldoen hiermee ruim aan de eis van $f=1.75$. Het bezwijken van de ankers tegen uittrekken uit de grond kan worden gecontroleerd aan de hand van het inwendige evenwicht [bijlage 11]. De veiligheid hierbij bedraagt bij benadering $f=3.6$ en dat is meer dan een dubbele veiligheid op de geëiste waarde $f=1.5$. De ankers kunnen blijkbaar korter worden uitgevoerd. Voor de diepwand wordt de maatgevende dwarskracht uit de momentenlijn bepaald. Hieruit blijkt dat, als er geen extra dwarskrachtwapening wordt toegepast, er een veiligheid tegen afschuiven bestaat van $f=1.9$ en dat is weinig meer dan de vereiste waarde $f=1.7$. Voor doorponsen t.p.v. het aangrijppunt van de ankerkracht op de wand bestaat een veiligheid van $f=9$, wat extreem ruim is [bijlage 10].



Figuur 72

Contours of displacement increments

Minimum value 0.00E+00 units; Maximum value 1.25E-02 units



Figuur 73

Displacement field
Extreme displacement 4.65E-02 units

Wordt op de hier gekozen configuratie de ϕ -c-reductie toegepast, dan blijkt een bezwijkveiligheid van ruim 1.7 te bestaan wat weer ruim boven de gestelde eis van $f=1.5$ is [figuur 70]. Uit figuur 70 blijkt dat de veiligheid aan het eind van het gekozen aantal rekenstappen, nog niet aan zijn topwaarde is. Wel blijkt uit de figuur dat er halverwege het proces een intern bezwijkmechanisme optreedt in de vorm van een afschuiving (duik in grafiek) waarna versterking van de grond optreedt.

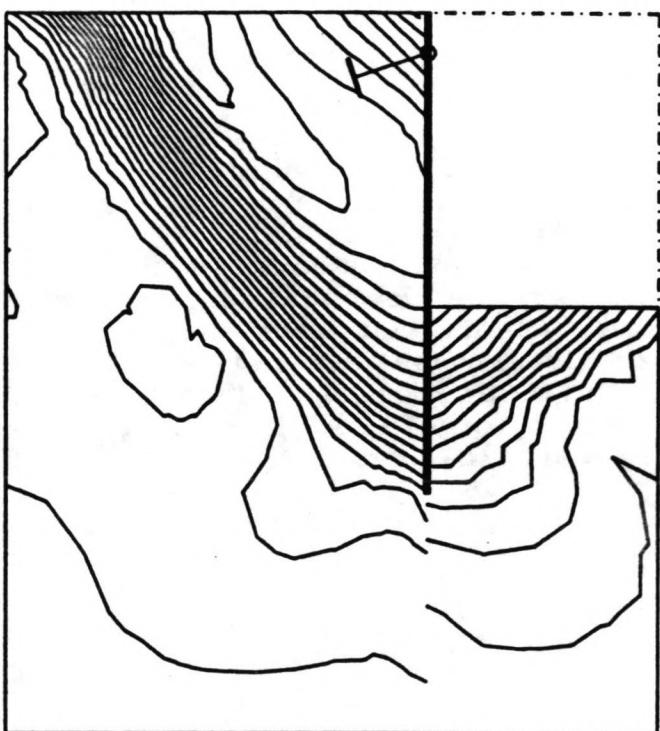
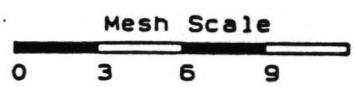
Conclusie: uit het voorgaande blijkt dat de configuratie op de constructieve eisen een voldoende tot ruime veiligheid bezit. Een verdere optimalisatie zou enkele van deze eisen verder aan moeten scherpen. Het te veilig construeren is namelijk ook duurder construeren.

12.9.2 controle voorkeurlocatie

De definitieve configuratie heeft enig gevolg voor de ruimtelijke inpassing. De grote ruimte die de verankering in de breedte inneemt vereist het enigszins opnieuw inpassen van de sluis in zijn directe omgeving [figuur 71]. De ankers moeten voldoende ver van de oude sluis komen te liggen en er moet toch ruimte overblijven voor een waterscheidingsdam. De twee maatgevende doorsneden van het eiland tonen aan dat een beide voorwaarden wordt voldaan. De eerder geplande kistdam aan de kanaalzijde (links) kan komen te vervallen tenzij de uitvoering extra terrein op het eiland vergt. Dit zou mogelijk kunnen zijn bij het afzinken van het bovenstroomse caissonhoofd.

12.10 evaluatie

Als eerste wordt gekeken naar het model waarmee gerekend is. Over de linker rand van het model is nog discussie mogelijk. Uit de contouren van de verplaatsingen [figuur 72] en uit het totale verplaatsingsveld [figuur 73], blijkt dat de rand niet ver genoeg naar links is gesitueerd. Punten op en vlak bij de linker rand blijken kleine, verticale verplaatsingen te ondergaan. Wil het model hiervan geen enkele verstoring ondervinden dan zouden de punten op de linker rand slechts zeer kleine verplaatsing mogen ondergaan. Het feit dat de verplaatsingen hier toch vrij klein zijn t.o.v. andere punten in het model, mag geconcludeerd worden dat de invloed hiervan op de uitkomsten verwaarloosbaar is. Ook de onderrand is een discussiepunt. Het is goed mogelijk dat het verder naar boven of beneden leggen van deze rand een ander effect heeft op de



Figuur 74

Contours of displacement increments

Minimum value 0.00E+00 units; Maximum value 3.82E-03 units

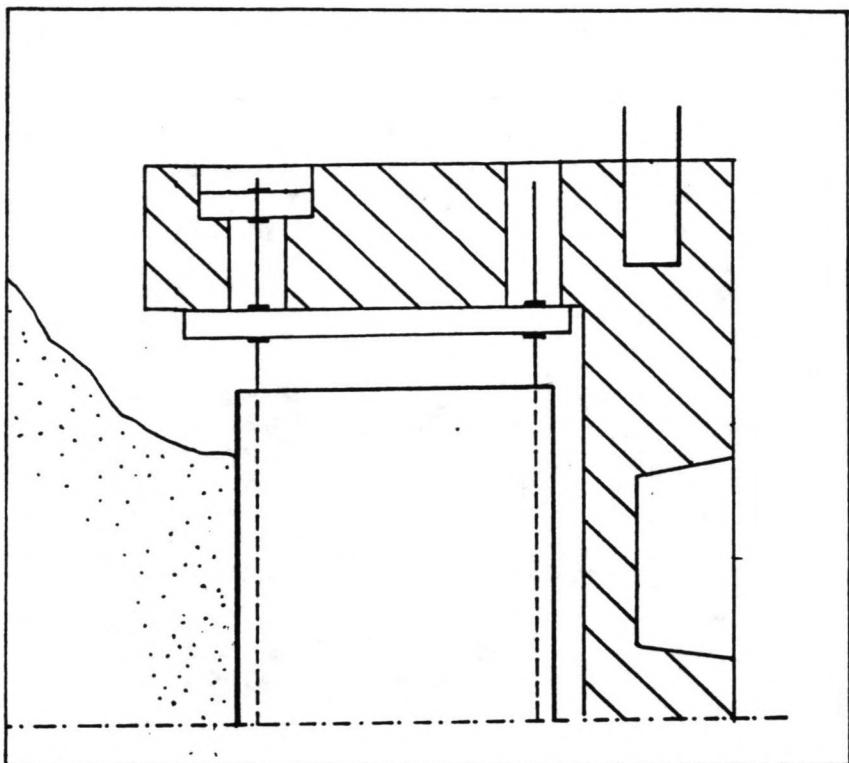
belasting van het verval op de wand. Verdere optimalisering van het model zelf zou hierover uitsluitsel moeten geven.

Uit de contourlijnen behorende bij het bezwijkstadium van de constructie [figuur 74] blijkt dat deze zich concentreren rond het "rechte" afschuifvlak van het wigvormig bezwijkmechanisme. De grove aanname dat zich een afschuifmechanisme in de vorm van een glijcirkel zou ontwikkelen was blijkbaar niet juist. De aanname t.a.v. de benodigde ankerlengte was te veilig. Het mogelijk verkorten van de ankers brengt de hoge veiligheid tegen uitrekken van de ankers van $f=3.2$ naar beneden en bespaart aldus op de bouwkosten.

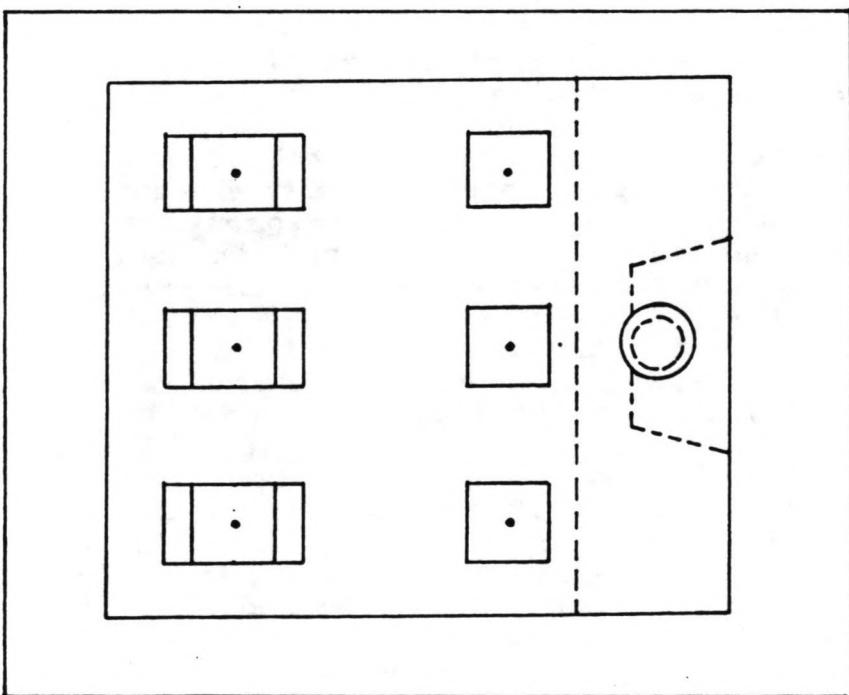
Met betrekking tot PLAXIS zelf kunnen in het kader van dit project nog een paar opmerkingen worden gemaakt. Het aanbrengen van voorspanning in de ankers blijkt enig inzicht in de modellering te vereisen. Het blijkt dat PLAXIS nog niet echt gereed was op het rekenen met voorspanankers. Het niet aan kunnen brengen van momentbelasting op een wand, zoals hier feitelijk vereist was, behoort ook tot de beperkingen van het programma evenals het slechts aanwezig zijn van 2 load systems waardoor het aanbrengen van externe lasten niet geheel via de realistische volgorde kan geschieden. Bij dit project was dat echter van minder belang.

12.11 detail prefab-element

Daar de diepwand altijd zal vervormen door belasting, zal het voorfront van de wand nooit verticaal zijn en altijd een bolling vertonen. Zijden van prefab-elementen zijn echter geheel vlak. Dit betekent dat er over de hoogte van het element een kleine ruimte tussen diepwand en element zal bestaan. Het opvullen van deze ruimte kan door grout via een opening in de bovenzijde van het element te storten. Dit volgrouten is echter alleen van belang als er drukkrachten door scheepsstoten op het voorfront worden uitgeoefend. Bij trekbelasting zal het grout scheuren vertonen en mogelijk verbrokken. Het volgrouten is zodoende van weinig effect. Om het grout achter het element vast te houden, kan het element van flexibele doch stevige profielen worden voorzien, flexibel genoeg om ribbels en uitstekende hobbels op het ruwe wandoppervlak overall te volgen en stevig genoeg om onder de belasting van het verse grout niet te vervormen. Dit zijn tegenstrijdige eisen t.a.v. het profiel en is bovendien lastig te realiseren. Vooral het overbruggen van hobbels die ontstaan door plaatselijk instabiele wanden, zijn met profielen moeilijk te overbruggen. Het volgrouten werkt eveneens kostenverhogend.



Figuur 75



Figuur 76

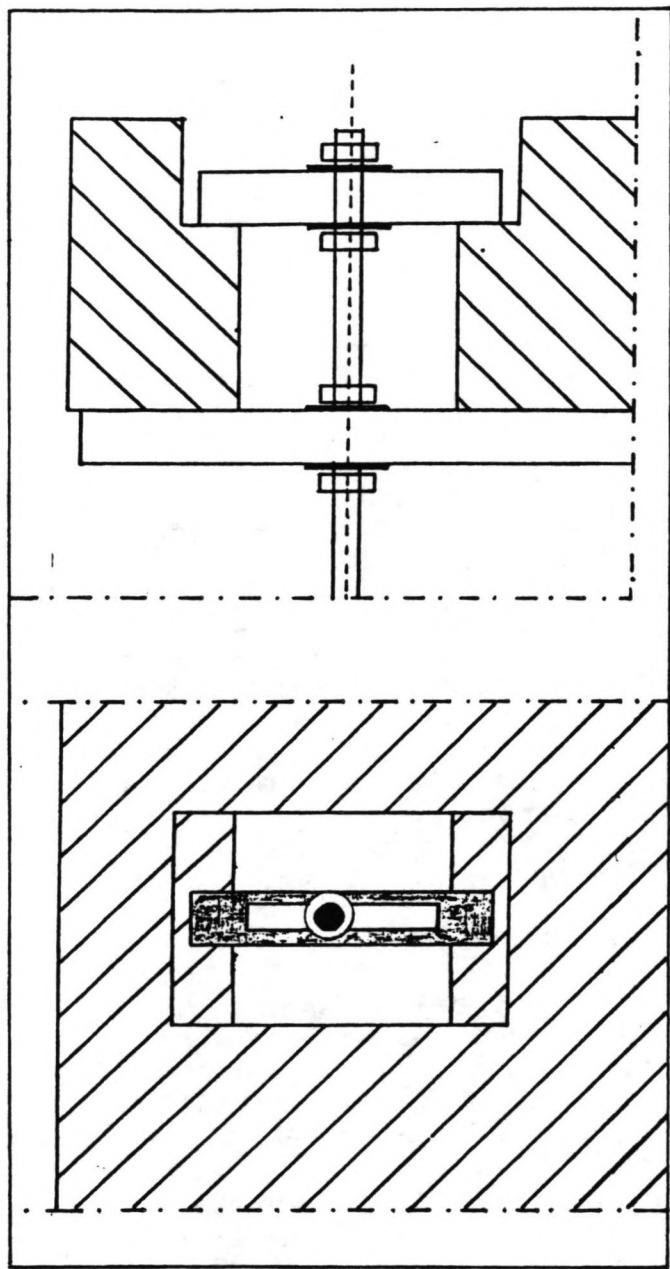
Een deels meegevend (doorbuigend) element is gunstiger voor de ontwikkeling van de drukkrachten op het element [bijlage 8]. Drukkrachten komen van schepen die tegen de wand aanvaren of afmeren. De kinetische energie van een varend schip moet opgenomen worden door de wand waardoor de wand zal vervormen en de kinetische energie omzet in potentiële energie:

$$E_{kin} = 0.5 * m * v^2 \Leftrightarrow E_{pot} = \alpha * F * \delta$$

Een starre aanmeerconstructie vervormt weinig, waardoor F groter zal worden. Het voldoende laten vervormen van de elementen beperkt aldus druklasten op de elementen en de diepwand en beperkt de benodigde wapening in de prefab-elementen.

Een bevestiging van de elementen aan de zijkant van de diepwand is niet noodzakelijk. Een bevestiging van de elementen boven de waterspiegel is wel noodzakelijk voor de opname van kracht en moment door de scheepbelasting. Een praktische manier om te stellen kan geschieden m.b.v. de verticale stekeinden die boven de wand uitsteken (o.a. einden t.b.v. inhangen wapeningskorf) [figuur 75]. De stekeinden van de wandwapening worden boven het beton afgebrand en door koppelingen doorverbonden met staven voorzien van een schroefdraad. M.b.v. deze schroefdraad en bouten kan een stalen element tussen de voor- en achterwapening worden gesteld en vastgezet. De prefab-elementen worden van voldoende ruime gaten voorzien die over de draadeinden passen. De gaten moeten dusdanig ruim zijn om maattoleranties in de plaatsing van de wapeningskorven op te vangen [figuur 76]. Stekeinden van naast elkaar liggende korven staan nooit precies in het gelid en korven zelf kunnen iets geroteerd om de lange as in de bentoniet zijn geplaatst. De gaten kunnen niet te groot worden gemaakt opdat de doorsnede van het element niet teveel verzwakt.

Tijdens de plaatsprocedure wordt het totale eigen gewicht van het element opgenomen door de stelbalk en de verticaal geplaatste draadeinden. Het aantal draadeinden en doorvoergaten wordt bepaald door de sterkeis van de draadeinden en de stabiliteit van het element tijdens de stelfase [bijlage 12]. Bij voorkeur worden zo min mogelijk draadeinden en doorvoergaten per element toegepast. Een horizontale last is in dit stadium nog niet aanwezig maar als extra veiligheid wordt met een stootbelasting op een element rekening gehouden die een resulterend kracht geeft van $F(\text{stoot})=50$ kN. Een stootbelasting van dien aard wordt veroorzaakt door slordig manoeuvreren met materieel als kranen en voertuigen. Een staaf mag onder de maatgevende belasting niet vloeien. Het zwaartepunt van een prefab-element blijkt dermate ver buiten de diepwand te liggen dat het achterste oplegspunt feitelijk op trek wordt belast. Het element dient dus te worden vastgezet [figuur 77] om kippen te voorkomen



Figuur 77

worden verwijderd. Voor elke staaf wordt een gebruikelijke veiligheid voor staal van $f=1.5$ geëist. Per element blijken 6 draadeinden met een diameter van 40 mm te voldoen.

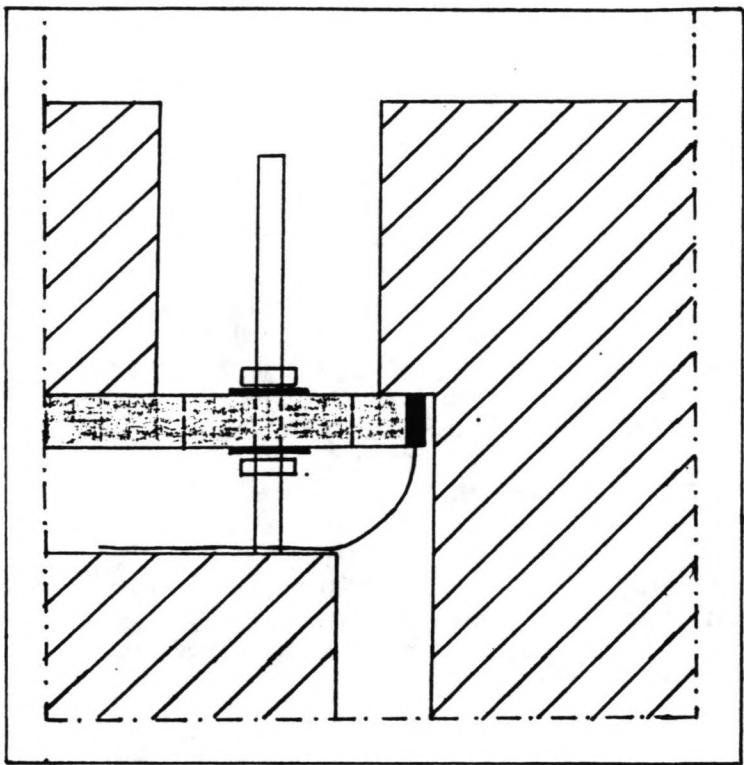
Om de stabiliteit van het element ook in de gebruiksfase te waarborgen wordt het element met de staven verbonden en ondersabed middels krimp-arme mortel. De sparingen in het element en de ruimte tussen de bovenzijde van de diepwand en de elementen kunnen makkelijk met mortel worden volgestort via de sparingen [figuur 77]. Om te voorkomen dat de mortel via de ruimte tussen diepwand en prefab-element wegstromt, dient de ruimte tussen bovenzijde diepwand en onderzijde element te worden afgesloten aan de kolkzijde. Deze afsluiting moet stijf genoeg zijn om de morteldruk te weerstaan en moet nagenoeg hermetisch aansluiten op de diepwand aan de onderzijde en het element aan de bovenzijde. Het toepassen van met weefsel gewapend folie is een optie. Een verbinding met het stelp profiel kan d.m.v. inklemming tussen twee metalen strippen en een boutverbinding [figuur 78 en 79]. Een verbinding met het diepwandbeton kan door plaatselijk een snee in het folie te maken en de folie rond de staven rond te drapperen. De hoge wrijvingscoefficient tussen folie en beton en het vullen via de voorste gaten (kolkzijde) verhindert het meeslepen van het folie en het wegvloeien van de mortel.



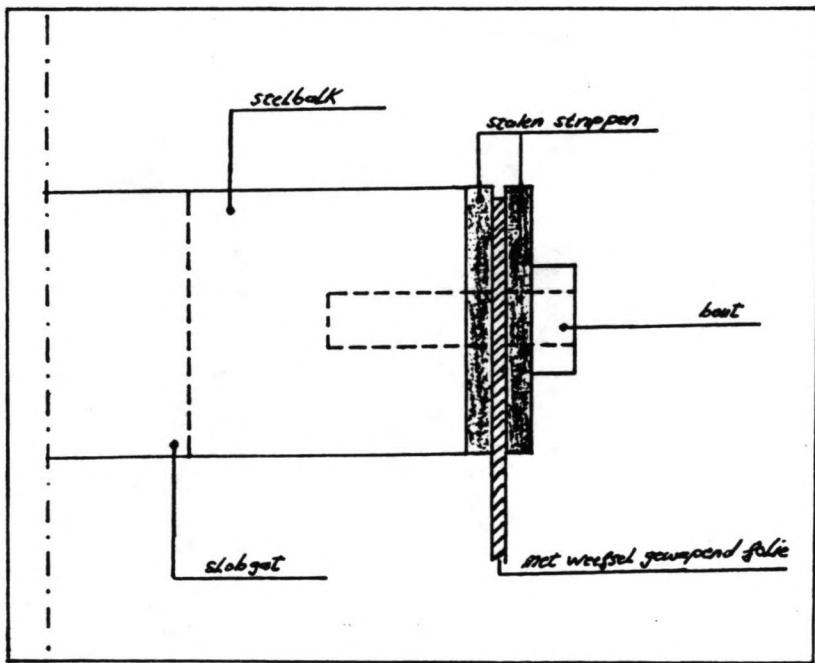
op de laaste bladzijde van bijlage

12 Zeg je de veiligheid wordt niet
verhoogd. Wat denk je daarvan te doen?

Bovendien de bijlage 12
wordt in de tekst hier in het
onder niet genoemd.



Figuur 78



Figuur 79

HOOFDSTUK 13
AFSLUITING

13.1 kosten

Om aan het ontwerp een advies inzake de kostprijs te verbinden, werd door de Bouwdienst, afdeling Kostprijszaken van Rijkswaterstaat, een ontwerp kostenraming gemaakt [bijlage 13]. In deze raming zijn de directe kosten voor de diepwandconstructie opgenomen zoals die in dit rapport werd ontwikkeld waarover een aantal standaard procentuele bedragen voor winst, risico, algemene kosten en onvoorzien kosten zijn berekend. Voor de verwerking van de indirecte kosten dient een uitgebreider onderzoek plaats te vinden t.a.v. de uitvoering. De kernbedragen van de kostenraming worden hier weergegeven.

ontgraven en verwerken	52.563,-	
post "grondwerk droog"		52.563,-
nat ontgraven	354.536,-	
egaliseren bodem	17.500,-	
zanddicht filterdoek	44.450,-	
steenbestorting	367.100,-	
post "grondwerk nat"		783.586,-
groutankers	1.016.000,-	
post "damwanden en verankerings"		1.016.000,-
diepwanden	3.888.007,-	
aan- en afvoerkosten t.b.v. diepwand	60.000,-	
ruw- schoon hakken bovenkant	21.601,-	
colloidaalbeton	27.500,-	
krimparme mortel	218.500,-	
bekisting krimparme mortel	56.000,-	
prefab-elementen	3.000.000,-	
post "betonconstructies"		7.271.608,-
bevestigingsmiddelen	253.026,-	
stel en klemconstructie	594.300,-	
post "staalconstructies"		847.326,-
<u>sub-totaal directe kosten</u>		<u>9.971.083,-</u>
uitvoeringskosten	5%	498.554,-
algemene kosten	3%	314.089,-
winst en risico	6%	647.024,-
kosten onvoorzien	5%	571.537,-
BTW	18.5%	2.222.616,-
<u>totaal van de geraamde kosten</u>		<u>14.236.759,-</u>

Uit de ontwerp kostenraming blijkt dat aan de hier ontworpen constructie een prijskaartje van ruim f 72.000,- per m sluiskolk kan worden bevestigd. Dit is een bedrag waarvan in dit stadium alleen kan worden gesteld dat het "redelijk acceptabel" is voor een sluis met dergelijke afmetingen. Deze stelling wordt ook door deskundigen onderschreven. Voor een conclusie met meer details is een vergelijking met andere constructies, onder soortgelijke omstandigheden noodzakelijk. Bij dit project resteerde daar echter geen tijd meer voor.

Het totaalbedrag van de geraamde kosten bestaat voor 70% uit directe kosten en 30% indirecte kosten. De grootste kostendragers van de directe kosten zijn:

1 - diepwanden	27%
2 - prefab-element	21%
3 - groutankers	7%

Verder blijken de staalconstructies voor het bevestigen en stellen van het prefab-element toch een aanzienlijk bedrag voor hun rekening te nemen (6%). Voor een verdere economische optimalisatie blijken vooral het prefab-element (met de stelen klemconstructie) en de diepwand zelf in aanmerking te komen.

13.2 conclusies

Uitgaande van de eerder geformuleerde doelstelling, randvoorwaarden en uitgangspunten, worden aan het voorgaande onderzoek de volgende conclusies verbonden:

- 1 - Het blijkt mogelijk op het eerder genoemde eiland dat deel uitmaakt van het stuwencomplex Lith, een sluis te realiseren. De sluis kan dusdanig gesitueerd worden dat aan de meeste nautische, constructieve en planologische randvoorwaarden en uitgangspunten kan worden voldaan.
- 2 - Als bouwmethode voor de sluiskolk blijkt de diepwand, m.b.t. de constructieve aspecten, een acceptabel constructiealternatief voor de situatie in Lith te zijn, mede gezien de voordelen als:
 - beperkt ruimtebeslag op terrein van het eiland.
 - geen bemaling vereist.
 - praktische uitvoerbaarheid.
 - weinig verstoring van de directe omgeving door grondwerkzaamheden.
- 3 - Op de diepwand als kolkconstructie voor andere situaties dan nabij Lith, zijn ook de volgende voordelen van toepassing:
 - de diepwand biedt de mogelijkheid tot het toepassen van een open vloer (=goedkoop) in combinatie met een betonnen wand (=comfortabel voor schepen).

- de diepwand is, qua uitvoering, goed te combineren met zowel een sluishoofd als caisson als een sluishoofd gebouwd in een bouwkuip.
 - een praktische afwerking van de binnenzijde van de kolk, voor voorzieningen als ladders, bolders, haalkommen e.d., is mogelijk.
- 4 - Het uitgangspunt dat een waterscheidingsdam aanwezig moet zijn zoals in de bestaande situatie, is nadelig voor het nieuwe ontwerp:
- het legt een grote beperking op de planologische indeling van het eiland.
 - het levert een extra belasting op de verankering van de noordelijke kolkwand. De ankers moeten op een grotere veiligheid worden berekend, wat weer kostenverhogend werkt. Een optie is om de bovenzijde van de sluis tot NAP+8.0 op te trekken.

13.3 praktijkadvies

Het praktijkadvies dat wordt verbonden aan dit afstudeerproject is het volgende: de diepwand blijkt geschikt om in de situatie nabij Lith als sluiskolk te worden toegepast. Een verder economische optimalisatie, die buiten dit onderzoek is gevallen, is echter wel wenselijk evenals een nauwkeuriger modelonderzoek naar de kwel in de hier behandelde situatie. Het toepassen van de diepwandtechniek voor andere sluizen moet zeker in overweging worden genomen.

Verder werd geconstateerd dat het programma PLAXIS goede mogelijkheden biedt tot het per belasting- c.q. bouwfase simuleren van het deformatiegedrag van geo-technische constructies. De verdere mogelijkheden van PLAXIS zijn in dit onderzoek niet benut. Hier kan zeker worden aanbevolen het pakket PLAXIS 4.0 (september 1991) voor grondmechanische problemen te gebruiken.

13.4 errata

Tijdens dit verslag zijn aannamen gedaan m.b.t. maten waarden en grootheden die achteraf niet geheel in overeenstemming met de realiteit bleken te zijn of die in de praktijk moeilijker realiseerbaar bleken dan van te voren aan de steller dezes bekend was. Enkele van deze foutieve aannamen zijn:

- 1 - de ligging van de drempeldiepte van de nieuwe sluis. Een betere aanslag was om de drempel dieper te leggen dan het niveau van de oude drempel.

- 2 - De grootte van de voorspankracht in de ankers van de damwanden tijdens het afwegen van de diverse sluisconstructies. De waarde van 900 kN is vrij fors te noemen.
- 3 - De grootte van de paallasten op trek en druk voor heipalen. Een treklast van ongeveer 600 kN is toelaatbaar op een heipaal van 400x400 mm.
- 4 - De vloer van gewapend onderwaterbeton verkeert nog in een experimenteel stadium. De kosten die verband houden met een goede uitvoering zullen het totale kostenplaatje wellicht in het voordeel van de ongewapende onderwaterbetonvloer doen vallen.

Omdat de keuzen en waarden pas in een ver gevorderd stadium werden onderkend had het geen zin meer de hierop gebaseerde berekeningen nog te herzien. Met het hier constateren van deze fouten, wordt de lezer er op geattendeerd.

LITERATUURLIJST

- [1] ir. Boutsma e.a.
Methoden ter voorkoming van opdrijving van constructies
KIVI, sectie tunneltechniek, studiegroep II
augustus 1976
- [2] ir. J. Bouvy, ir. Th. Feijen en ir. J. Hofman
Compendium van het voorgespannen beton
's-Hertogenbosch 1985
- [3] ir. J. Bouwmeester
Binnenscheepvaart en scheepvaartwegen
collegedictaat f12N, TU Delft januari 1987
- [4] ir. J. Bouwmeester
Flexibele waterbouwkundige constructies
collegedictaat f4, TU Delft juli 1989
- [5] Prof.dr.ir. A.S.G. Bruggeling e.a.
Theorie en praktijk van het gewapend beton, delen I en 2
Stichting Professor Bakkerfonds, Delft 1986
- [6] Prof.dr.ir. J.C. van Dam
Geohydrologie
collegedictaat f15B, TU Delft januari 1988
- [7] Prof.ir A. Glerum e.a.
Waterbouwkundige kunstwerken
collegedictaat f9N, TU Delft februari 1987
- [8] Prof.ir A. Glerum / dr.ir. P.A. Kolkman
Waterbouwkundige kunstwerken
collegedictaat f9C, TU Delft februari 1986
- [9] W Herth en E. Arndts
Theorie und Praxis der Grundwasserabsenkung
Berlijn 1973
- [10] P. Ph. Jansen
het stuwcomplex in de Maas bij Lith
De Ingenieur nr 42, 1935
- [11] J. P. Jitta
Sluizen
Haarlem 1947
- [12] W. Kyrieleis en W. Sichardt
Grundwasserabsenkung bei Fundierungsarbeiten
Berlijn 1930

- [13] W. Plagemann/ W. Langner
Die Grundungen von Bauwerken, delen 1 en 2
Leipzig 1970 (1), 1973 (2)
- [14] U. Smoltczyk e.a.
Grundbau Taschenbuch, derde oplage
Berlijn 1980
- [15] R.H. van Terwisga
Waterkrachtcentrale in de Maas bij Lith
eindstudie TH Delft, april 1983
- [16] dr.ir. P.A. Vermeer e.a.
PLAXIS tutorial manual
Rotterdam 1990
- [17] Prof.dr.ir A. Verruijt
Grondmechanica
Delft, 1983
- [18] Prof.dr.ir A. Verruijt
Grondwatermechanica
collegedictaat b90, TU Delft oktober 1986
- [19] Prof.ir. Ch.J. Vos e.a
Uitvoeringstechnologie van betonconstructies
collegedictaat g23B, TU Delft maart 1988
- [20] Prof.ir. A.F van Weele
Moderne funderingstechnieken
Delft, maart 1983
- [21] Prof.ir. A.F. van Weele e.a
Bouwputten
PAT0-cursus Civiele Techniek, TU Delft 1984
- [22] Prof.ir. A.F. van Weele e.a.
Funderingstechnieken
collegedictaat g80, TU Delft september 1988
- [23] CUR-rapport 6815

INHOUDOPGAVE

		pagina
HOOFDSTUK 1	INLEIDING	2
HOOFDSTUK 2	LOCATIE	3
2.1.	Basisalternatieven locatie	3
2.2.	Selectie locatiealternatieven	4
2.3.	Keuze voorkeurlocatie	4
HOOFDSTUK 3	SLUISCONSTRUCTIE	7
3.1.	Constructiealternatieven sluis	7
3.2.	Keuzecriteria constructie	7
3.3.	Keuze constructie	8
HOOFDSTUK 4	BESCHRIJVING VAN ALTERNATIEF 2	9
4.1.	Inleiding	9
4.2.	Dimensionering diepwand	9
4.3.	Uitvoeringsmethode sluiskolk	11
4.4.	Werkvolgorde kolk/hoofd	12
HOOFDSTUK 5	SAMENVATTING	13
Literatuur		14

1. INLEIDING

In het uiterste noorden van de provincie Noord Brabant ligt ongeveer 15 km ten noord-oosten van 's-Hertogenbosch het dorp Lith. In de Maas nabij Lith ligt het gelijknamige sluisstuw-complex daterend uit 1933-1934. Het complex bestaat uit een schuifstuw en een schutsluis. Het effectieve kolkoppervlak van de sluis bedraagt 113,5 * 14 m.

Het huidige probleem rond het complex is tweeledig. De Maas staat gekwalificeerd als een klasse-V-vaarweg en is daarmee geschikt voor schepen tot 2000 ton laadvermogen. Naast de klasse-V-schepen doet ook de tweebaksduwvaart behorende tot de klasse VI langzamerhand zijn intrede op de Maas. De sluis bij Lith is niet berekend op deze klasse van schepen, de kolk is te kort om dit soort schepen te kunnen schutten. Anderzijds is de capaciteit van de huidige sluis nu al te klein voor het huidige scheepsaanbod. Lange wachttijden zijn dan ook het gevolg.

Rijkswaterstaat heeft daardoor besloten om nabij het stuwwcomplex Lith een tweede sluis te realiseren. Voor de locatie van de duwvaartsluis wordt op het eiland, dat gevormd werd door de Maas ten noorden en het toeleidingskanaal met de oude sluis ten zuiden van zich, gekozen (fig. 1). De noordoever nabij het complex viel af als locatie daar er inmiddels een waterkrachtwerk was gerealiseerd en een locatie op de zuidoever wordt verworpen daar deze nautisch gezien te ongunstig is.

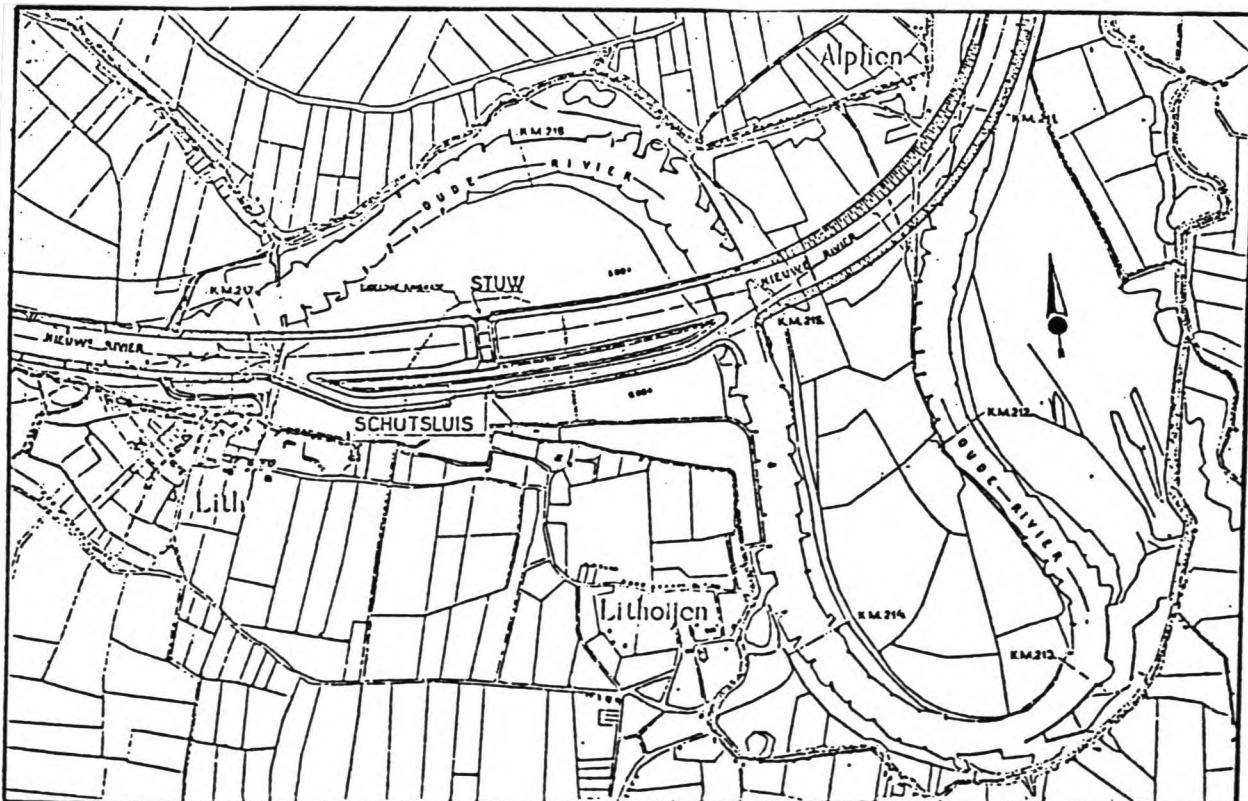
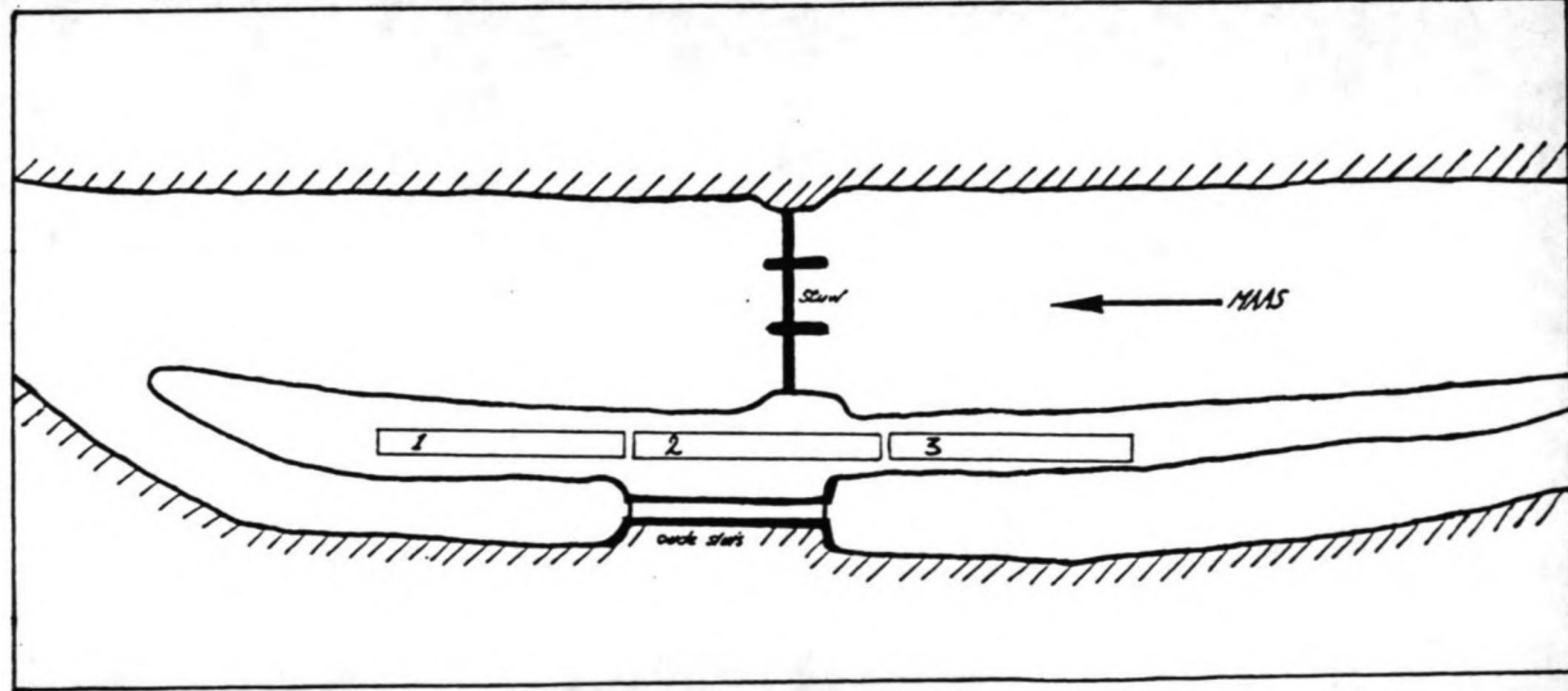


Fig. 1



2. LOCATIE

2.1. Basisalternatieven locatie

In principe kunnen er in eerste instantie drie verschillende z.g. basislocaties op het eiland worden onderscheiden. De basislocatie zijn (fig. 2):

1. ten westen van de sluis en de stuw
2. ongeveer tussen de sluis en de stuw
3. ten oosten van de sluis en de stuw

Locatie 1 wordt dusdanig gesitueerd dat de sluis geheel ten westen van de oude sluis ligt, locatie 2 ligt met zijn kolk over een grote lengte tussen de bastaande kunstwerken en locatie 3 ligt zodanig dat de sluis geheel ten oosten van de oude sluis ligt.

Fig. 2

2.2. Selectie locatiealternatieven

In eerste instantie konden er drie basislocaties worden onderscheiden t.w. 1, 2 en 3 (fig.2). Bij locatie 1 ligt de nieuwe sluis met het oostelijk sluishoofd ongeveer gelijk met het westelijk hoofd van de oude sluis en het oostelijk toeleidingskanaal ligt voor een groot deel tussen de oude sluis en de stuwdam. Een probleem valt direct op: direct benedenstrooms van de sluis is zeer weinig vaarruimte. Voor een vlotte afwikkeling is het wenselijk dat de hele wachtplaats links van het sluishoofd en de geleidewerken komt. De enige mogelijkheid daartoe is de buitenbocht van het westelijk toekoerkanaal. Dit levert moeilijke en gevaarlijke situaties met het manoeuvreren met een duwbak die uit de sluis in westelijke richting vaart en een duwbak die van de wachtplaats de sluis in wil varen. Een duwbak blokkeert bij het uit de sluis varen bijna de gehele breedte van het kanaal nabij de aansluiting naar de rivier en kan moeilijk draaien. Een wachtplaats op deze positie is daarnaast zeer hinderlijk voor de schepen varend van en naar de oude sluis. De verkeersstromen voor de oude sluis en van de wachtplaats van de nieuwe sluis kruisen elkaar. Beoordeeld enkel op de nautische aspecten dient dit alternatief al afgewezen te worden op basis van veiligheid en bruikbaarheid.

Voor de selectie van overige opties is de volgende werkwijze gevolg'd: aan de hand van globale dimensies van sluis, voorhaven, toeleidingskanaal, fuikgedeelte en gronddam worden vele locaties getoetst aan de kwalitatieve en een paar kwantitatieve criteria. Hieruit volgen vier potentiele voor-keurlocaties A t/m D (fig. 3). Deze restende locaties worden verder tegen elkaar afgewogen aan de hand van alle beschikbare criteria. Hieruit volgt een voorkeurlocatie voor de nieuwe sluis.

2.3. Keuze voorkeurlocatie

De locatiealternatieven worden d.m.v. criteria vergeleken. Een aantal vergelijkingspunten die geen significante verschillen tonen, worden hier voor de volledigheid genoemd maar worden niet nader meegenomen in de afweging (factor= "-"). De criteria worden onderverdeeld in kwantitatieve en kwalitatieve criteria en zijn voornamelijk van toepassing op het samenspel tussen locatie, kanaal en scheepvaart (Tabel. 1).

NR	criteria	factor
A kwantitatieve criteria		
A1	uitvaar lengte bovenstrooms	-
A2	uitvaar lengte benedenstrooms	-
A3	kanaal breedte bovenstrooms	-
A4	kanaal breedte benedenstrooms	1
A5	wachtplaats bovenstrooms	-
A6	wachtplaats benedenstrooms	1
A7	kruisende verkeersstromen	2
A8	kosten toeleidingskanaal	2
A9	extra kosten a.g.v kistdam	2
A10	horizontale kwelweg	2
B kwalitatieve criteria		
B1	hinder scheepvaart a.g.v. wachtplaats	4
B2	hinder scheepvaart a.g.v. bouwactiviteit	2
B3	stabiliteit kanaalwanden	3
B4	bereikbaarheid wachtplaats vanaf wal	1

Tabel 1.

Aan de criteria worden weegfactoren verbonden die een maat zijn voor het belang van dat criterium t.o.v. de overige criteria. De toekenning van weegfactoren is echter verre van objectief te noemen en beïnvloed de keuze erg veel. De waarde in een tabel varieert tussen 1 (=slecht) tot 4 (=goed).

Afgaande de weegfactoren en het aantal punten komt de sub-locatie B (fig. 3) (de kolk iets ten zuiden van de kanaalbas, de wachtplaats benedenstrooms aan de noordzijde van het kanaal en de sluis voor het grootste deel naast de oude sluis) als voorkeurlocatie uit de tabel 2 naar voren.

NR	factor	A	B	C	D
A4	1	2	2	1	1
A6	1	1	1	2	1
A7	2	2	1	1	2
A8	2	1	2	4	3
A9	2	3	2	1	3
A10	2	3	4	1	2
B1	4	1	3	4	2
B2	2	3	2	1	3
B3	3	2	2	1	1
B4	1	1	3	3	2
totaal-score		32	45	41	41

Tabel 2.

3. Sluisconstructie

3.1. Constructiealternatieven sluis

Er zijn voor de sluiskolk drie redelijke constructiealternatieven te onderscheiden. Redelijk als financieel aantrekkelijke oplossing of redelijk als bouwalternatief.
De alternatieven voor de sluiskolk zijn:

1. monolietconstructie in een bouwkuip/bouwput
2. diepwandconstructie
3. damwandconstructie

Voor de bouw van de sluishoofden wordt bouwmethode, afgezonken als pneumatisch caisson, toegepast.

3.2. Keuzecriteria constructie

De criteria worden ook hier onderverdeeld in kwantitatieve en kwalitatieve criteria en zijn van toepassing op uitvoerbaarheid en kosten (Tabel 3).

NR	criteria	weegfactor
A kwantitatieve criteria		
A1	kosten constructie	3
B kwalitatieve criteria		
B1	gecompliceerde bouwfassen	2
B2	duurzaamheid constructie	2
B3	controleerbaarheid uitvoering	2
B4	comfort scheepvaart	2

Tabel 3.

3.3. Keuze constructie

Aan de criteria worden weegfactoren verbonden die een maat zijn voor het belang van dat criterium t.o.v. de overige criteria. De toekenning van weegfactoren is echter verre van objectief te noemen en beïnvloedt de keuze erg veel. De waarde in een tabel varieert tussen 1 (=slecht) tot 4 (=goed).

Afgaande op de gewichtsfactoren en het aantal punten komt de alternatief 2, de kolk uitgevoerd met de diepwandmethode en de hoofden afgezonken als caisson, als meest gunstige alternatief uit de tabel 4 naar voren.

NR	factor	1	2	3
A1	4	2	4	4
B1	2	3	4	4
B2	2	2	2	1
B3	2	3	3	1
B4	2	2	2	1
totaalscore		28	38	30

Tabel 4.

4. BESCHRIJVING VAN ALTERNATIEF 2

4.1. Inleiding

Alternatief 2 bestaat uit een sluiskolk gemaakt middels een diepwand en sluishoofden afgezonken als pneumatische caissons.

4.2. Dimensionering diepwand

Met de huidige middelen kunnen diepwanden worden gemaakt met een wanddikte van 0,40 tot 1,50 m in secties van enkele meters lengte. Voor de enkele diepwand zijn diverse bouwfases maatgevend voor de belasting. In de gebruiksfase kan de wand bij de krachtsoverdracht samenwerken met de binnenwand. Bij een normale uitvoering is voor de diepwand een betonkwaliteit B25 haalbaar en bij meer nauwgezette uitvoering is kwaliteit B35 haalbaar. Hier zal van een nauwgezette uitvoering worden uitgegaan en een betonkwaliteit B35.

Ondanks het feit dat de diepwand erg stijf is moet ze aan de bovenzijde worden vastgehouden om stabiel te zijn daar anders de vervormingen erg groot worden. In deze fase is de kolkwand nog niet van de juiste dikte om alle belastingen zonder te veel vervormingen te weerstaan. Een diepwand is in vergelijking tot een anker een vrij stijve constructie. Dit is een minder gelukkige combinatie. Bij een toenemende ankerkracht zal het anker veel vervormen en krijgt de wand nabij de vloer een te grote hoekverdraaiing (vloeischarnier) en zal bezwijken. Een anker zal een zeer hoge voorspangraad moeten krijgen. Een stempel is bij deze methode minder lastig dan bij de open bouwkuip. De constructie kan nu tot onder het stempel worden gebouwd waarna de stempeling definitief kan worden verwijderd. Hij hoeft niet eerst te worden verplaatst zoals bij de bouwkuip om in een later stadium alsnog te worden verwijderd. Hier wordt gekozen voor een stempeling aangebracht op een niveau NAP+5,0 (fig. 6).

Voor de dimensionering van de kuipwand zijn twee bouwfases van belang (fig. 7). Bouwfase I treedt op wanneer de kuip tot op de juiste diepte is ontgraven, de kuip nog vol water staat en er geen vloer van onderwaterbeton aanwazig is. In deze fase is het horizontale evenwicht van belang en de vereiste inheidepte van de wand. Bouwfase II treedt op wanneer de vloer van onderwaterbeton is aangebracht en de kuip is drooggepompt. In deze fase is de totale belasting op de wand maatgevend en levert het maatgevende moment bij bezwijken M_u en de stempel-kracht bij bezwijken T_u waarop respectievelijk de wand kan worden gewapend en de stempels kunnen worden gedimensioneerd.

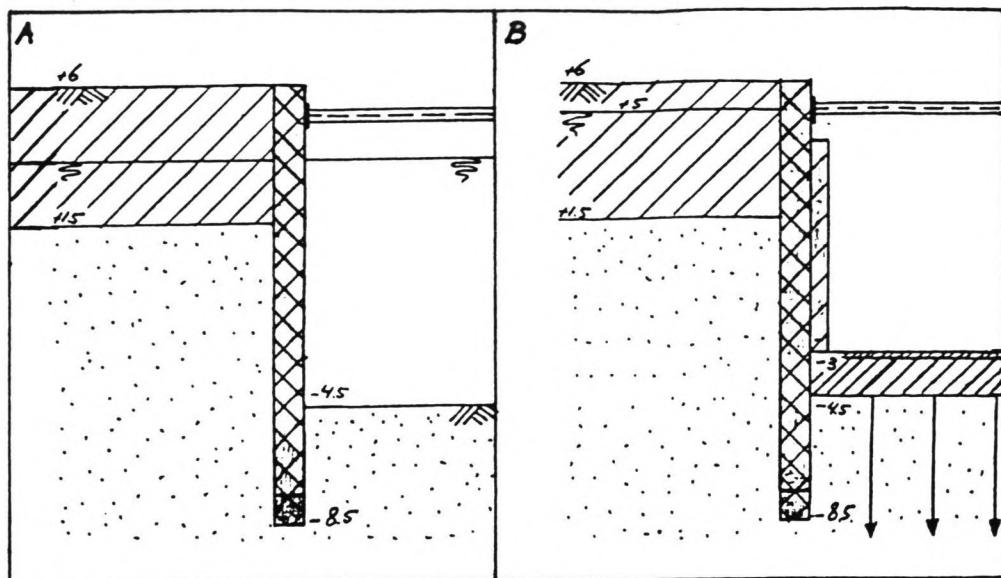


Fig. 6

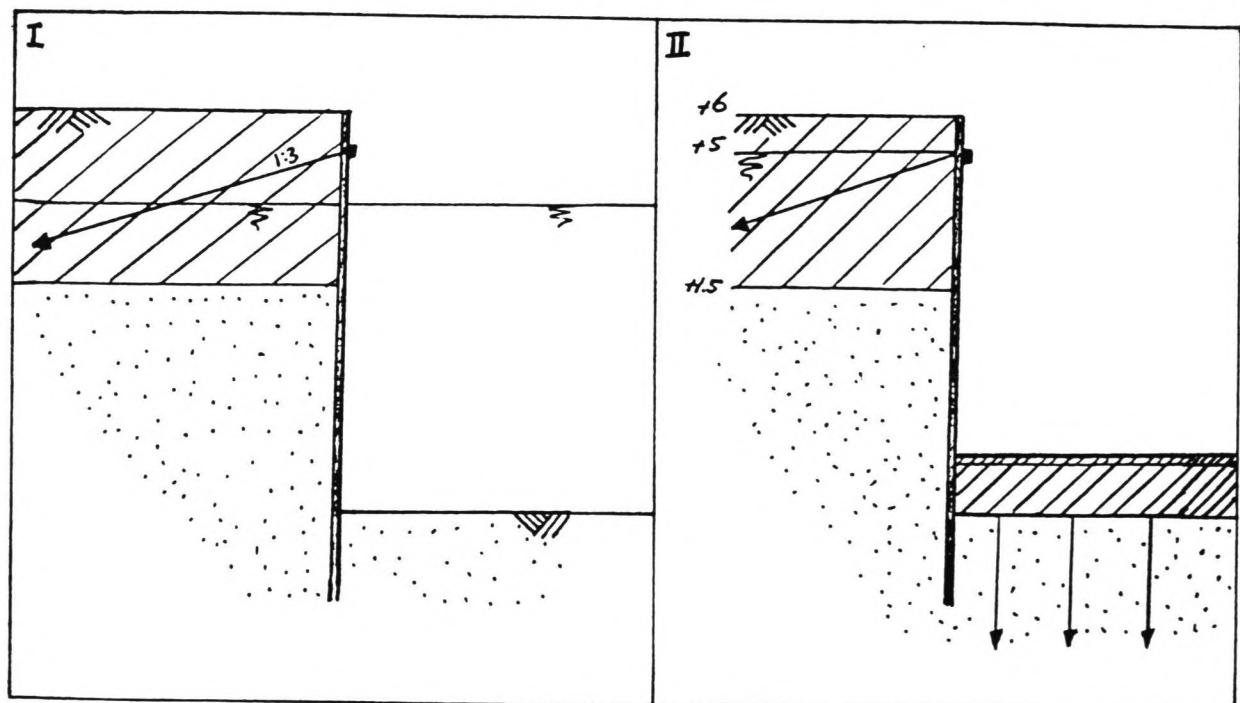


Fig. 7

4.3. Uitvoeringsmethode sluiskolk

De volgorde van uitvoering van de sluiskolk middels de diepwandmethode is de volgende (fig. 8 en 6):

1. graven diepwandsleuven
2. afhangen wapening diepwanden
3. storten beton diepwanden
4. stempelen diepwanden
5. ontgraven bouwkuip tussen diepwanden
6. inbrengen trekpalen en maken onderwaterbeton-vloer
7. leegpompen kuip
8. afwerken onderwaterbeton-vloer
9. maken binnenwanden
10. verwijderen stempels
11. afbouwen binnenwanden

Aan de binnenzijde van de diepwand dient nog een wand van constructiebeton te worden gemaakt waarin de haalkommen, bolders, ladders e.d. worden opgenomen. Dergelijke uitsparingen kunnen niet in een diepwand worden opgenomen. Voor de dikte van deze binnenwand wordt een waarde van $h=500$ mm aangenomen. De verbinding van de diepwand met de binnenwand van constructiebeton wordt gemaakt middels wapeningsstaven. In de wapeningskorf van de diepwand worden aan de zijkanten stekeinden opgenomen die zijn omgebogen. Nadat de kuip is leeggepompt, kunnen deze stekeinden vrijgehakt en haaks omgebogen worden. De stekeinden worden nu verbonden met de wapening van de te maken binnen-wand.

De binnenwand loopt door tot op maaiveldhoogte. Dit betekent dat de binnenwand of rond de stempels gebouwd moet worden middels sparingen of in eerste instantie tot onder de stempels wordt gestort (fig. 6 b). Nadat de binnenwand ontkist is, kunnen de stempels worden verwijderd en kunnen de sparingen of de laatste meters wand worden afgebouwd.

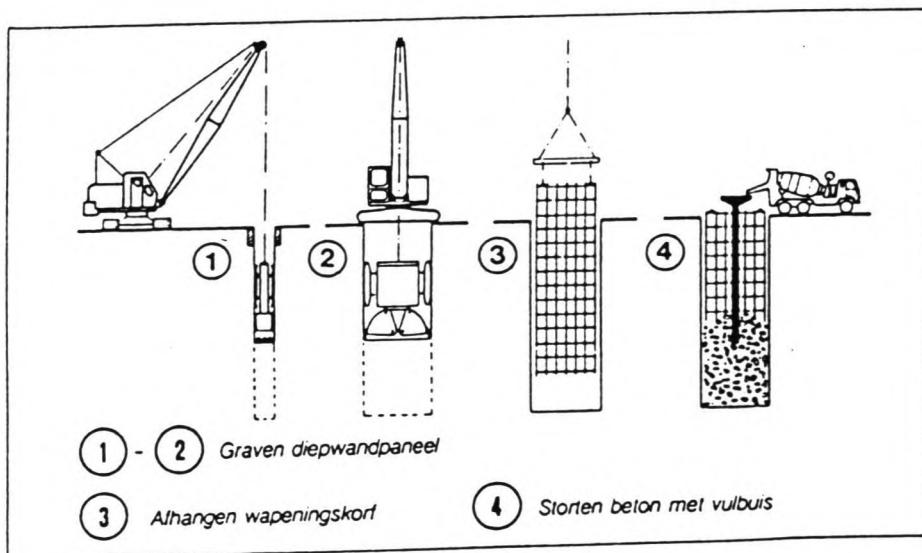


Fig. 8

4.4. Werkvolgorde kolk/hoofd

Voor de volgorde van uitvoering zijn hier de drie varianten a t/m c te onderscheiden:

- a. kolk bouwen, hoofd afzinken
- b. hoofden afzinken, kolk bouwen
- c. combinatie van a en b

Bij volgorde a wordt eerst de kolk helemaal afgebouwd. Hier toe dient de kolk aan de uiteinden te worden afgesloten daar anders geen grond- en watervrije bouwruimte kan worden gecreëerd. De meest praktische manier om dit te doen is door damwanden te heien en deze te verankeren. De kopdamwand kan makkelijk op de diepwand worden aangesloten door de damwand in het nog niet verharde beton van de diepwand aan te brengen.

Nadat de kolk afgebouwd is dient de kopwand te worden verwijderd om de kuip van het hoofd te kunnen aanbrengen en te ontgraven. De kopwand moet ook hier worden vastgehouden door een scheidingsschot in de kolk te plaatsen en de ruimte tussen schot en kopwand met grond aan te storten. De ankers en kopwand kunnen nu verwijderd worden. De caissons van de hoofden worden vervolgens afgezonken. Caissons en diepwand worden verbonden met damwanden die op elk van de constructies aansluiten middels ingebrachte damwandprofielen. De ruimte tussen de schotten wordt ontgraven en van onderwaterbeton voorzien. De schotten van kolk en caisson worden verwijderd en de definitieve aansluiting kan worden gemaakt.

Bij volgorde b worden eerst de caissons van de hoofden afgezonken. De diepwanden kunnen nu tot vlak bij de kopzijde van het caisson worden gegraven. De tijdelijke aansluiting kan ook nu weer met damwanden gebeuren zoals beschreven bij volgorde a. De ruimte tussen de beide diepwanden kan worden ontgraven en de sluiskolk kan worden afgebouwd volgens de eerder beschreven methode.

Volgorde c is weer een tussenoplossing van de volgorde a en b. Bij volgorde c worden eerst alleen de diepwanden gemaakt waarna beide caissons vlak tegen de diepwanden worden afgezonken. De tijdelijke aansluiting kan ook hier weer door verbindingsdamwanden worden gemaakt. Hierna kan de ruimte tussen de beide diepwanden worden ontgraven en kan de sluiskolk worden afgebouwd.

Variant a is door het gebruik van een kopdamwand en tijdelijke ankers veel omslachtiger dan de varianten b en c. Bovendien is het ontgraven van de ruimte tussen hoofd en kolk lastig vanwege de uitstekende onderwaterbeton-vloer. De varianten b en c verschillen niet veel qua praktische uitvoerbaarheid. Gekozen wordt voor variant c daar het waarschijnlijk eenvoudiger voor de plaatsbepaling van het caisson om het caisson tegen een bestaande constructie te leggen dan af te zinken zonder een duidelijke referentie.

5. Samenvatting

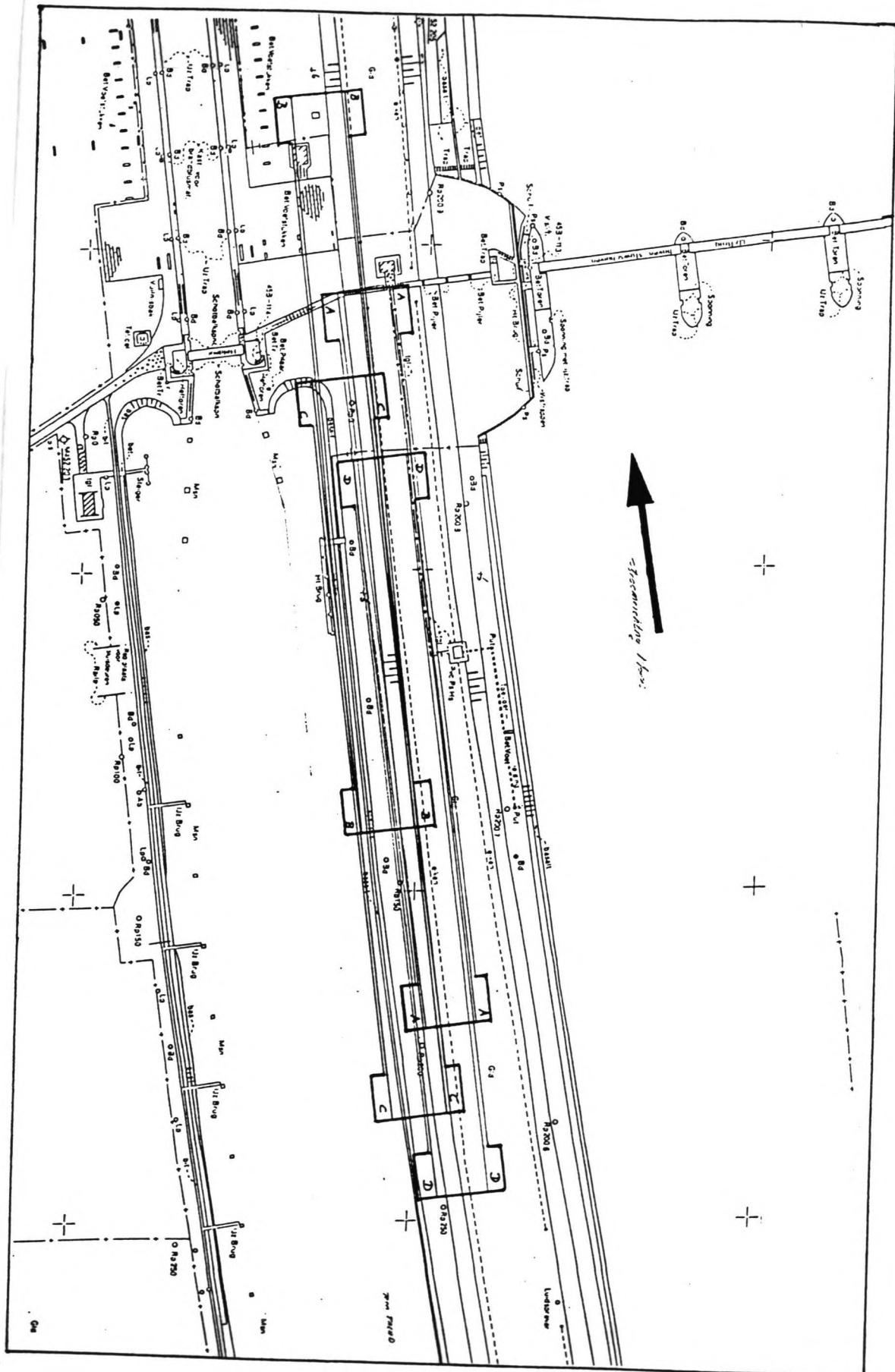
In de rivier de Maas ligt, ongeveer 15 Km ten noord-oosten van 's-Hertogenbosch, het stuwcomplex Lith. Het complex dateert uit 1934 en bestaat uit een schuifstuw met ten zuiden daarvan een schutsluis. De capaciteit van deze oude sluis is te klein voor het huidige aanbod van schepen en met de komst van de duwvaart op de Maas voldoet de sluis niet aan de eisen m.b.t. de kolkafmetingen. Een extra sluis leek de beste oplossing. Deze moet geschikt zijn voor het schutten van één duwvaartcombinatie bestaande uit twee achter elkaar geplaatste duwbakken. Voor de locatie van de duwvaartsluis waren in eerste instantie drie alternatieven beschikbaar: ten noorden van het complex, ten zuiden van het complex of op het eiland tussen de stuw en de oude sluis. Het eerste alternatief werd verworpen daar er op die locatie een waterkrachtcentrale gebouwd is. De tweede locatie werd vannuit nautisch oogpunt te ongunstig bevonden zodat de locatie op het eiland overbleef.

Voor een locatieselectie op het eiland werden voor de nieuwe sluis drie hoofdlocaties op het eiland gegenereerd, respectievelijk ten westen, ongeveer naast en ten oosten van de oude sluis. De locatie ten westen van de oude sluis kon reeds vrij snel worden verworpen. Uit de resterende opties voor een locatie werd een "voorkeurlocatie" gekozen, een compromis tussen de twee overgebleven hoofdlocaties, op basis van diverse planologische, nautische, constructieve en financiële aspecten. Een definitieve keuze voor een locatie hing naast voornoemde aspecten ook af van constructieve en uitvoerings- technische aspecten m.b.t. de sluis zelf.

Uit diverse constructiemethoden voor sluiskolk werden drie verschillende sluisconstructies gegenereerd waarvan de meest kansrijke globaal werden gedimensioneerd, gecontroleerd op uitvoerbaarheid en stabiliteit en op kostprijs bekeken. Van de uiteindelijk geselecteerde sluisconstructie, het hoofd uitgevoerd als pneumatisch caisson en de kolk als diepwand, werd de diepwandkolk verder geanalyseerd.

Literatuurlijst

1. P. Ph. Jansen
het stuwcomplex in de Maas bij Lith
De Ingenieur nr 42, 1935
2. R.H. van Terwisga
Waterkrachtcentrale in de Maas bij Lith
eindstudie TH Delft, april 1983
3. J.A.G. van Wanrooy
duwvaartsluis stuwcomplex Lith
eindstudie TH Delft, augustus 1991



19
883618