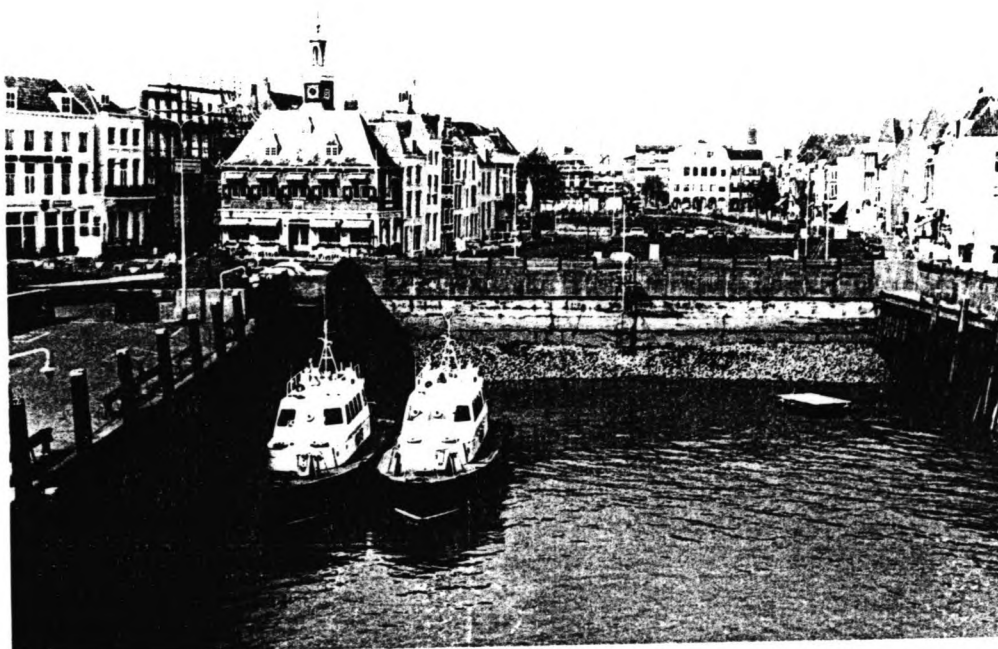


HOOFDONTWERP

VERSTERKING VAN DE HOOGWATERKERING
TER PLAATSE VAN DE KOOPMANS - EN
VISSERSHAVEN TE VLISSINGEN IN HET
KADER VAN DE DELTA WET

DEEL 5 :

HOOGWATERKERING T.P.V. VISSERSHAVEN



J. A. Hernandez

JUNI 1985

TECHNISCHE HOGESCHOOL DELFT
AFDELING DER CIVIELE TECHNIEK

- Hoofdontwerp -

Versterking van de hoogwaterkering ter Plaatsse van de
Koopmans - en vissershaven te Vlissingen in het kader
van de Delta wet.

- Deel 1 : Ruimtelijk Functioneel Onderzoek
- Deel 2 : Golfoverslag berekeningen
- Deel 3 : Fouten analyse
- Deel 4 : De hoogwaterkering t.p.v. de Koopmanshaven
- Deel 5 : De hoogwaterkering t.p.v. de Vissershaven

Afstudeerwerk verricht bij de vakgroep
Constructieve Waterbouwkunde
Technische Hogeschool Delft

Prof. ir. A. Glerum
ing. K.G. Bezuijen
ir. W. Meermans

J.A. Hernandez
Juni 1985

HOOFDONTWERP

VERSTERKING VAN DE HOOGWATERKERING
TER PLAATSE VAN DE KOOPMANS - EN
VISSERSHAVEN TE VLISSINGEN IN HET
KADER VAN DE DELTA WET

DEEL 5 :

HOOGWATERKERING T.P.V. VISSERSHAVEN



J. A. Hernandez

JUNI 1985

TECHNISCHE HOGESCHOOL DELFT
AFDELING DER CIVIELE TECHNIEK

Inhoudsopgave

Inleiding	: 1
Eisen m.b.t. de nieuwe sluis	: 2
Grondwaterstanden bij de huidige situatie	: 5
Locatie en uitvoering van de nieuwe sluis	: 10
Locatie	: 10
Keuze	: 17
Madere uitwerking uitvoering	: 18
Voorzieningen tegen onder- en achterloopsheid	: 19
De funderingsconstructie	: 22
<hr/>	
Fundering op staal	: 22
Dimensionering	: 24
Zettingsberekening	: 33
Conclusies	: 34
Paalfundering	: 35
Bepaling puntdraagvermogen	: 37
Bepaling maximaal te leveren trekkracht	: 41
Negatieve kleeft	: 45
Globaal ontwerp funderingsconstructie	: 49
Aanvang bouwfase	: 49
Beeindiging bouwfase	: 52
Gebruiksfase	: 56
Belastingen loodrecht op de sluis-as	: 67
Alternatieve Paalfundering	: 70
De lengte van de Paal	: 72
De Paal	: 72
De veerstijfheid van de grond	: 74
De schematisatie van de constructie	: 74
Berekening 1	: 76
Berekening 2	: 77
Spanningen in de Paal	: 79
Paalkracht t.g.v. waterdrukken	: 81
Paalkracht t.g.v. E.G. en V.B.	: 82
Conclusie	: 85
Conclusies Paalfundering	: 87
Conclusies funderingsconstructie	: 89
Nogmaals de uitvoering	: 90
Veiligheid tijdens uitvoering	: 95
De bouwkuiP damwand	: 97
Veiligheid bij voorgestelde uitvoering	: 102
Conclusies t.a.v. de veiligheid tijdens uitvoering	: 106
Voorzieningen tegen onderloopsheid	: 107
Waterdrukken in breedte richting	: 111
Zettingsberekening sluis	: 113
Berekening 1	: 117
Berekening 2	: 121
Globale dimensionering	: 125
Conclusies	: 127
Errata en toelichtingen	: 128

Inleiding

Als laatste element in de primaire waterkering van de Koopmans- en Vissershaven is de sluis , in de toegang tot de Vissershaven , overgebleven . Op de verschillende aansluitingsconstructies na , is dan de gehele waterkering globaal ontworpen .

Deze aansluitingsconstructies zijn :

- De aansluiting op de zeewering van de Boulevard en de kademuren
- De constructies die de aansluiting verzorgen tussen de kademuren en de nieuwe sluis
- De aansluiting van de nieuwe sluis op de Oranje Dijk

M.b.t. de aansluitingsconstructies van de nieuwe sluis op de kademuren moet nog het één en ander vermeld worden . Als de oude sluis gehandhaafd blijft dan mag deze niet langer als sluis gebruikt worden , wel kan de sluis in de aansluiting geïntegreerd worden en moet dan als zodanig aan dezelfde eisen voldoen . De integratie van de oude sluis in de aansluiting is echter geen vereiste .

In het nu volgende zullen de eisen m.b.t. de nieuwe sluis samengevat worden . Daarna zal gekeken worden naar de locatie van nieuwe sluis, ook zal , indien mogelijk , iets over uitvoering en inrichting van het gebied gezegd worden . Wat de uitvoering betreft wordt dit niet gedaan omdat er dan veel over de feitelijke uitvoering gezegd kan worden , maar om vroegtijdig de invloed van de uitvoering op de constructie te onderkennen .

Eisen m.b.t. de nieuwe sluis

De hier te noemen eisen zijn , indien niet anders vermeld , afkomstig uit het Programma van Eisen (zie het Ruimtelijk Functioneel onderzoek)

- (1) : De sluis is geopend in het zomerseizoen (1/4 tot 1/10) en moet bij een stromwaarschuwing waarbij verwacht wordt dat het voor Vlissingen gelden grenspeil overschreden zal worden , gesloten worden . In het winterseizoen is de sluis permanent gesloten .
- (2) : De breedte van de sluis bedraagt minstens 6 m . Dit is gekozen a.d.h. van de afmetingen van het z.g. rampenschip dat de haven moet kunnen bereiken .
- (3) : De drempel ligt op N.A.P. + 3.50 m . Ook dit wordt door de afmetingen van het rampenschip bepaald .
- (4) : De kerende hoogte van de sluis komt minstens tot NAP + 6.15 m . Deze hoogte moet voor de gehele levensduur gegarandeerd kunnen worden . De hoogte wordt uit de eis m.b.t. tot het golfoverslagvolume gehaald .
- (5) : De kerende hoogte van de afsluitmiddelen komt minstens tot NAP + 6.15 m . Dit wordt eveneens uit golfoverslag eis gehaald .
- (6) : De breedte van het sluishoofd , het betreffende afsluitmiddel en de aansluitingsconstructies die een kerende hoogte hebben van + 6.15 bedraagt maximaal 24 m . De golfoverslag berekeningen zijn namelijk gebaseerd op een "overlaat" breedte van 24 m . Een andere breedte voor zover deze kleiner is , is zondermeer acceptabel . Een grotere breedte heeft gevolgen voor de kerende hoogte van sluis en afsluitmiddelen .
- (7) : De waterspiegel van het afgesloten bekken ligt op NAP , dit geldt in de winter maar ook als de sluis in de zomer gesloten moet worden .
- (8) : De kolk lengte , bij uitvoering als schutsluis , bedraagt 20 à 25 m . Ook dit wordt door het z.g. rampenschip bepaald .

Toelichting :

In het voorgaande is al op sommige plaatsen wat dieper ingegaan op de achtergronden van de verschillende eisen . Dit zal nu iets uitvoeriger gedaan worden .

De eisen 1 t/m 3 zijn uit het programma van eisen afkomstig. Ze zijn gebaseerd op de bereikbaarheid van de haven voor het z.g. rampenschip , verder wordt verondersteld dat deze afmetingen voldoende zijn voor de pleziervaartuigen die in de jachthaven toegelaten zullen worden . De eis m.b.t. de afsluiting van het bekken gebeurt uit veiligheidsoogpunt .

De eisen 4 t/m 7 zijn afkomstig uit de golfoverslagberekeningen, die op zich weer gebaseerd zijn op gegevens van het programma van eisen .

De nieuwe sluis is zo ontworpen dat het bekken van de Vissershaven niet door golfoverslag gevuld zal worden . Bij deze berekeningen is gesteld dat de breedte van de "overlaat" , waardoor het bekken gevuld wordt , 24 m bedraagt . Een grotere breedte zal dus ook een groter overslagvolume geven , dit moet dan wel gecontroleerd worden . Een kleinere of deels hogere overlaat is alleen maar gunstig te noemen . Dit is zeker van belang als de constructie hoger gemaakt moet worden i.v.m. zetting van de ondergrond . De nieuwe toestand is dan zondermeer acceptabel .

Het golfoverslag volume is van belang omdat dit een ^rverhoging van de waterstand in het afgesloten bekken geeft . Uitgangspunt bij de berekening is geweest dat het peil in het afgesloten bekken op NAP ligt . Ook dit is uit het Programma van eisen afkomstig en houdt verband met de grondwaterstand in het omringende gebied . De fundering van veel gebouwen in de onmiddellijke nabijheid van de haven bestaat uit houten palen zodat een verlaging van de grondwaterstand voor lange tijd niet acceptabel is , dit komt overeen met de toestand in de winter . In de zomer is de toestand anders . Doordat het haven bekken in verbinding staat met de zee zal de waterstand in het bekken met het getij buiten variëren.

Uit metingen is gebleken dat ook de grondwaterstanden dit getij , zij het gedempt en vertraagd , volgen . Dit is natuurlijk afhankelijk van de plaats van de constructie t.o.v. het bekken .

Aangezien sommige gebouwen deel uitmaken van de kademuren en dit de afgelopen twee eeuwen hebben gedaan , mag gesteld worden dat de invloed van eb en vloed op de houten fundering verwaarloosbaar is .

Hiermee kan gesteld worden dat bij de afsluiting van het bekken in de zomer een lager peil dan NAP gedurende een korte tijd acceptabel is .

Wordt het bekken echter lang vantevoren afgesloten , dan moet dit op een dusdanig tijdstip gedaan worden dat het peil in het bekken zich op NAP bevindt . Dit is in zoverre ongunstig daar de stroomsnelheden dan het "grootst" zullen zijn .

Dit is in het Programma van Eisen ondervangen door te stellen dat de afsluitmiddelen in stromend water gesloten moeten kunnen worden .

Eis 8 is een soort buitenstaander in dit gezelschap . De gemeente Vlissingen , als beheerder van de haven is er altijd van uitgegaan dat de Vissershaven in de winter niet toegankelijk is , zodat de lengte van een schip , mits niet extreem groot , geen rol speelt . Verder kan gesteld worden dat eis 8 niet van toepassing is als er voor een keersluis gekozen wordt .

Grondwaterstanden bij de huidige situatie

Evenals voor de kademuren zijn de grondwaterstanden, bij verschillende buitenwaterstanden voor de sluis van groot belang. Hier doen zich t.o.v. de kademuren nog een aantal complicaties voor.

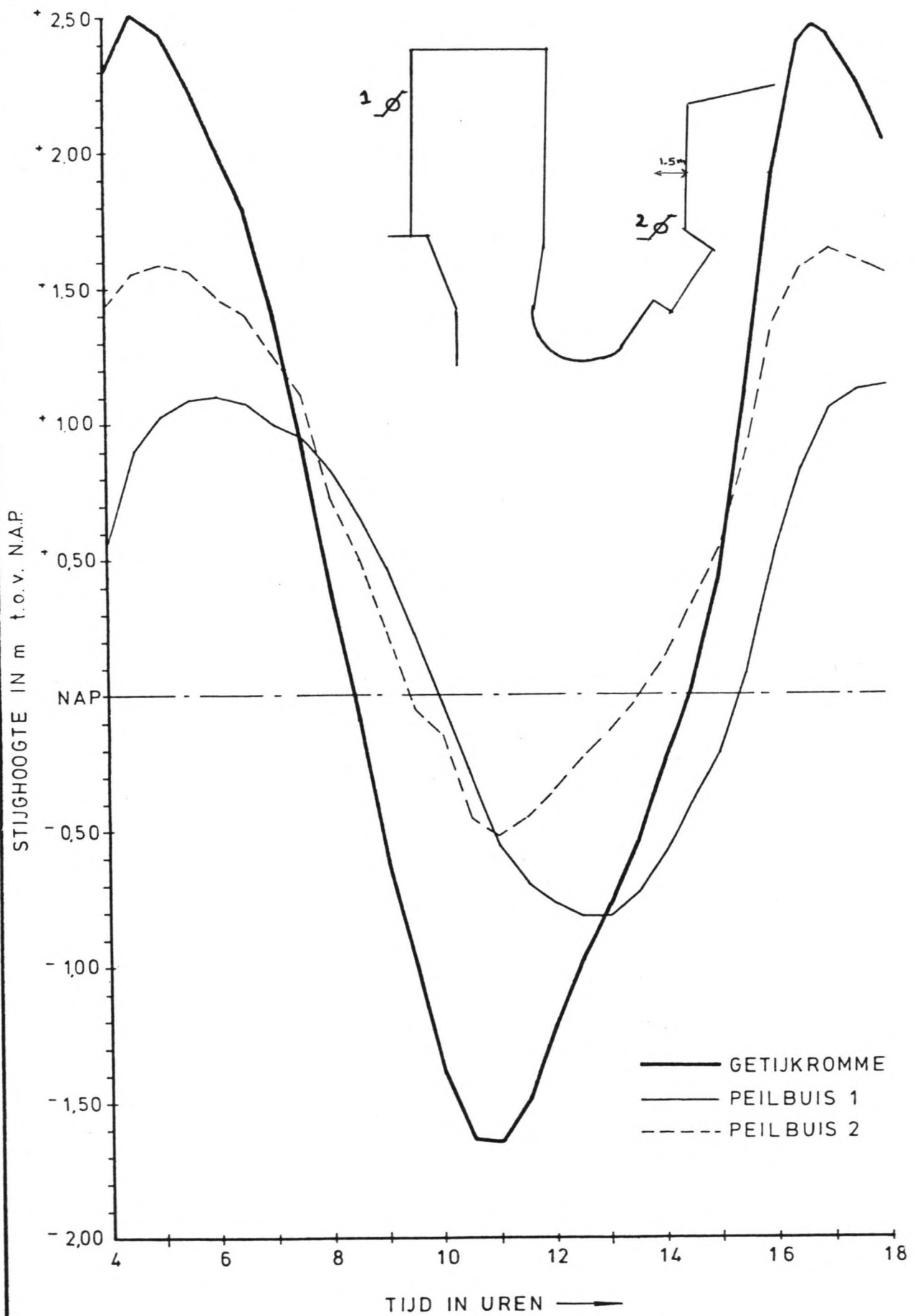
Het afgesloten bekken van de Vissershaven (peil op NAP) kan bij L.B.W. als voedend beschouwd worden.

Metingen in de zomer geven ook een merkwaardig resultaat; het hoogwater buiten wordt, zij het gedempt en vertraagd, goed door de grondwaterstanden gevolgd, maar het laagwater niet meer. Dit kan verklaard worden uit het feit dat t.p.v. het meetpunt (maar geldt net zo goed voor het gehele gebied) op een diepte tussen + 2 en + 5 slecht doorlatende lagen voorkomen met daarboven weer goed doorlatende lagen.

Gezien de regelmatige, gelaagde opbouw die over het gehele gebied van de Koopmanshaven en het Rondeel terug te vinden is, wordt hier verondersteld dat t.p.v. de Vissershaven en vooral dat gebied dat tegen voorgenoemde aanligt de opbouw vrijwel identiek zal zijn. Dit wordt gedaan omdat geen gegevens bekend zijn van dit gebied. Verder moet wel vermeld worden dat gegevens over grondwaterstanden, zoals eerder genoemd, erg plaatsafhankelijk zijn. Dit was geen probleem voor de kademuren, voor de sluis die op een grotere afstand van een rand waar gemeten is komt te liggen wel, dit zal echter weer teniet gedaan worden door de aansluiting van de sluis op de voorhaven.

Uit het voorgaande blijkt duidelijk dat de situatie hier erg complex is, zodat met een aantal aannamen gewerkt zal worden.

- 1 - De minimale GWS in de winter bij afgesloten bekken ligt ongeveer op NAP. De invloed van het LW wordt door de laagtheid van de grond en de relatief korte tijdsduur ervan verwaarloosd.
- 2 - Een maximale GWS in de winter is moeilijk te definiëren, dit hangt van de buitenwaterstand en van het golfoverslag volume af. Als hier gebruik gemaakt wordt van een gemiddelde^{de} dempingsfactor, $df = 1.60/2.50 = 0.64$, dan kan een



laboratorium voor grondmechanica delft

telefoon: (015) 56 92 23

teleex: 38234 solab nl

d.d.
FEBR. 1983

get.
100%

KADEMUUR KOOPMANSHAVEN VLISSINGEN

CO-259890

gec.

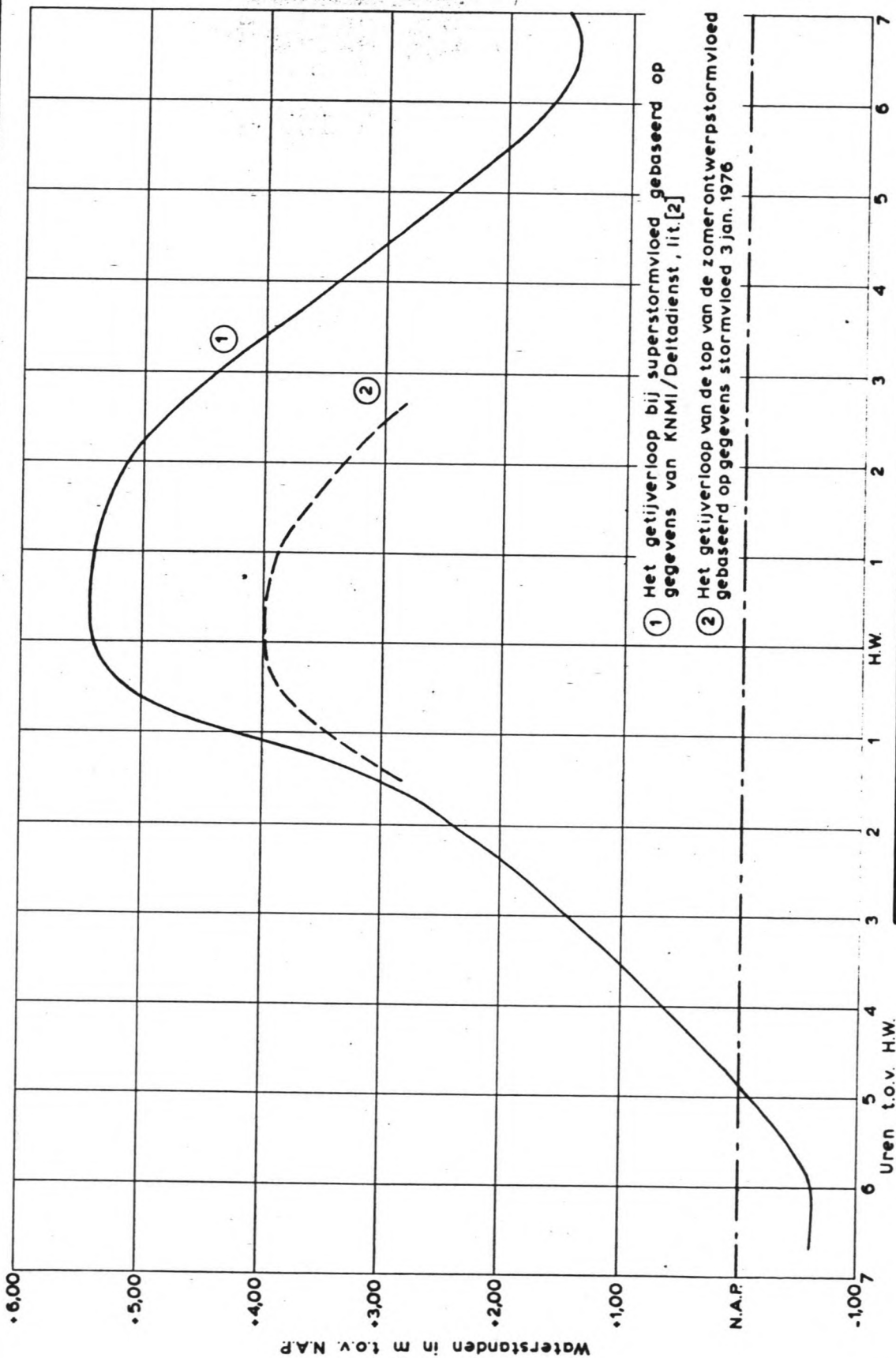
STIJGHOOGTE GRONDWATER (GEMETEN 9-6-82)

BIJL. 91

form
A₄

relatie gevonden worden voor de GWS als functie van de buitenwaterstand . Dit gaat op zolang het bekken niet door golfoverslag gevuld wordt , is dit wel het geval dan moet naar het verloop van de waterstand in het bekken , gedurende de storm , gekeken worden .

- 3 - Een minimale GWS in de zomer , als het bekken in verbinding staat met de BWS , kan ook m.b.v. een gemiddelde dempingsfactor bepaald worden , $df = +0.54/+ 1.68 = 0.32$
- 4 - Een maximale GWS kan in de zomer m.b.v. $df=0.64$ (zie 2) bepaald worden , zolang het bekken niet afgesloten wordt . Wordt t.g.v. een stormwaarschuwing het bekken wel afgesloten dan komt dit met de toestand in de winter overeen .
- 5 - Als het bekken wordt afgesloten en er bovendien met golfoverslag rekening moet worden gehouden dan kan de GWS niet meer m.b.v. een factor aan de BWS gerelateerd worden . Om GWS dan te kunnen bepalen moet naar de getijkromme gekeken worden . Hier zal gebruik gemaakt worden van de getijkromme t.t.v. de maatgevende superstorm en hiermee gaat ook de tijd een rol spelen in het geheel . Er wordt verondersteld dat bij golfoverslag de GWS binnen het gestelde tijdsinterval aangepast zal zijn aan de veranderde waterstand in het bekken . De verhoging t.g.v. golfoverslag is :
 $h = Q_{\text{overslag}} / \text{Oppervlak bekken}$
Oppervlak van het bekken : 12500 m^2
De getallen die gebruikt zullen worden zijn afkomstig van de golfoverslag berekeningen bij een kerende hoogte van NAP + 6.15 en een overlaat breedte van 24 m . De getijkromme is geschematiseerd tot een serie constante waterstanden gedurende een half uur .



① Het getijverloop bij superstormvloed gebaseerd op gegevens van KNMI/Deltadienst, iit.[2]

② Het getijverloop van de top van de zomerontwerpstormvloed gebaseerd op gegevens stormvloed 3 jan. 1976

rijkswaterstaat directie waterhuishouding en waterbeweging district kust en zee - adviesdienst vliissingen westerschelde - vliissingen golfoverslag koopmans - en vissershaven getijkrommen bij ontwerpstormvloed	get. w.m.	bijl. 2
	gec. ξ .	
	gez. ϵ .	schaal
	akk. <i>[handwritten]</i>	A1 nr. 81.523

Peil nr	BWS (+NAP)	Q (m ³)	GWS (+ NAP)
1	2.14	0	NAP
2	2.73	0	NAP
3	3.66	1	NAP
4	4.70	81	0.01
5	5.58	4378	0.36
6	5.70	8319	1.03
7	5.70	8319	1.70
8	5.65	6756	2.24
9	5.52	3349	2.51
10	5.29	1155	2.60
11	4.62	60	2.60
12	4.10	6	2.60
13	3.61	1	2.60
14	3.16	0	2.60
15	2.68	0	2.60
16	2.23	0	2.60

Het feit dat GWS en dus de waterstand in het bekken hoger kan zijn dan de buitenwaterstand stelt extra eisen aan de funderingsconstructie van de sluis .

Locatie en uitvoering van de nieuwe sluis

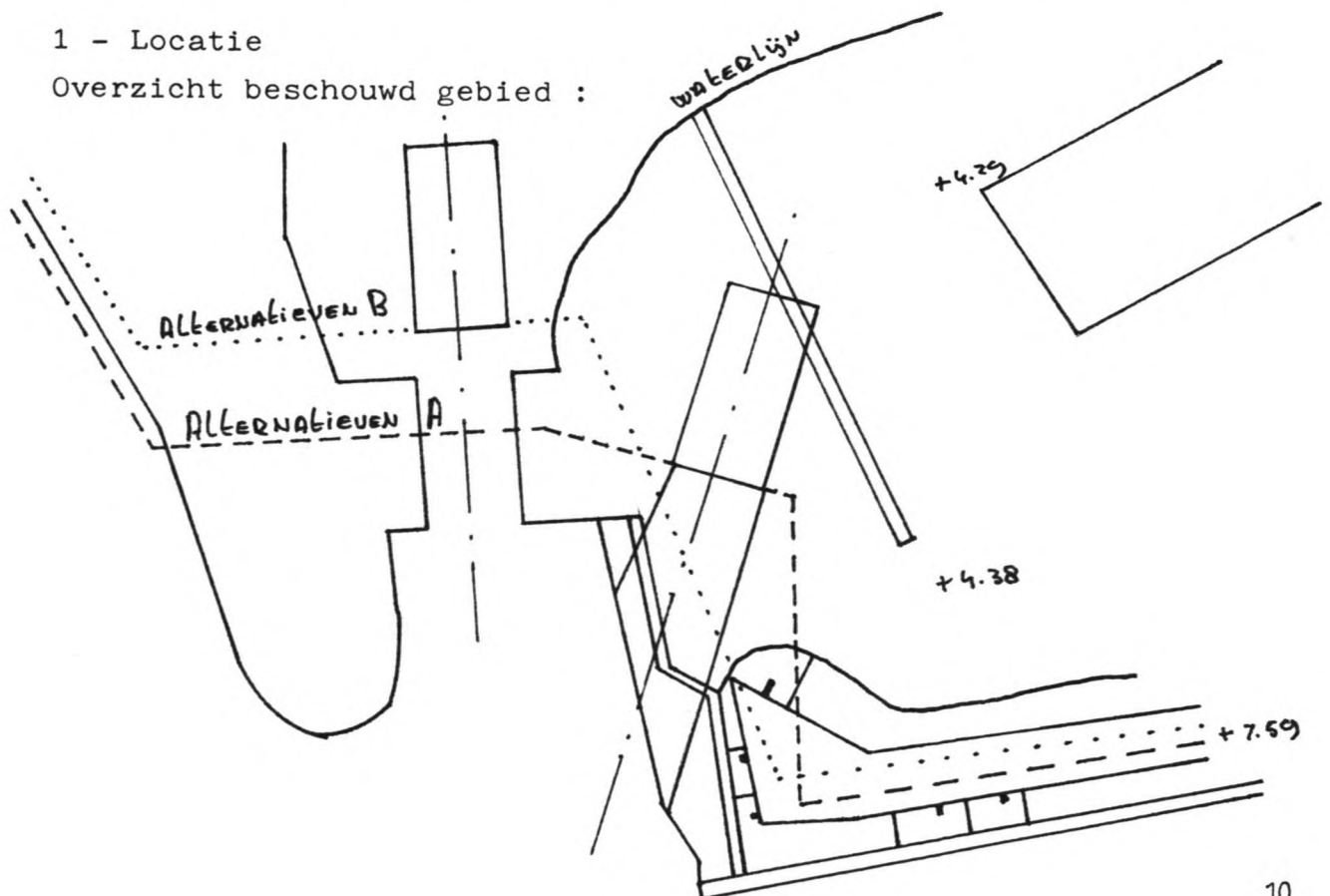
Beide aspecten zijn innig met elkaar verbonden . Zo stelt een bepaalde locatie speciale eisen aan de uitvoering , een andere locatie stelt weer andere eisen . Om tot een locatie c.q. uitvoeringsplan te komen zullen hier eerst de in aanmerking komende locaties voor de bouw van de nieuwe sluis bekeken worden . Daarna zal getracht worden om voor elke locatie de specifieke problemen bij de uitvoering nader toe te lichten . Als dan alle locaties op deze wijze zijn onderzocht zal getracht worden om de beste locatie te kiezen .

Een ander aspect is het type sluis. Er komen twee alternatieven in aanmerking , een keer - en een schutsluis . Zoals uit het Ruimtelijk Functioneel Onderzoek al is gebleken zal het enige verschil tussen beide alternatieven de aanwezigheid van een kolk zijn , in een eerder stadium is namelijk al besloten dat de afsluitmiddelen uit roldeuren zullen bestaan .

Aangezien de Delta normen voorschrijven dat een sluis die op - genomen wordt in een hoogwaterkering twee afsluitmiddelen moet hebben zal dus ook de keersluis twee roldeuren moeten hebben . Beide alternatieven zullen in het ontwerpproces meegenomen worden , dit om tot een gefundeerde keuze tussen beide te komen .

1 - Locatie

Overzicht beschouwd gebied :



Voor de locatie van de nieuwe sluis bestaan ruwweg 2 mogelijk - heden , op het land of in het water , waar bij de laatste nog onderscheid gemaakt zou kunnen worden tussen het bouwen in een drooggemalen bouwput of een vorm van prefabricage .

Het verwijderen van de oude sluis om daarvoor in de plaats een nieuwe te bouwen wordt niet in het verdere verloop meege - nomen op grond van het volgende : de hoge kosten die aan het slopen verbonden zijn met daarbij komende kosten om op de plaats waar de sluis is weggehaald voorzieningen aan te breng - en die het bezwijken van de andere constructies tegen moeten gaan .

Verder kan ook de veiligheid van het achterliggende gebied genoemd worden , zolang de nieuwe sluis niet operationeel is zal de waterkering gevormd worden door de kademuren en andere constructies rond de Vissershaven .

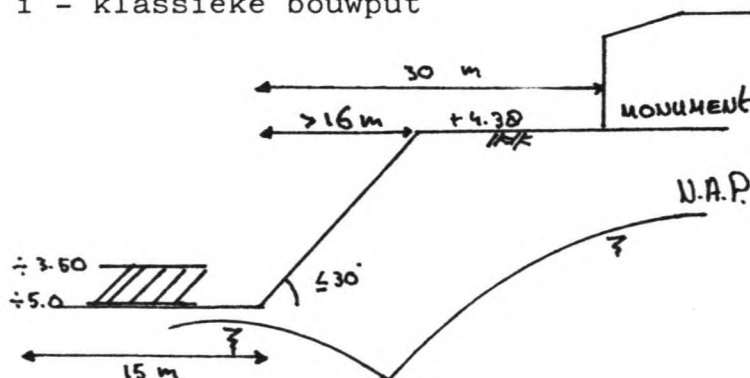
Nu zal per locatie alternatief naar de uitvoering gekeken word - en . Deze uitvoering betreft niet zozeer de constructie zelf als wel de bouwput en de problemen die zich voor kunnen doen met aansluitingen en funderingen .

1A - Op het land

De locatie van de nieuwe sluis , op het land gemaakt , komt globaal overeen met het gesch^etste op de vorige bladzijde . De sluis kan wat verder naar voren of naar achteren en iets meer of minder gedraaid worden . Het belangrijkste is dat hiervoor voldoende ruimte beschikbaar is . Nu zal in het kort iets over de bouwput gezegd worden en daarvoor moeten de grondwaterstand en bekend zijn .

Voor de bouwput zijn een aantal mogelijkheden denkbaar .

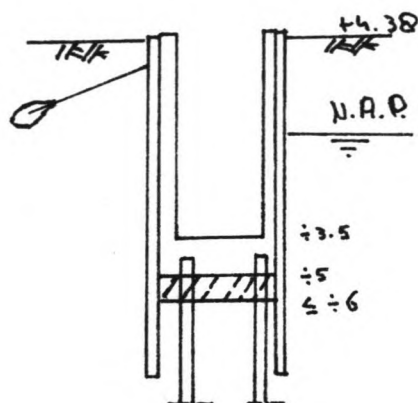
i - klassieke bouwput



Bij deze bouwput kan het beste in een afge - sloten bekken gewerkt worden . De grondwater - stand wordt op NAP ge - steld . Uit een oogpunt van kosten besparing

wordt gekozen voor het onder water opzetten van de taluds m.b.v. een baggerwerktuig . Het gevolg hiervan is dat de taluds nog flauwer opgezet ^{moeten} worden . Deze wijze van uitvoering is echter ontoelaatbaar , i.v.m. de verlaging van de GWS kunnen ongelijkmatige zettingen t.p.v. het monument verwacht worden . Een ander bezwaar is meer van praktische aard , de ruimte aan de andere zijde van het monument is misschien ontoereikend of komt te dicht in de buurt van de rand van het bekken . Het in den droge opzetten van de taluds vereist nog een aanzienlijke ruimte (zie de schets op de vorige bladzijde) .

ii - Damwandkuip .



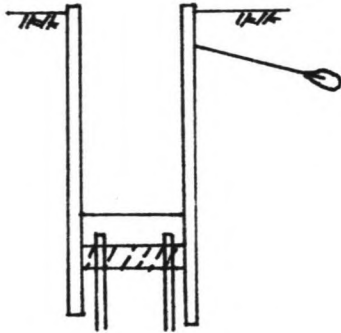
Door het ontbreken van een diepe afsluitende laag zal deze dus aangebracht moeten worden in de vorm van een onderwaterbetonvloer , groutinjecties , bevriezing , etc .

Hier kan bijv. een onderwaterbetonvloer op trekpalen toegepast worden , de palen kunnen later ook in de uiteindelijke constructie geïntegreerd worden als een paalfundering geprefereerd wordt .

Benodigde hulpmiddelen :

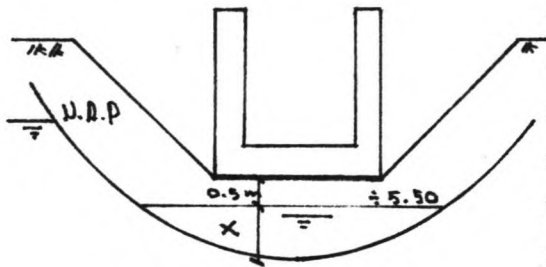
- Damwanden : over een lengte van minstens 20 m per zijde in lengterichting en 15 m in de breedte richting en een hoogte van , afhankelijke van de inheidiepte , minstens 11 m .
- Stempels of ankers : gezien de geringe breedte zijn stempels toepasbaar maar hinderlijk bij het maken van de wanden . De ankers veroorzaken geen problemen .
- Onderwater beton vloer : hier wordt gekozen voor een vloer die zijn verticale stabiliteit aan de trekpalen ontleed .
- Trekpalen : de vloer wordt verondersteld te weinig eigen gewicht te hebben , de benodigde krachten worden dan door de palen geleverd .

iii - Diepwandkuip



De wanden van de bouwput , gevormd door diepwanden , worden uiteindelijk ook de wanden van de sluis . De afsluiting onderin wordt evenals bij ii m.b.v. een onderwaterbetonvloer gedaan , waarna later de eigenlijke sluisvloer gestort wordt , de aanhechting blijft een zorgelijk punt alsook de voortzetting van de wanden vanaf het maaiveld (van maximaal + 4.38 tot minstens + 6.15)

iv - "Polder"



Aangezien het gebied dicht bij het water ligt vormt de ontgraving geen groot probleem , dit kan met varend materieel relatief goedkoop gedaan worden . Daarna wordt een waterdicht folie aangebracht en wordt de put

weer aangevuld rekening houdend met taluds en bodemligging . Dit alternatief is goed realiseerbaar mits de verschillen in GWS niet al te groot zijn . Een eenvoudige berekening laat zien dat dit alternatief hier niet goed toepasbaar is .

Vertikaal evenwicht :

$$0.5 \gamma_s + X \gamma_w = (DGWS + X) * \gamma_w$$

$$0.5 * 16 + 20 * X = (5.50 + X) * 10$$

$$X = 4.70 \text{ m}$$

Als hier nog een veiligheidsfactor bijgevoegd wordt komt de aanbrengrdiepte van het vlies wel erg diep te liggen .

Dit leidt niet alleen tot grote volumes te ontgraven grond maar ook tot een aanzienlijke weg te baggeren oppervlak en dit leidt weer tot problemen met de bestaande constructies (monument , sluis , dijk en de oude waterkering als geheel) .

Een ander probleem is om , indien er voor een paalfundering gekozen wordt , de palen door het vlies te voeren .

v - Prefab

Elders onder minder extreme omstandigheden maken , drijvend vervoeren en op zijn plaats zetten is ongeveer het bouwproces . Dit is onder de gegeven omstandigheden niet realiseerbaar daar de inkassingen voor de roldeuren grote problemen geven . De stabiliteit zou door een goede verdeling van de ballast op te lossen zijn maar de breedte van de oude sluis (12m) is de maatgevende factor alsook de diepte van het bekken . Dit houdt in dat de sluis ter plaatse gemaakt moet worden en dit biedt weer geen uitkomst . Ook kan aan een pneumatisch caisson gedacht worden .

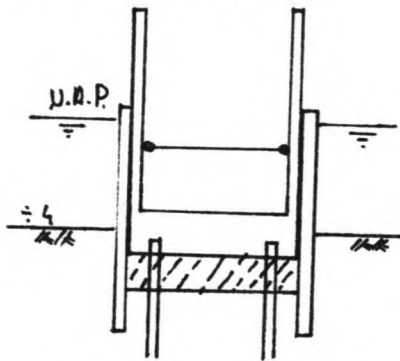
1 B - In het water

Als de nieuwe sluis in het water gemaakt wordt dan is de beste plaats gelijk achter de oude sluis , uiteraard moet onderzocht worden of de stabiliteit niet in gevaar komt bij het ontgraven . Er kan besloten worden om de ruimte aan weerszijde van de beide sluizen met elkaar te verbinden zodat de overgang vloeiend verloopt .

Formeel bezien zijn bovenstaande beweringen te vlug gemaakt . Er komen in principe drie locaties in aanmerking .

- Voor de oude sluis : dit is een fysische en visuele aantasting van het Rondeel dat onder de Monumentenwet valt .
- Op de plaats van de oude sluis : deze locatie wordt uit een kostenoogpunt, ongeacht de gevolgen voor de onmiddellijke omgeving , ongewenst geacht .
- Achter de oude sluis : er zijn geen bezwaren tegen deze locatie ; het enige probleem bij deze locatie is dat grotere schepen problemen zouden kunnen hebben bij het binnenlopen van de haven , door de zeer bescheiden afmetingen van de sluis is het al onmogelijk om deze te passeren zodat deze schepen toch niet in de haven kunnen komen .

i - Damwandkuip



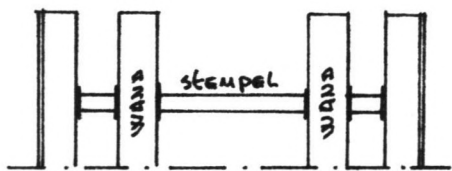
Dit alternatief biedt een aantal voordelen t.o.v. ditzelfde alternatief uitgevoerd op het land . De GWS op het land , gelegen in de buurt van de randen worden door de buitenwaterstand beïnvloed . Het peil in het bekken zal niet veel variëren t.g.v. het getij buiten . Dit geldt uiteraard

bij een afgesloten bekken .

Als het peil in het bekken zakt wordt de belasting op de damwanden en onderwater betonvloer minder . Het lager zetten van het peil zou tot een verlaging van de GWS in de buurt leiden en dit is gezien de beouwing , waaronder een aantal monumentale gebouwen , niet acceptabel . Het risico dat er ongelijke zakkingen optreden is te groot . Ook is het gevaar aanwezig dat een oude , houten fundering door de toetreding van lucht gaat rotten . Ook kan een toename van de negatieve kleeft op palen en wanden verwacht worden . Er wordt besloten om t.t.v. de uitvoering het bekken permanent gesloten te houden waarbij verder het peil zo constant mogelijk , op NAP , gehouden zal worden . Hoewel het bekken niet in verbinding met het buitenwater staat moet bij de damwanden toch voor enige overhoogte gezorgd worden , dit vooral om te voorkomen dat kleine windgolfjes binnen wateroverlast veroorzaken , verder kan gesteld worden dat het permanent handhaven van een zeker peil haast onmogelijk is .

Hoewel er een kleine overhoogte toegepast moet worden , staat dit in geen verhouding met de damwand die op het land toegepast zou moeten worden , een grotere hoogte (+4.38) waartegen horizontale gronddrukken werken .

Een nadeel bij dit alternatief is het niet toe kunnen passen van trekankers bij de damwanden , er zal dus een systeem van stempels toegepast moeten worden . Dit probleem kan door een goede planning , vooraf , van het stortproces (velden om en om storten , stempels staan h.o.h. 2 veldbreedtes) enigszins opgelost worden als de verhardingstijd voldoen de is om de damwand op de klaargekomen velden af te stempelen .



De horizontale afdichting onderin kan ook hier als onderwaterbetonvloer , grondinjectie , bevriezing , etc. worden uitgevoerd .

De uiteindelijke sluisvloer wordt dan op de vloer of op de putbodem gemaakt .

ii - Prefab

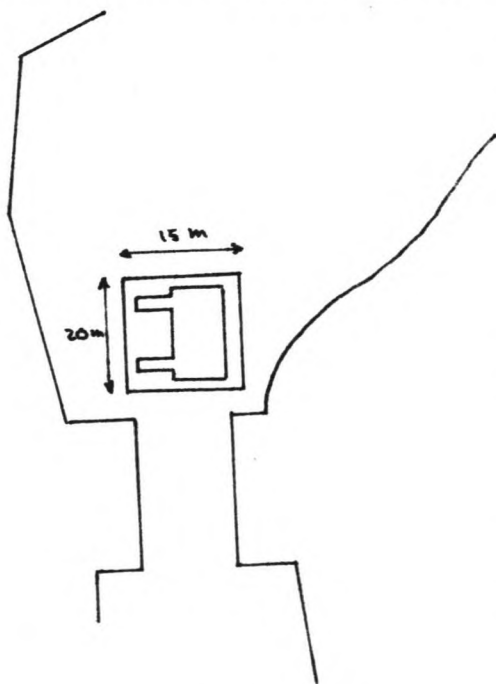
Dit is onder deze omstandigheden geen goed alternatief , zie verder v bij de alternatieven op het strand .

2 - Keuze

Deze korte beschrijving van de uitvoering is gedaan om in een vroeg stadium van het ontwerp de specifieke eisen die de uitvoering zou kunnen stellen te onderkennen .

Daarnaast moet nog rekening worden gehouden met de realiteitszin van een alternatief . Zo oogt 1Aiv op het eerste gezicht zeer goed , baggeren is relatief goedkoop , het folie is in vergelijking met een stalen damwand en de noodzakelijke voorzieningen niet duur (geen onderwaterbetonvloer , geen palen , slechts een kleine pomp om de GWS in het afgesloten gebied te kunnen regelen) . Het grote nadeel hiervan is dat het onder deze omstandigheden niet toepasbaar is vanwege de grote tot ^{diepte} waar ontgraven moet worden en het hieraan gekoppeld groot oppervlak , dit alles uitgaande van een fundering op staal . Als goed realiseerbare alternatieven blijven 1Aii en 1Bi over , de damwandkuip .

Zoals al bij de beschrijving is vermeld is Bi een beter alternatief , zodat de keuze op Bi valt .



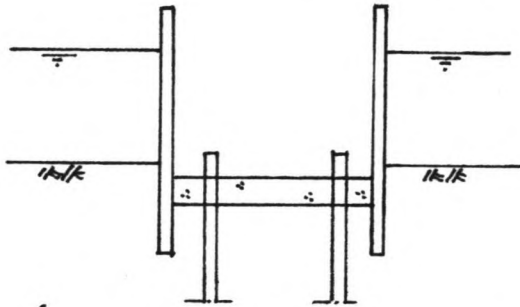
De aansluitingsconstructies kunnen zonder veel moeilijkheden worden uitgevoerd , nu zal de oude sluis geen waterkerende functie meer hebben .

In het vervolg zal verder doorgegaan worden met de keersluis . Het blijkt nu al dat een deel van de kosten in de bouwput gaan zitten . Damwanden , stempels , onderwaterbetonvloer , trekpalen en verder voorzieningen zijn nodig . Een schutsluis beslaat een groter oppervlak en vereist dus een duurdere uitvoering .

Als hier nog bijkomt dat de Gemeente Vlissingen , als beheerder van de haven er geen prijs op stelt dat de Vissershaven het gehele jaar door bereikbaar is , dan worden de duurdere aanlegkosten niet gecompenseerd door het voordeel dat de scheepvaart zou kunnen hebben , de keuze van een keersluis is dan vanzelfsprekend .

Nadere uitwerking uitvoering

In het voorgaande is de keuze gevallen op een damwandkuip , achter de bestaande sluis . Dit echter houdt nog niets in over



de uitvoeringswijze , de bedoeling is dat het kunstwerk tussen de damwanden gemaakt zal worden . Om iets over de uitvoering te kunnen zeggen moet vooraf duidelijk de wijze van funderen bepaald worden .

De fundering echter is van groot belang voor de constructie , zodat een keuze niet zomaar gedaan kan worden .

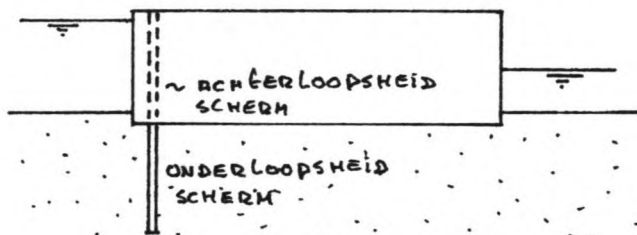
Vandaar dat er een apart stuk aan de fundering gewijd zal worden waar al deze aspecten en meer aan de orde komen .

Als blijkt dat een paalfundering een goede oplossing is dan wordt hiermee de uitvoeringswijze bevestigd : een op trekpalen gefundeerde onderwaterbetonvloer (om de kuip droog te kunnen zetten) waar de palen doorgevoerd worden om later als fundering van de uiteindelijke constructie dienst te doen .

Het zal duidelijk zijn dat in dit stadium nog niet overal in detail op ingegaan kan worden , dit zou de duidelijkheid van het proces niet ten goede komen alsook een afweging tussen de alternatieven onderling bemoeilijken . Vandaar dat nog al eens met vrij grove aannamen gewerkt zal worden . Pas als een definitieve keuze gemaakt is zal dit nader uitgewerkt worden .

Voorzieningen tegen onder & achter loopsheid

Aangezien de grond t.p.v. de onderkant van de constructie een grote doorlatendheid heeft (middel fijn tot grof zand , zie de grondboring) , is het waarschijnlijk dat er een groot watertransport door de bodem onder de constructie plaats zal vinden als de waterstanden links en rechts verschillen . Het uittredende water veroorzaakt instabiliteiten in het zandpakket . Maatregelen om het verschijnsel tegen te gaan dienen gericht te zijn op een vergroting van de weerstand van het grondmassief . Dit houdt in dat er zowel onder als naast de constructie damwandschermen aangebracht moeten worden .



Voor de berekening van de benodigde lengte zal gebruik gemaakt worden van de methode van Lane .

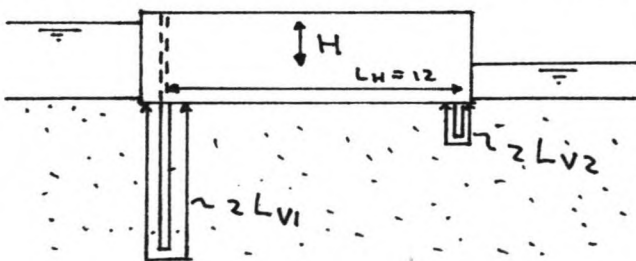
$$\text{Lane} : C_1 = \frac{\sum (L_{\text{vert}}) + \sum (L_{\text{hor}} / 3)}{H}$$

C_1 hangt van de ondergrond af :

Middelfijn zand : $C_1 = 6.0$

Grof zand : $C_1 = 5.0$

Veronderstel de volgende , minimale constructie afmetingen .



$L_h = 12 \text{ m}$

Middelfijn zand

$L_{v2} = 0.25 L_{v1}$ (dit om het uittredende water niet vlak langs de constructie te laten stromen)

Het probleem nu is om H , het verval over de constructie te bepalen , aangezien deze methode van Lane (maar geldt evengoed voor Bligh , Chugaev , PAVlovsky .) uitgaat van een stationaire toestand , dit is hier zeker niet het geval .

De buitenwaterstand mag tot het stormvloed peil (inclusief de verhoging t.g.v. atmosferische storingen) stijgen , de waterstand in het afgesloten bekken staat minstens op NAP , maar

wordt door vulling verhoogd . Als alleen naar de vulling door golfoverslag wordt gekeken dan kan gebruikt gemaakt worden van de bij "grondwaterstanden" vermelde waarden .

Tijd (s)	BWS (tov NAP)	Waterstand bekken (NAP)
0	+ 2.14	NAP
1800	2.73	NAP
3600	3.66	NAP
5400	4.70	+ 0.01
7200	5.58	0.36
9000	5.70	1.03
10800	5.70	1.70
12600	5.65	2.24

Nu moet er een keuze gedaan worden . Het grootste verval treedt op op $t=5800$ s en bedraagt 5.22 m . Het is de vraag of zo'n kortdurend hoog verval maatgevend moet zijn voor de onderloopshheid . Het is zeer moeilijk om nu al de consequenties hiervan voor de constructie in te zien . Een groot verval vereist een grote lengte van het scherm terwijl de opwaartse waterdrukken sterk gereduceerd worden . Dit veroorzaakt weer een groter eigengewicht van de constructie op zijn fundering en verder kan er op dit moment niet gegaan worden .

Een andere mogelijkheid is om van een lager en toch hoog genoeg peil uit te gaan voor de bepaling van de lengte van de schermen, Het voor Vlissingen geldende grenspeil van NAP + 3.27 (dit peil heeft een overschrijdingskans van 0.5 per jaar) , zou bijvoorbeeld gebruikt kunnen worden .

Al deze keuzes echter vereisen meer inzicht in de constructie en zijn fundering , zodat hier in eerste instantie voor het maximale verval gekozen zal worden , het is echter wel zaak om dit bij de nadere uitwerking van het gekozen alternatief weer te onderzoeken .

Nu het verval als bekend verondersteld kan worden , kan de benodigde lengte van de schermen berekend worden .

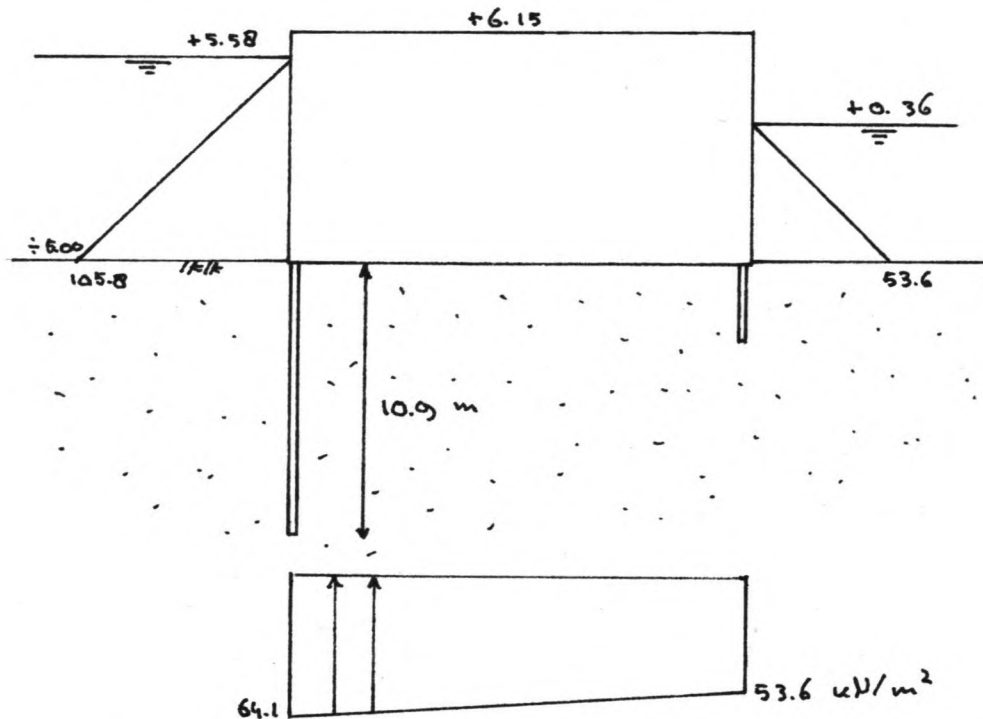
$$(L_{\text{vert}}) = 5.22 \times 6.0 - 12 / 3$$

Veronderstel een lengte van d meter :

$$d + d + 0.25d + 0.25D = 27.32 \text{ m}$$

$$d = 10.9 \text{ m}$$

Waterdrukken onder de constructie



Drukverschil tussen beide uiteinde in onbeschermd toestand :

$$105.8 - 53.6 = 52.2 \text{ KN/m}^2$$

Als aangenomen wordt dat :

$$P(L) = L/27.32 \times P_{\text{max}}$$

Dan is de druk voorbij de damwand :

$$105.8 - P(L) = -2 \times 10.9 / 27.32 \times 52.2 = 64.1 \text{ kN/m}^2$$

Dit is dan de maximale opwaartse waterdruk .

Opgemerkt moet worden dat de berekening waarbij rekening wordt gehouden met de horizontale constructie lengte (zij het voor 1/3) alleen geldt bij een op staal gefundeerde constructie . Bij een paalfundering wordt verondersteld dat t.g.v. zettingen er een spleet zal ontstaan tussen de grond en de onderkant van de constructie , zodat de horizontale lengte niet in rekening gebracht mag worden .

De funderingsconstructie

De constructie mag nooit los gezien worden van de fundering aangezien er een sterke wisselwerking tussen beide optreedt. De keuze van een funderings type dient weloverwogen te worden. Voor de hier voorgestelde constructie en gezien de ondergrond condities komen twee funderingstypen in aanmerking :

- Funderen op staal
- Funderen op palen

De keuze moet op één van beide vallen, terwijl in het geval van de paalfundering nog differentiatie mogelijk is (geheide -, geboorde -, geschroefde palen, etc.).

Allereerst zal onderzocht worden of een op staal gefundeerde sluis tot de mogelijkheden behoort, waarbij dan teruggekoppeld moet worden om te toetsen of de uitvoeringswijze nog wel met de uitgangspunten overeenstemt.

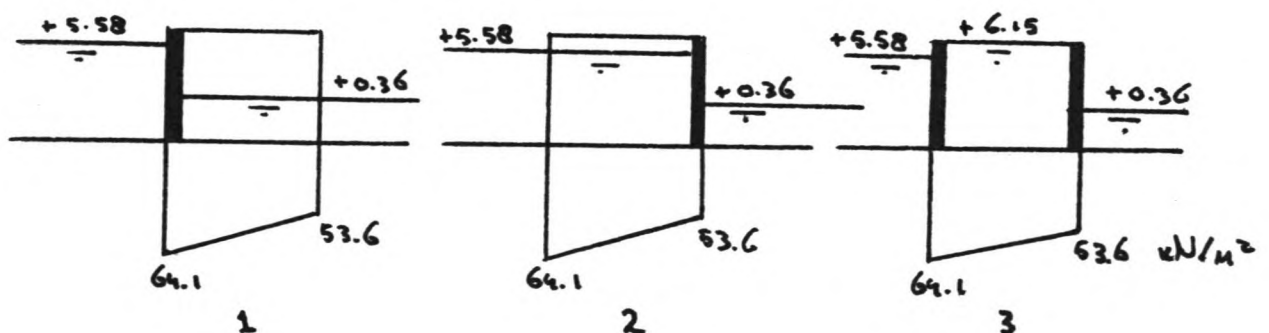
1 - Fundering op staal

Voor alle constructies, maar voor een op staal gefundeerde constructie in het bijzonder is het van groot belang om te weten wat het gewicht is dat de constructie op de ondergrond uitoefent.

Hiertoe zijn in het voorafgaande de waterdrukken onder de constructie bepaald, verder zal dus o.a. het gewicht bepaald moeten worden.

Bij deze constructie met zijn twee roldeuren kunnen zich de drie volgende situaties voordoen :

- 1 - de deur aan de zee-zijde is afgesloten
- 2 - de deur aan de haven - zijde is afgesloten
- 3 - beide deuren zijn afgesloten



Zoals al eerder is vermeld is het maximale verval over de constructie slechts één belastingsgeval, het is denkbaar dat andere belastingsgevallen maatgevende situaties op kunnen leveren, dit zal ook nader onderzocht moeten worden, maar dit globaal ontwerp is er de plaats niet voor. Temeer daar er nog een keuze gemaakt moet worden tussen de funderingsconstructies. Met de drie mogelijke situaties t.a.v. de bediening van de waterkering, de gevonden scherm lengtes en dus de waterdrukken onder de constructie kunnen een aantal uitspraken gedaan worden. T.a.v. de ondergrond zijn er twee criteria van belang:

- de normaal spanningen zijn kritiek
- de schuifspanningen zijn kritiek

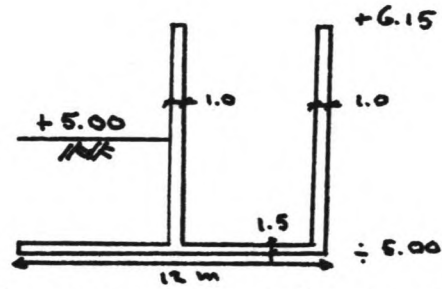
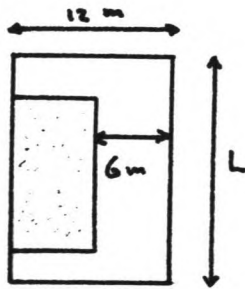
Aangezien de ondergrond uit draagkrachtige onderlagen bestaat wordt hier aangenomen dat de schuifspanningen de maatgevende factor bij het ontwerp zullen worden en dat dus een maximale "opwaartse" kracht maatgevend is.

Het blijkt dat situatie 1 de ongunstigste is, de opwaartse waterdruk is in alle gevallen gelijk terwijl bij 2 nog een hoeveelheid water met het gewicht van de constructie meewerkt. Geval 3 is een wat speciaal geval. Als het peil buiten op +5.58 staat moet rekening worden gehouden met golfoverslag. Aangezien de ruimte tussen de beide roldeuren zeer beperkte afmetingen heeft kan gesteld worden dat deze ruimte geheel met water gevuld zal zijn. Daar de wanden minstens tot + 6.15 komen ontstaat er een situatie die, gezien het uitgangspunt, zelfs gunstiger is dan 2.

Is er nog geen golfoverslag dan komt dit overeen met een lager peil en dus kleinere opwaartse waterdrukken.

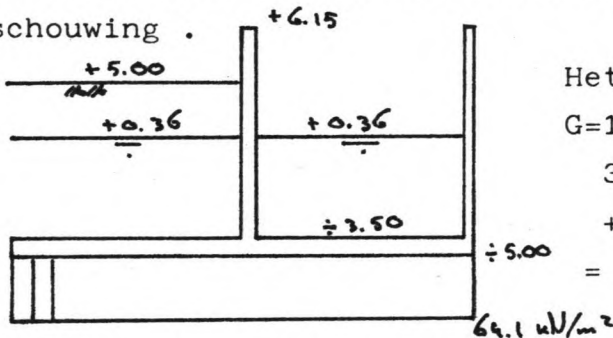
Verder moet nog de benodigde lengte bepaald worden daar t.g.v. de golf - en waterdrukken krachten en momenten opgenomen moeten worden door de fundering. Daar grond wel drukkrachten maar geen trekkrachten kan leveren, moet dit laatste vermeden worden. Dit ^{kan} gerealiseerd worden door de resultante van het eigen gewicht en de uitwendige belasting binnen de kern van de constructie te laten vallen.

Voordat er verder gegaan kan worden moet iets meer over de constructie bekend zijn, zie de schetsen op de volgende bladzijde.



De keuze van een over de gehele lengte maximaal brede plaat toe te passen is gedaan omdat bij een op staal gefundeerde sluis de zakkingen anders niet gelijkmatig zouden verlopen, vooral bij de dan uitstekende kassen.

Bij de berekening zal een middenmoot beschouwd worden waarbij het gewicht van de constructie a.h.w. uitgespreid wordt over de breedte. Ook de waterdrukken zullen geschematiseerd worden tot een in breedte en lengte konstante druk (de maximale) de trapeziumvorm van waterdrukken blijft voorlopig buiten beschouwing.



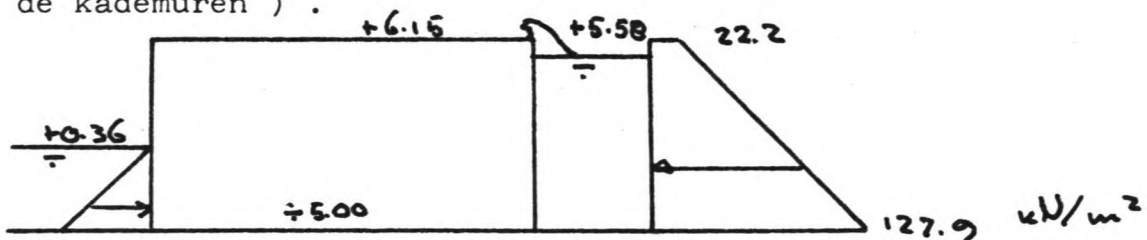
Het gewicht per m^2 :

$$G = 1.5 \times 22 + (9.65 \times 1 \times 22) \times 2 / 12 + 3.86 \times 10 + 3.86 \times 20 \times 6 / 12 + 4.64 \times 16 \times 6 / 12 - 64.1 = 118.6 \text{ kN/m}^2$$

Om later de benodigde lengte te kunnen bepalen is het van belang om het gewicht van de constructie per m' te weten, de breedte van de constructie bedraagt minstens 12 m.

$$G = 12 \times 118.6 = 1423 \text{ kN/m}'$$

Bij de horizontale belasting moet naast de waterdrukken ook rekening worden gehouden met golfbelasting op de buitenste wanden en de afsluitmiddelen. Hier zal een golf beschouwd worden met een overschrijdingskans van 10^{-4} per golf (deze wordt m.b.v. Sainflou bepaald, zie het globale ontwerp van de kademuren).

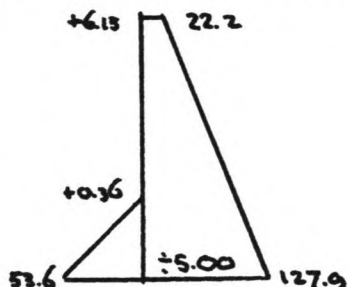


Resultante :

$$R = 22.2 \times 11.15 \times 12 + \frac{1}{2} \times 105.7 \times 11.15 \times 12 - \frac{1}{2} \times 5.36 \times 53.6 \times 12$$

$$= 8318 \text{ kN}$$

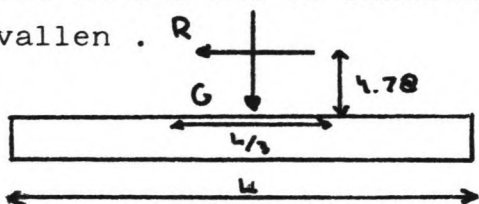
De hoogte van deze resultante t.o.v. de onderkant vloer :



$$X = (22.2 \times 11.15 \times 12 \times 11.15 / 2 + \frac{1}{2} \times 11.15 \times 105.7 \times 12 \times 11.15 / 3 - \frac{1}{2} \times 5.36 \times 53.6 \times 12 \times 5.36 / 3) / R$$

$$= 4.78 \text{ m}$$

De minimale benodigde lengte van de constructie wordt gevonden uit de eis dat de resultante van R en G binnen de kern moet vallen .



$$\alpha = \arctan (G \times L / 1.5R)$$

$$\frac{\cos \alpha}{\sin \alpha} \times 4.78 = L/G$$

Minimaal benodigde lengte :

$$L \geq 15.85 \text{ m}$$

Stel de lengte op 16 m , dit is iets meer dan bij de berekening van de onderloopsheid schermen was aangenomen maar gezien het niet stationaire^k aracter van de belastingen is de invloed ervan moeilijk aan te geven .

Grondspanningen onder de constructie :

$$\sigma = \sigma_g \pm \sigma_{\text{wis.}}$$

$$\sigma_g = 118600 \text{ Pa} = 0.119 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{\text{wis.}} = M / (1/6 bL^2) = \frac{1.5 \times 8318 \times 4.78}{1/6 \times 12 \times 16 \times 16} =$$

$$= 116500 \text{ Pa}$$

$$= 0.117 \text{ N/mm}^2$$



Dit criterium zorgt ervoor dat in ieder geval de grond geen trekspanning hoeft te leveren . Verder moet nog gecontroleerd worden of de horizontale kracht middels schuifspanningen aan de ondergrond afgedragen kan worden .

Hiervoor zal gebruik gemaakt worden van het Mohr - Coulomb bezwijk criterium .

Mohr - Coulomb :

$$\tau = c + \sigma \tan \varphi$$

$$H = cA + N \tan \varphi$$

De hier beschouwde situatie :

- Cohesie grond (zand) : $c = 0$
 Hoek van inwendige wrijving : $\varphi = 27.5^\circ$
 Horizontale kracht : $H = 8318 \text{ kN}$
 Vertikale kracht : $N = G * L = 1423L$
 Belastings factor : $\gamma = 1.5$

Er moet voldaan worden aan :

$$1.5 * H = G * L * \tan \varphi$$

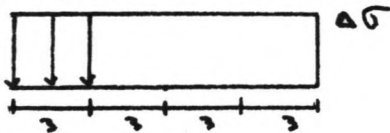
$$L = 1.5 * 8318 / (1423 * 0.52) = 16.86 \text{ m}$$

Stel de constructie lengte op 17 m .

Als laatste aspect, voor de op staal gefundeerde constructie , moeten de zettingen bepaald worden t.g.v. het aanbrengen van de sluis en de bijbehorende aansluitingsconstructies .

Dit is niet alleen van belang voor de constructie zelf maar ook om te beoordelen of negatieve kleef op kan treden .

Zettingen :



$$= 118.6 \text{ kN/m}^2$$

Spanning in de punten 0 t/m 11

Punt	0	1.0	* Δσ
01	0.96		
02	0.82		
03	0.67		
04	0.55		
05	0.46		
06	0.40		
07	0.35		
08	0.30		
09	0.25		
10	0.20		
11	0.15		

Punt	Spanning (N / mm ²)
0	118.6
1	113.9
2	97.3
3	79.5
4	65.2
5	54.6
6	47.4
7	41.5
8	35.6
9	29.7
10	23.7
11	17.8

Keverling Buisman :
 Grondmechanica

Naar het boorprofiel kijkend kan men het een en ander over de te verwachten zettingen zeggen .

De zandlagen zullen waarschijnlijk weinig zettingen geven , behalve dan de bovenste laag die wat lossier gepakt kan zijn . Een geheel ander probleem is de laag tussen ± 18 en ± 23 met veel schelpresten . Wat de huidige staat (vergruizing) van de schelpen is , is niet bekend .

De gemiddelde korrelspanningen , ongeveer 150 kN/m^2 , worden t.g.v. de constructie met $1/3$ verhoogd .

Zouden de schelpen door de belastingsgeschiedenis al ver vergruisd zijn dan kan het zijn dat de zettingen klein worden . Maar gezien de onbekendheid hiervan en het belang van een plaatsvaste kering , zal verondersteld worden dat deze laag nog niet veel door de huidige grondbelasting is vergruisd , zodat grotere zettingen verwacht mogen worden .

Hierop is de keuze van de samendrukkings coefficient C gebaseerd .

Laag 1 : $\pm 5.00 - \pm 13.00$

Bovenste laag , afgezet in tijdgebied , niet waarschijnlijk dat er een bovenlaag is weggeerodeerd , dus een lossere pakking van de korrels , $C = 150$

Laag 2 : $\pm 13.00 - \pm 18.00$

Door laag 1 belast , dus wat dichter gepakt , minder zettingsgevoelig , $C = 250$

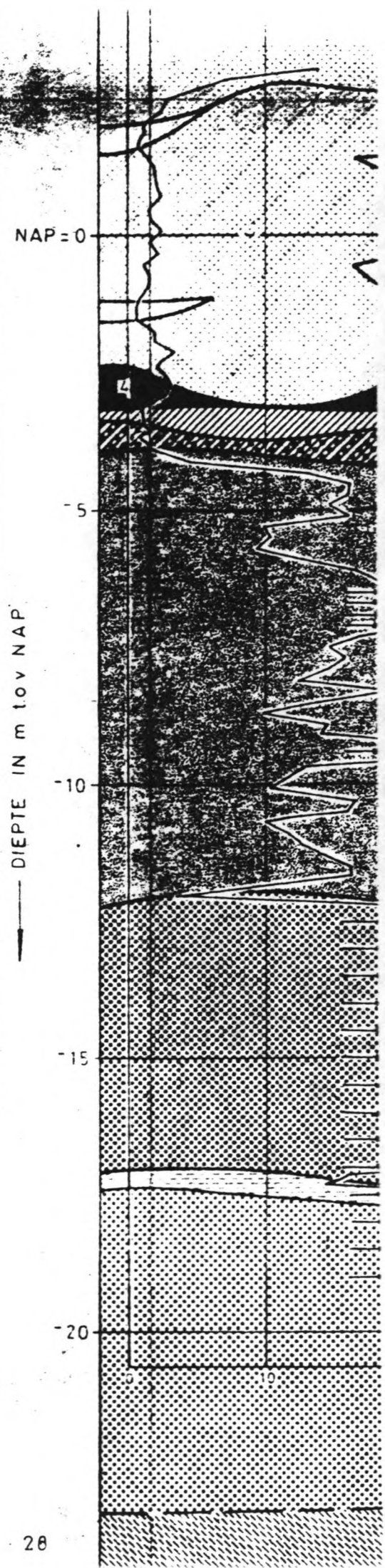
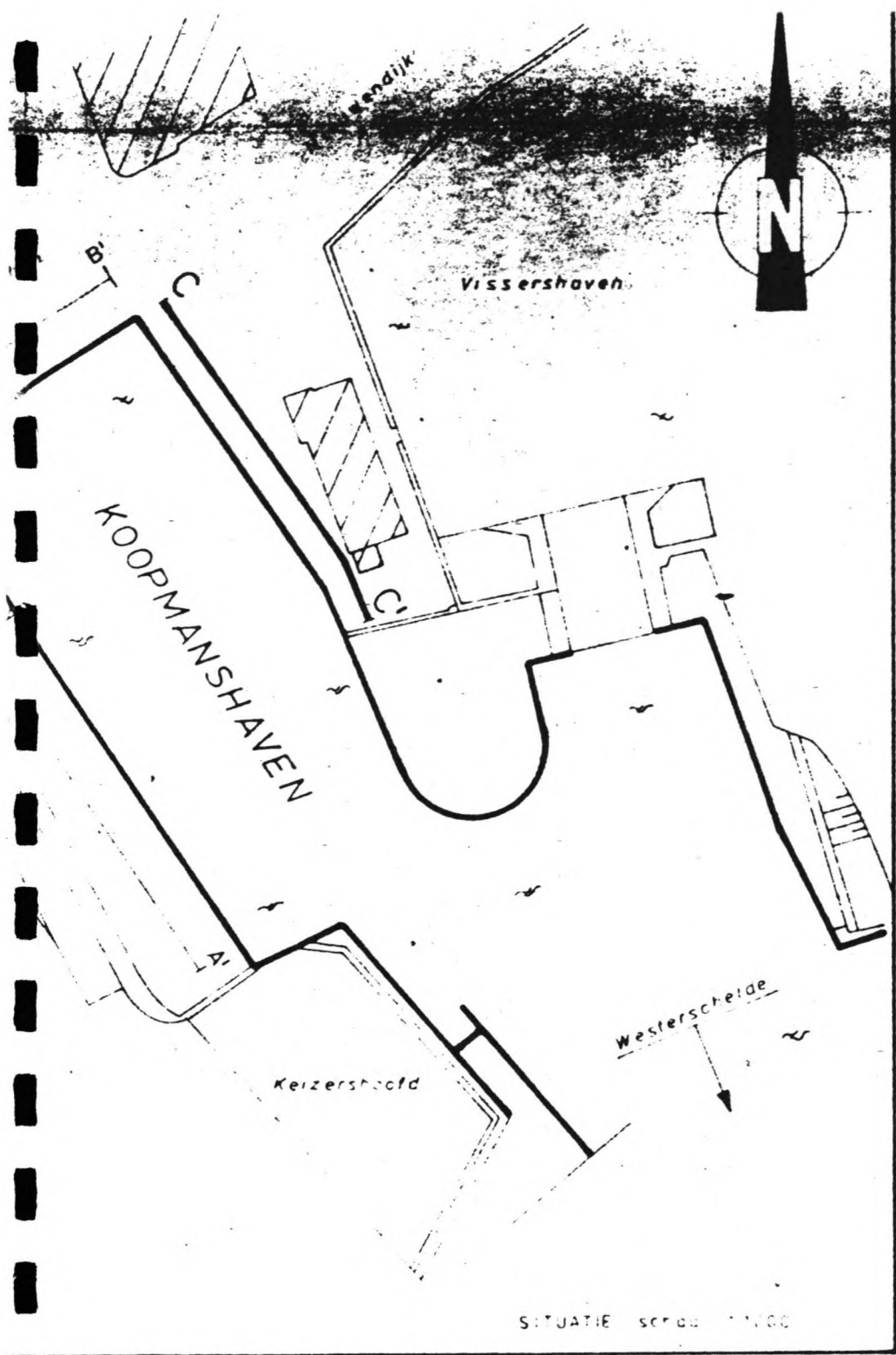
Laag 3 : $\pm 18.00 - \pm 23.00$

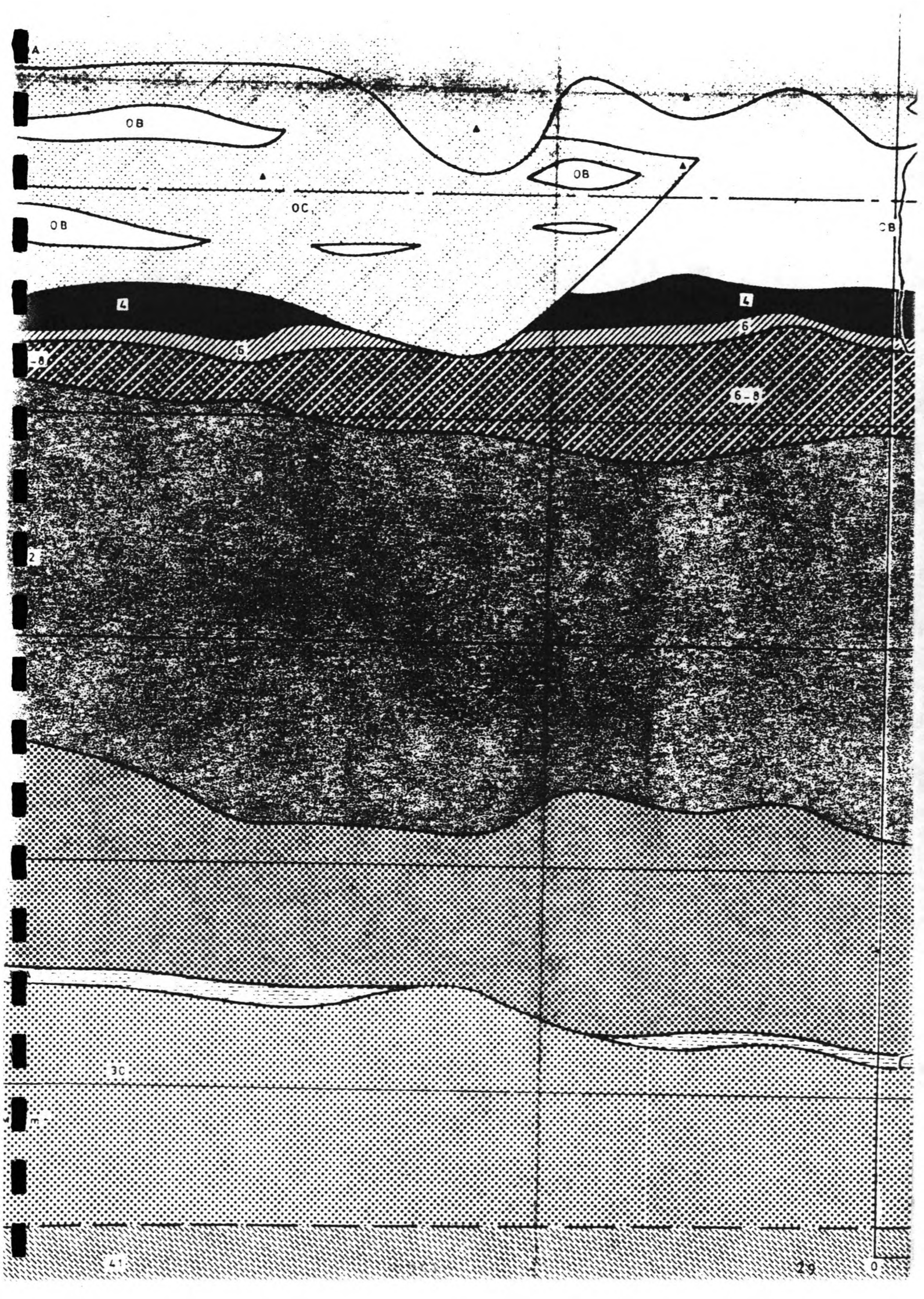
Voorbelast door de lagen 1 en 2 , maar veel gevoeliger voor zettingen , het zettingsgedrag wordt dat van een "stevige" kleilaag verondersteld , $C = 15$

Laag 4 : begint op ± 23.00

Voorbelast door de lagen 1,2 en 3 , weinig zettingsgevoelig , $C = 300$

Bovenstaande is mede gebaseerd op een belastings spreiding met de diepte .





0A

0B

0B

0C

4

1-3

1-3

6

22

39

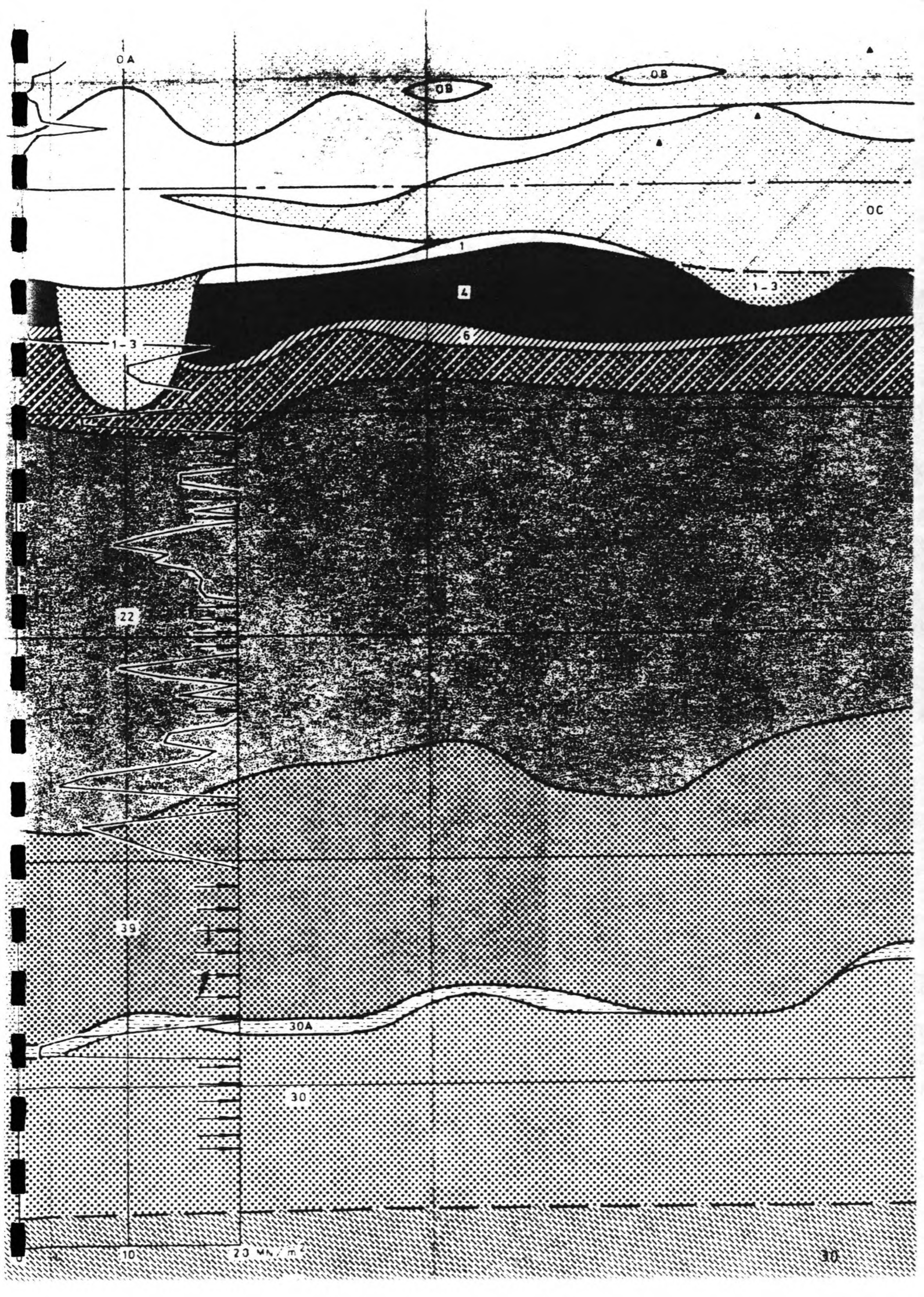
30A

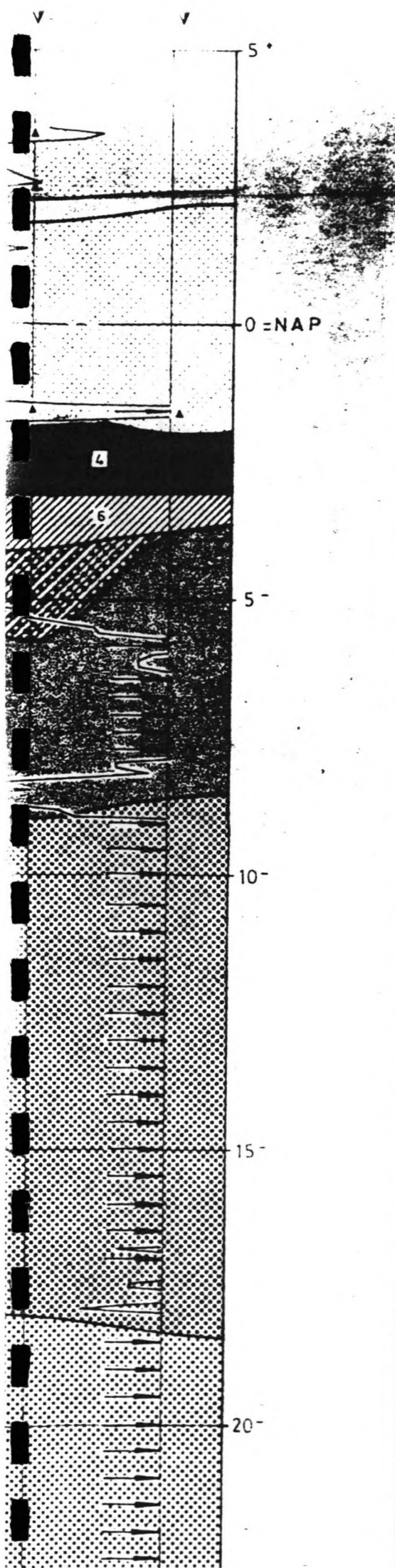
30

10

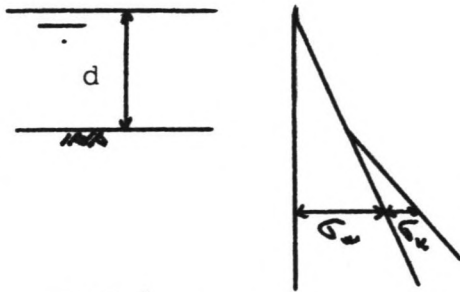
20 MN/m²

30





0A	hoofdzakelijk zand	Antropogene gronden	Afzettingen van
0B	hoofdzakelijk klei		
0C	zand plotselijk vermengd met klei		
1			Duinkerke
2			
1-3	klei zandig of zand kleig		
3	zand		
4	veen		Holland-veen
5			Jonge en Oude Strand en Duinganden
6	klei plaatselijk met plantresten		
7			Calais
6-8	klei zandig of zand kleig		
8	zand		
9	veen		Basisveen
10			
11			
21			
22	zand, fijn tot middel		
23			
24			
25			
26			
27			
28			
29			
30	x) zand, fijn tot middel met veel schelpresten		
ANDERE LITHOLOGISCHE EENHEDEN			
30A	x) klei zandig tot siltig		

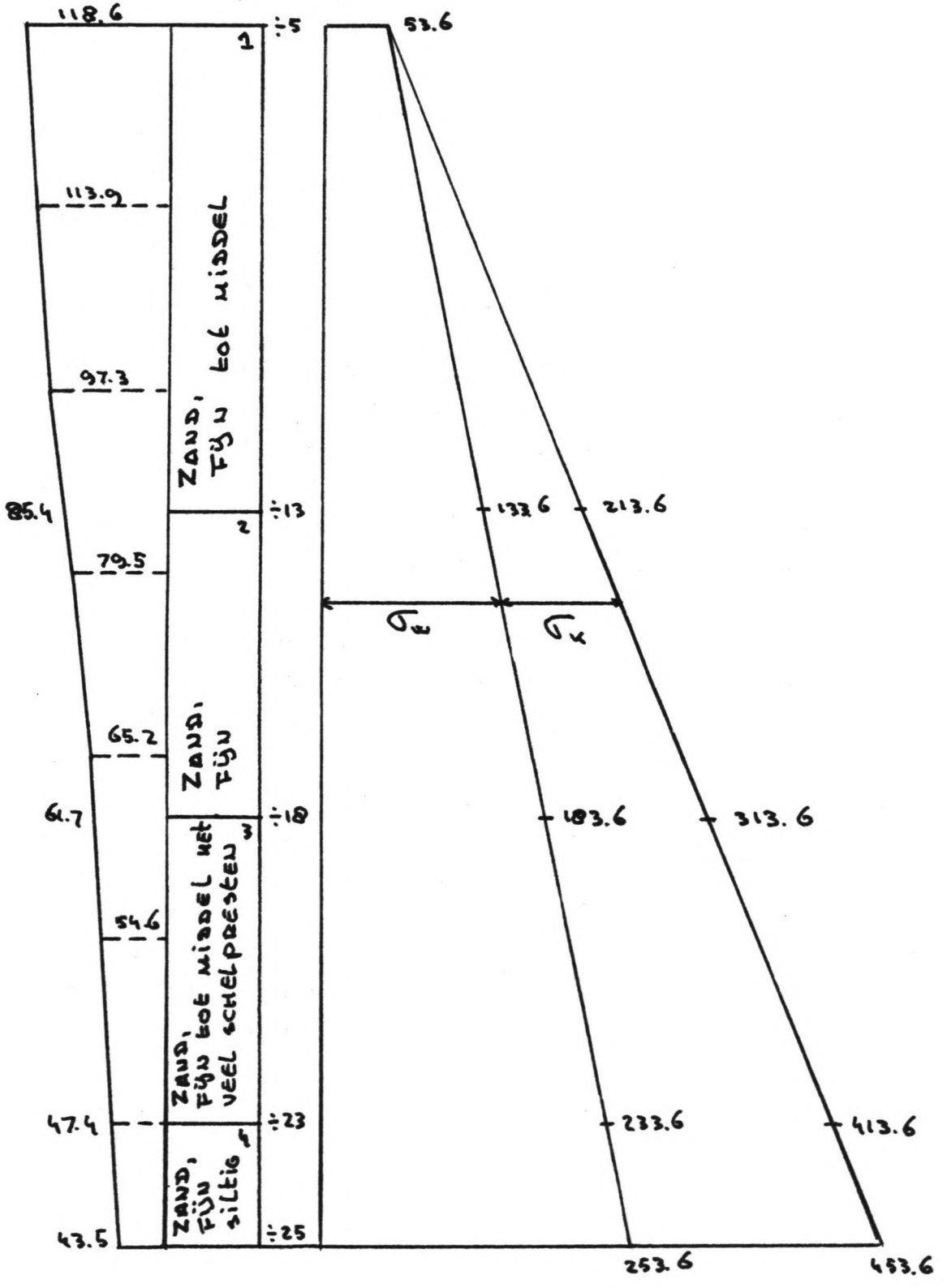


Oorspronkelijke spanningstoestand

$$d = 5.00 + 0.36 = 5.36 \text{ m}$$

$$= 53.6 \text{ kN/m}^2$$

$$= 0$$



Zettingsberekening

LAAG	z (m)	u	σ	σ'	σ''	σ'''	σ''''	σ'''''	σ''''''	h_i (mm)		
1	8	150	53.6	213.6	53.6	133.6	0	80	40	118.6	102	68
2	5	250	213.6	313.6	133.6	183.6	80	130	105	85.4	73.6	11
3	5	15	313.6	413.6	183.6	233.6	130	180	155	61.7	54.6	100
4	2	250	413.6	453.6	233.6	253.6	180	200	190	47.4	45.5	1

$$h_i = h/c \ln [(\sigma'' + \Delta\sigma''') / \sigma'']$$

$$\text{Totale zetting} = \sum (h_i) = 180 \text{ mm}$$

Conclusies

Een fundering op staal is in principe mogelijk en biedt naast nadelen ook voordelen.

De zetting van bijna 20 cm is fors te noemen en moet zeker door een hogere betonconstructie gecompenseerd worden , dit is echter niet zo kwalijk .

Veel erger zijn de ongelijkmatige zettingen over de sluis , deze kunnen scheuren en zelfs scheefstand van de constructie veroorzaken . Dit komt omdat t.p.v. de wanden en de grondaan - vulling de belastingen in feite hoger zijn dan in de "gespreide" belasting , op andere plaatsen zijn de belastingen lager . Dit geeft voor het eigen gewicht al ongelijkmatige zettingen , als dit vervormingsgedrag nog gecombineerd wordt met dat van de uitwendige belastingen dan mag men een vrij grillig gedrag verwachten , temeer de mogelijkheid bestaat dat een van de beide deuren niet dicht is .

Een dikke funderingsplaat spreidt dit naarmate de stijfheid van de plaat groter is over een groter gebied , maar kan toch niet voorkomen dat de zettingen niet gelijkmatig zullen zijn . Het voordeel van op staal funderen is dat geen paalfundering met alle bijkomende activiteiten nodig is . Wel zou de uitvoering nog eens nader onderzocht moeten worden want één van de uitgangspunten was om de benodigde trekpalen voor de onderwaterbetonvloer later in de constructie te gebruiken .

De voorlopige conclusie is dat een op staal gefundeerde sluis gemaakt kan worden , echter de plaatsvastheid ervan dient nader onderzocht te worden . Dit is namelijk voor een constructie die deel uitmaakt van een waterkering van groot belang .

2 - Paalfundering

De paalfundering is in principe gecompliceerder dan een fundering op staal . Allereerst dient het draagvermogen van een paal bepaald te worden en dit hangt weer van de ondergrond - condities af . Dan moet naar het paaltype gekeken worden (prefab of in de grond gevormd) en uiteraard naar de uitvoering .

Aan de andere kant moet er een zekere belasting naar de ondergrond afgevoerd worden .

Er zullen twee soorten palen onderzocht worden :

- Grondverdringende palen (heipalen)
- Geschroefde palen (in de grond gevormd)

Er zijn vele andere oplossingen denkbaar maar zullen in het algemeen niet veel van de geschroefde palen verschillen . Er wordt hier voor geschroefde palen gekozen i.v.m. de betrekkelijke eenvoudige manier om te paal uit te voeren zodat trek - krachten opgenomen kunnen worden . Een ander voordeel is de grote flexibiliteit die zo'n systeem heeft , met dit systeem kunnen zelf horizontale ankers gemaakt worden .

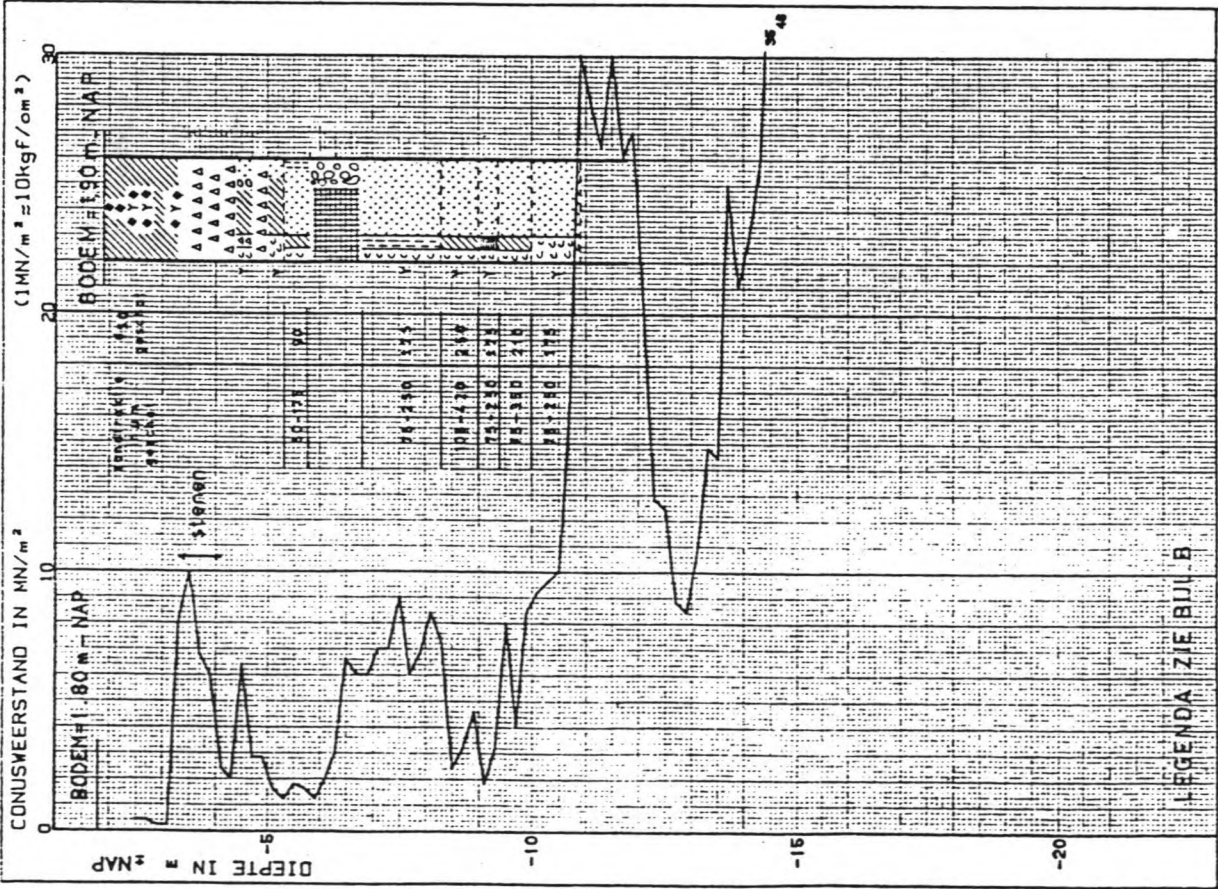
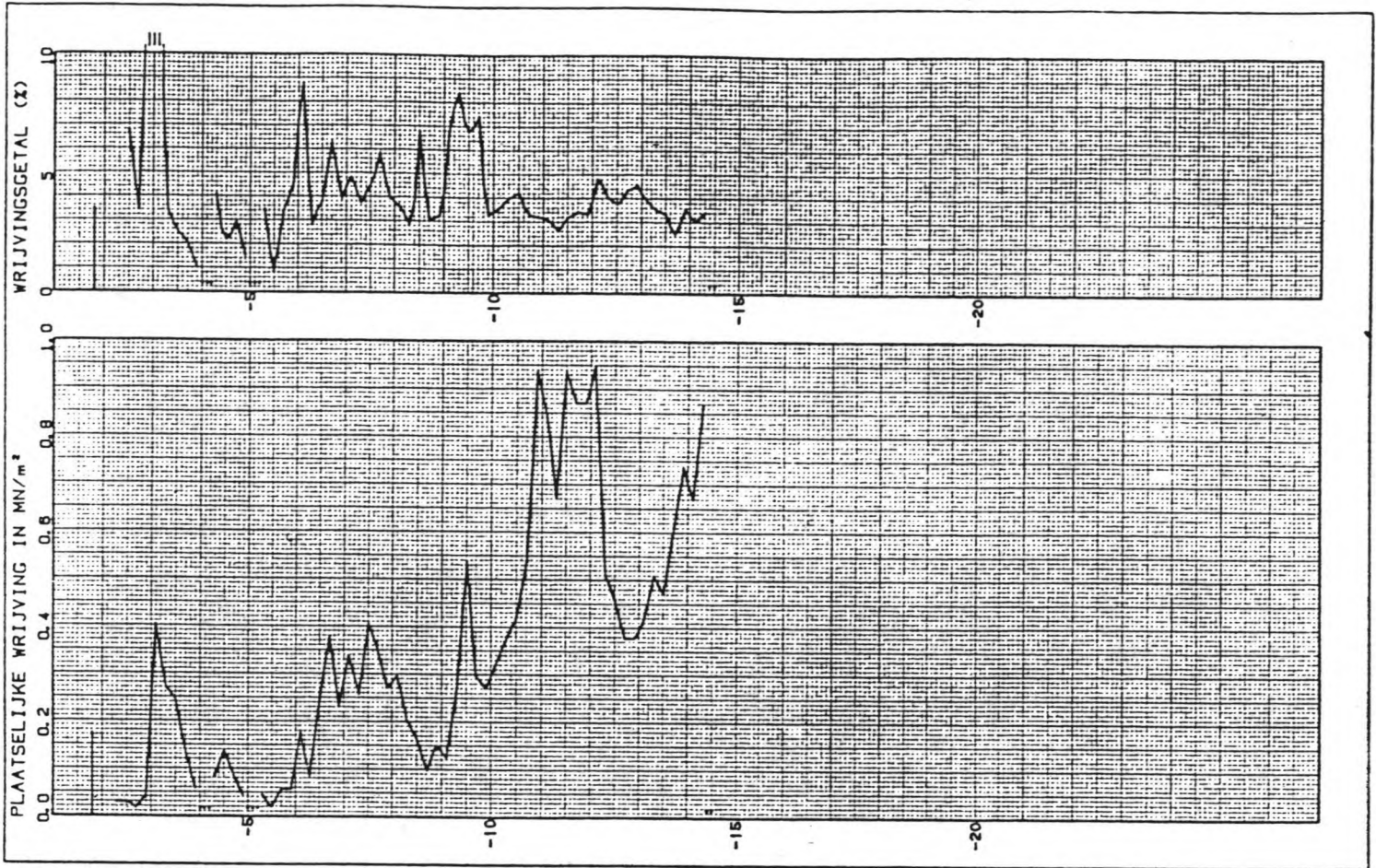
Hier zullen slechts een viertal palen onderzocht worden , 2 geheide en 2 geschroefde palen . Deze worden zo gekozen dat ze , binnen ruime grenzen , als de zwaardere palen binnen hun groep beschouwd kunnen worden . Dit houdt in dat als bij de hierna uit te voeren berekeningen het draagvermogen ontoereikend blijkt te zijn er weinig kans bestaat dat er zwaardere palen toegepast kunnen worden . Dit geldt zowel voor de heipalen als voor de geschroefde palen . Mocht echter blijken dat de paalfundering overgedimensioneerd is dan kunnen alsnog lichtere palen toegepast worden .

Geheide palen(prefab , voorgespannen)

- 1 - Onverzwaard 450 x 450 , $A_{\text{punt}} = 200.000 \text{ mm}^2$
- 2 - Verzwaard 450 x 550 , $A_{\text{punt}} = 300.000 \text{ mm}^2$

Geschroefde palen

- 1 - diameter schacht / voet : 430 / 560
- 2 - diameter schacht / voet : 530 / 670



uitgevoerd volgens nen 3680

meetschik:
 conusveerstand 90 MN/m²
 plaatselijke wrijving 2.0 MN/m²

mechanisch discontinu:
 mantelconus
 kies/mantelconus

electrisch continu:
 conus
 kies/mantelconus
 ingesnoerd
 cilindrisch

n.b. * is een toepassing

uitgevoerd d.d. 82-08-24

laboratorium voor grondmechanica delft
 telefoon (015)-589273
 postbus 68 3800 AB delft

KADEHUUR KOOPHANSHAVEN VLISSINGEN

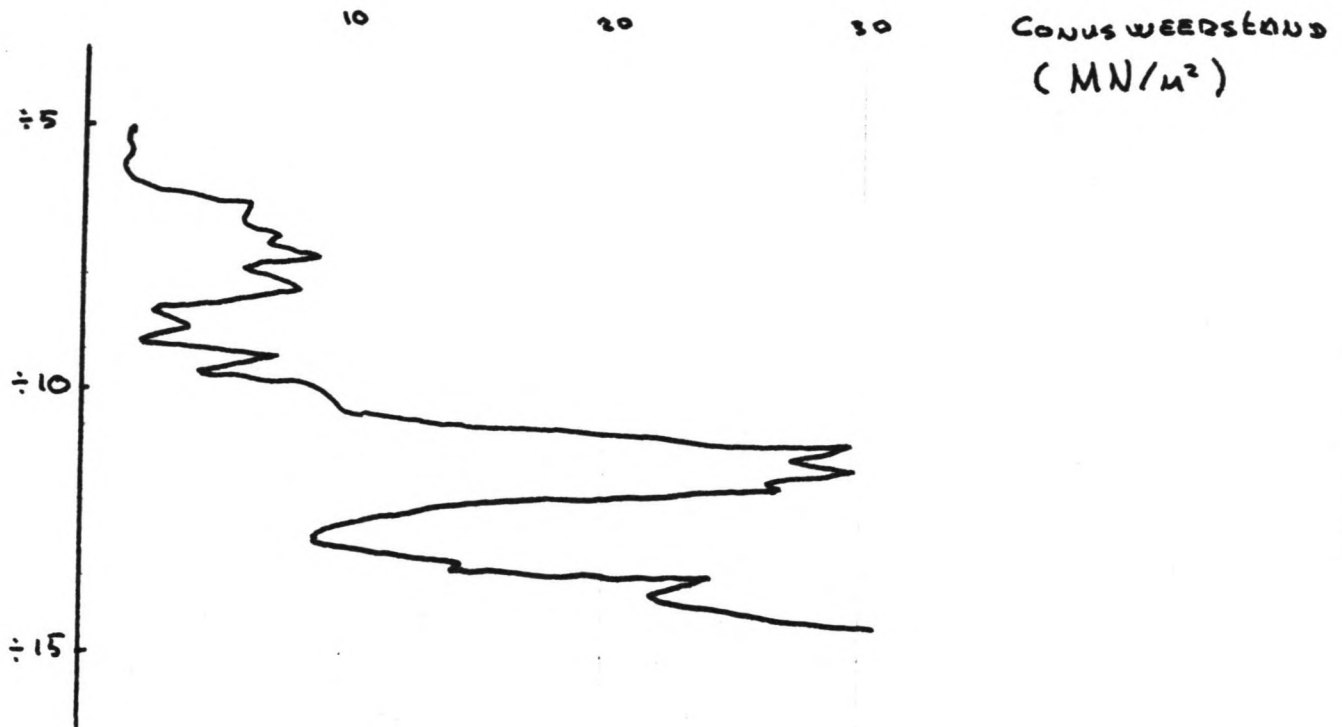
ZWARE SONDERING 078 EN BORING

X= , km
 Y= , km

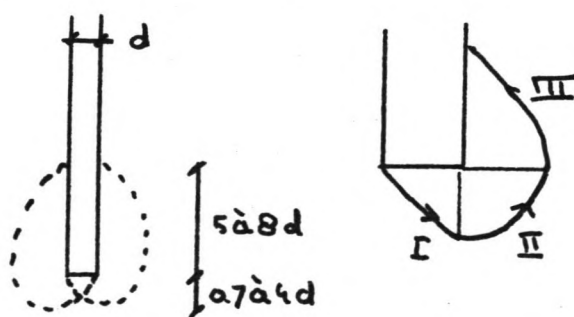
CO-259890
 BIJL. 79

MW
 30/40

Voor de bepaling van het paal draagvermogen is een sondering onontbeerlijk, deze zijn door L.G.M. uitgevoerd, echter niet voor het gehele gebied, de nr. 76 t/m 78 zijn van belang. Een "gemiddelde" komt met onderstaande overeen.



Bepaling puntdraagvermogen :



$$PPW = \frac{\frac{I + II}{2} + III}{2}$$

$$d_{eq} = (4 \cdot A / \pi)^{\frac{1}{2}}$$

(voor niet ronde palen)

Hoewel het heiproces moeilijker zal verlopen wordt toch voor een diepte van ÷ 14 gekozen.

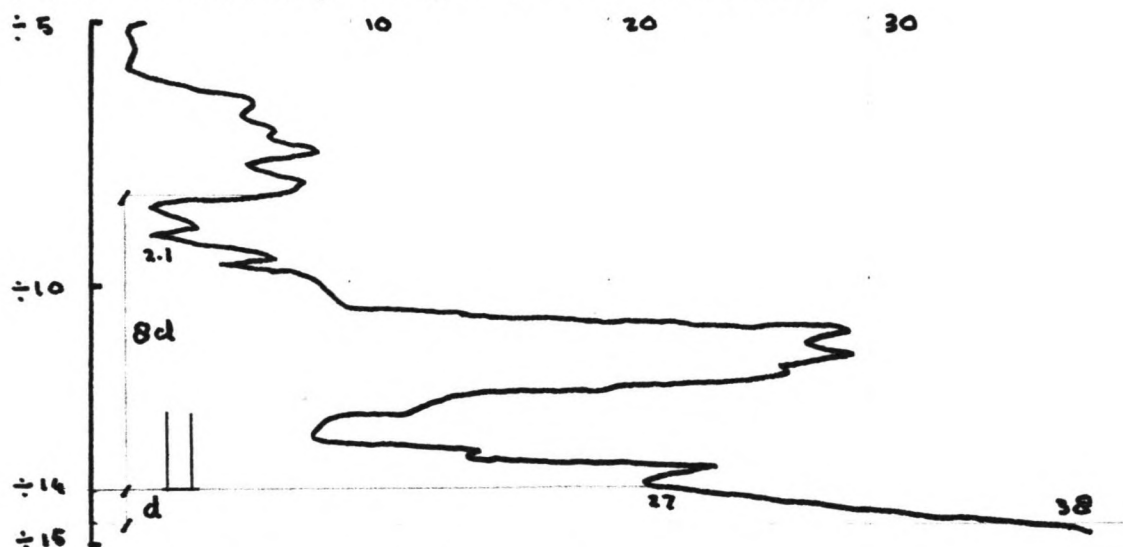
De keuze van ÷ 14 vloeit voort uit de onbekendheid van de ondergrond t.p.v. de sluis.

Zoals al eerder is vermeld is bovenstaande sondering een soort gemiddelde uit de drie van toepassing zijnde sonderingen, er zijn er echter nog meer.

In de lengte richting van de sluis , zij het enige meters naar het westen zijn er een aantal sonderingen waarbij duidelijk een draagkrachtige laag op + 12 aanwezig is , bij andere is dit minder duidelijk . Echter bij allen is er sprake van zeer draagkrachtige lagen vanaf + 14 .

Om voorlopig en zonder bijkomende sonderingen waarschijnlijk definitief , risicos te vermijden wordt ten koste van zwaar - der heiwerk en langere palen voor een algemene inheidiepte van + 14 gekozen .

(i) - Puntdraagvermogen onverzwaarde paal



$$d_{eq} = (4 \times 200000 / \pi)^{1/2} = 505 \text{ mm}$$

$$I = 32.5 \text{ MN/m}^2 \text{ (gem. waarde)}$$

$$II = 27.0 \text{ MN/m}^2 \text{ (min. ")}$$

$$III = 2.1 \text{ MN/m}^2 \text{ (min. ")}$$

$$PPW = \frac{(32.5+27)}{2} + 2.1$$

$$= 15.9 \text{ MN/m}^2$$

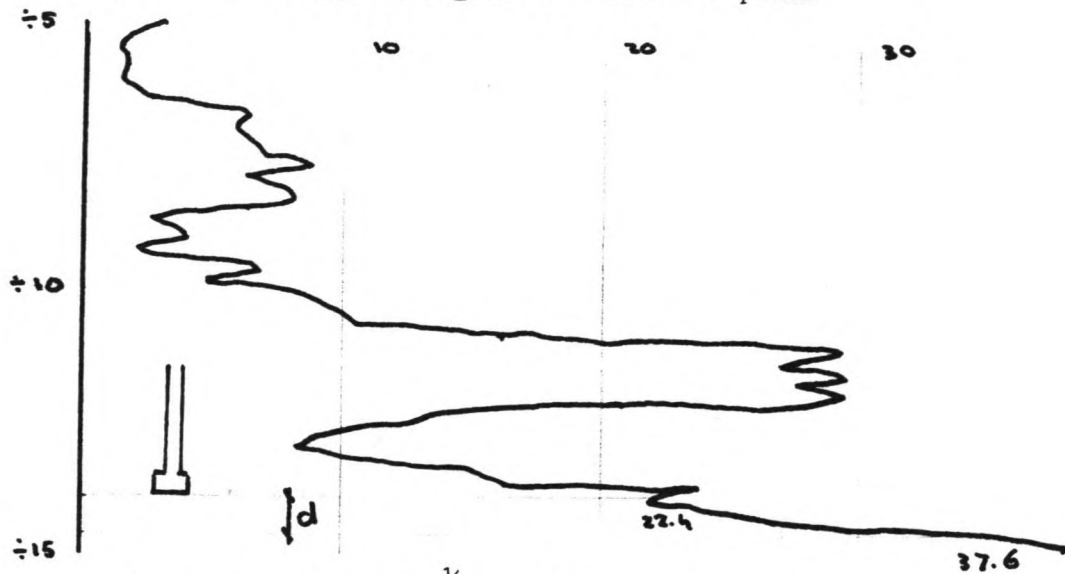
Oppervlak paalvoet : 0.2 m²

Maximale drukkracht : 3180 kN

Veiligheidsfactor : 2

Toelaatbare drukkracht : 1590 kN

(ii) - Puntdragvermogen verzwaarde paal



$$d_{eq} = (4 \times 300000 / \pi)^{1/2} = 618 \text{ mm}$$

$$I = 30 \text{ MN/m}^2$$

$$II = 22.4 \text{ MN/m}^2$$

$$III = 0 \quad (\text{i.v.m. de ontspanning t.g.v. de zware voet})$$

$$PPW = (30 + 22.4) / 4$$

$$= 13.1 \text{ MN/m}^2$$

Oppervlak paalvoet : 0.3 m^2

Maximale drukkracht : 3930 kN

Veiligheidsfactor : 2

Toelaatbare drukkracht : 1965 kN

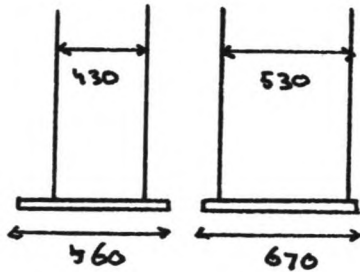
(iii) - Geschroefde palen

Prof. Van Weele stelt dat voor de bepaling van het puntdragvermogen van dezelfde formules gebruik gemaakt mag worden, echter het voetoppervlak wordt voor 85 % meegenomen.

De geschroefde palen zijn, op dezelfde diepte aangebracht, minder sterk dan de geheide palen (voetoppervlak is kleiner dan paalpunt oppervlak). Bij geschroefde palen is het aanbrengen op een willekeurige diepte van de voet (eerst, later de rest van de paal) een vrij eenvoudige zaak. Hier zullen deze palen op + 23 aangebracht worden.

Ten eerste wordt hiermee het draagvermogen zeer gunstig beïnvloed en tegelijkertijd wordt er in zettingsongevoelige lagen gefundeerd zodat de constructie vrijwel plaatsvast zal zijn.

Een probleem is dat lang voordat de vereiste diepte gehaald wordt het meetbereik van de instrumenten overschreden is .
 Verwacht mag worden dat niet de grond maar het paalmateriaal maatgevend zal worden . Veronderstel dat er B 17.5 toegepast zal worden (meestal hogere kwaliteit , maar of deze onder wa - ter gehaald kan worden is de vraag)



$$P_{\max} = \frac{1/4 \times \pi \times (430)^2 \times 14}{2} = 1017 \text{ kN}$$

$$P_{\max} = \frac{1/4 \times \pi \times (530)^2 \times 14}{2} = 1544 \text{ kN}$$

Conclusies :

De geheide palen en vooral de verzwaarde paal hebben een vrij hoog draagvermogen . Hier moet echter nog rekening met negatieve kleef gehouden worden .

Het grote nadeel van de geheide palen is de zetting van de ondergelegen lagen . De palen worden op een diepe draagkrachtige laag geheid , daaronder bevindt zich een laag met veel schelpresten . Daar de krachtsafdracht nog zelfs voor deze laag gebeurt mogen zettingen zeker verwacht worden (± 100 mm volgens de zettingsberekening , laag 3) .

Op grond van economische overwegingen zal een keuze tussen beide systemen gedaan moeten worden . Er moet bepaald worden wat goedkoper is .

Prefab palen waarbij de constructie met 100 mm verhoogd moet worden en het draagvermogen verminderen t.g.v. de negatieve kleef of de langere geschroefde palen eveneens met een gereduceerd draagvermogen , maar zonder een hogere bovenbouw .

De negatieve kleef moet in rekening gebracht worden als er zettingsverschillen optreden tussen de constructie en de omgeving. De maximale negatieve kleef wordt al bij een zettingsverschil van 20 mm gehaald .

Het zettingsverschil tussen constructie en naastliggende ophoging bedraagt bij beide systemen minstens 100 mm , zodat bij beide rekening moet worden gehouden met de maximale negatieve kleef .

Naast de maximale toelaatbare drukkracht is ook de maximale trekkracht van belang . T.g.v. de belastingen kan trek in de palen optreden , dit kan zowel in de uitvoerings - fase als in de gebruiksfase gebeuren .

Voor de bepaling van de maximale trekkracht moet eerst iets over de paalafstanden gezegd worden . In dit stadium is een goede gefundeerde keuze nog niet mogelijk . Als palenplan wordt een h.o.h. afstand van 3 m in beide richtingen gekozen . De lengte van de constructie is nog onbekend , de sluis breedte bedraagt 6 m , de deurkassen ongeveer evenveel .

Globale belasting per paal in het midden :

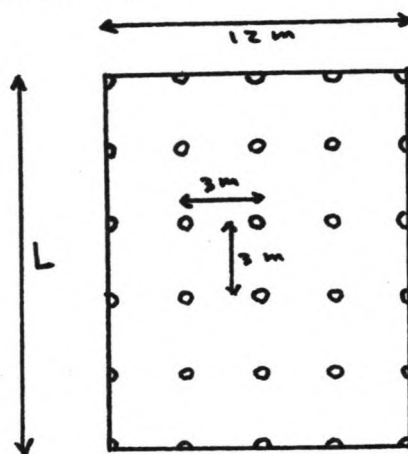
$$G = 1423 \text{ kN/m' breedte}$$
$$= 118 \text{ kN/m}^2$$

Oppervlak per paal :

$$A = 9 \text{ m}^2$$

Paalkracht :

$$P = 1062 \text{ kN}$$

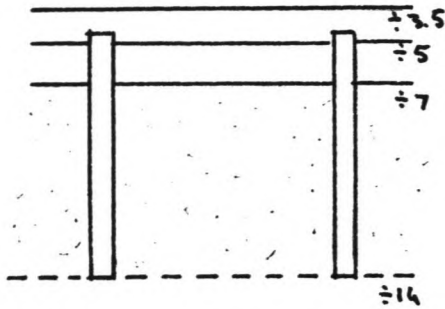


Bepaling maximaal te leveren trekkracht

Er wordt hier naar een paal uit een groep palen gekeken . Zo zal door één paal maximaal het gewicht van de kolom grond aan trek kunnen worden opgebracht , dit is het z.g. Kluitcriterium. Ook kan het gebeuren dat de maximale schuifweerstand tussen het manteloppervlak en de grond wordt overschreden , dit is het z.g. Schuifcriterium .

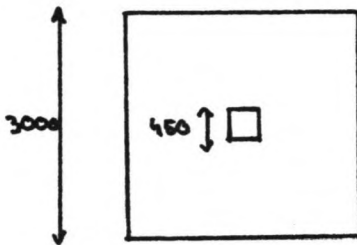
Het voornaamste verschil tussen beide criteria is dat bij het schuifcriterium naar een enkele paal wordt gekeken , terwijl bij het kluitcriterium het groepseffect de overhand heeft .

(i) - Geheide palen



De volgende aannamen worden gedaan :

- de sluisvloer is 1.5 m dik , de drem-
pel ligt op + 3.50
- er wordt een 2 m dikke onderwater -
betonvloer toegepast
- alle palen staan in de draagkrach-
tige laag op + 14



Kluitcriterium

$$K = 3 \times 3 (\gamma_N - \gamma_w) = 90 \text{ kN/m}^3 \text{ paal}$$

Maximaal beschikbare lengte paal

$$L = 7 \text{ m}$$

Een lengte van 7 m meewerkende paal zou correct zijn als alle palen de grond tot + 14 mee zouden nemen bij het leveren van de maximale trekkracht . Als de constructie op zou lichten blijkt dat er tussen de palen een kluit grond is achtergebleven.



Het werken met een afschuifvlak onder de hoek van inwendige wrijving is door de drie - dimensionale gewelfwerking van de grond een te ongunstige aanname .

Een andere manier is om de veiligheids factor te vergroten tot 1.4 (gewoonlijk 1.1 a 1.2) , dit komt dan overeen met een "gewone" fac tor van 1.2 en een gereduceerde lengte van 6 m .

Maximaal leverbare trekkracht :

$$T_{\max} = 7 \times 90 / 1.4 = 450 \text{ kN/paal}$$

Schuifcriterium

Bij de berekening zal gebruik gemaakt worden van de bij de sonderingen gevonden plaatselijke γ_k γ_f (of wrijvingsweerstand) , zijn alleen conuswaarden (C_w) bekend dan kan voor Nederlandse omstandigheden de volgende relatie gebruikt worden :

$$W = a \times C_w / 100 \quad \text{met } a = 1 \text{ a } 1.5 \text{ voor zand}$$

De onzekerheden die in bovenstaande methode aanwezig zijn , zijn veel groter dan bij het Kluit - principe , zodat hier een grotere veiligheidsfactor toegepast moet worden , afhankelijk van de mate van onzekerheid :

$$F = 2.5 \text{ à } 3$$

De voor de plaatselijke kleef gevonden waarden kunnen als volgt geschematiseerd worden :

$$\text{Tussen } \div 5 \text{ en } \div 10 : W = 0.1 \text{ MN/m}^2$$

$$\text{Tussen } \div 10 \text{ en } \div 15 : W = 0.4 \text{ MN/m}^2$$

Mantel oppervlak :

$$4 \times 1 \times 0.45 = 1.8 \text{ m}^2/\text{m}' \text{ paal}$$

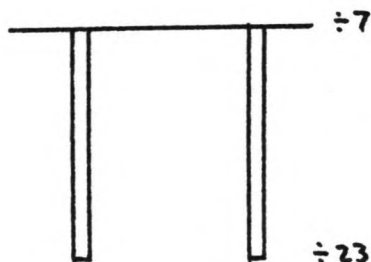
$$K = 3 \times (1.8 \times 0.1) + 4 \times (1.8 \times 0.4) = 3.42 \text{ MN/paal}$$

Maximale trekkracht :

$$T_{\max} = 3420 / 2.5 = 1368 \text{ kN}$$

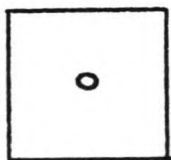
Voor de geheide palen blijkt het kluitcriterium maatgevend te zijn : $T_{\max} = 450 \text{ kN}$

(ii) - Geschroefde palen



Het probleem bij de geschroefde palen is in hoeverre de gunstige invloed van de verbrede voet meegenomen moet worden , vooral bij het schuif criterium . Hier zal in eerste instantie alleen met schacht omtrek gewerkt worden .

Kluitcriterium



Dit is voor beide palen gelijk .

$$K = 3 \times 3 \times (\sigma_u - \sigma_w) = 90 \text{ kN/m}' \text{ paal}$$

$$F = 1.4 \quad L = 16 \text{ m}$$

$$T_{\max} = 16 \times 90 / 1.4 = 1029 \text{ kN/paal}$$

Schuifcriterium

Ook nu weer

$$\text{Tussen } \div 5 \text{ en } \div 10 : W = 0.1 \text{ MN/m}^2$$

$$\div 10 \text{ en dieper} : W = 0.4 \text{ MN/m}^2$$

Manteloppervlak :

$$A1 = \pi \times 430 \times 430 = 1.35 \text{ m}^2/\text{m}' \text{ paal}$$

$$A2 = \pi \times 530 \times 530 = 1.67 \quad "$$

$$K1 = 3 * (1.35 * 0.1) + 13 * (1.35 * 0.4) = 7425 \text{ kN / paal}$$

$$K2 = 3 * (1.67 * 0.1) + 13 * (1.67 * 0.4) = 9185 \text{ kN/ paal}$$

Veiligheids factor :

$$F = 2.5$$

Maximale trekkracht :

$$T_{\max 1} = 7425 / 2.5 = 2970 \text{ kN/paal}$$

$$T_{\max 2} = 9185 / 2.5 = 3674 \text{ kN/paal}$$

Voor de geschroefde palen is eveneens het kluitcriterium maat -
gevend , zodat voor beide palen de maximale trekkracht even
groot is ,

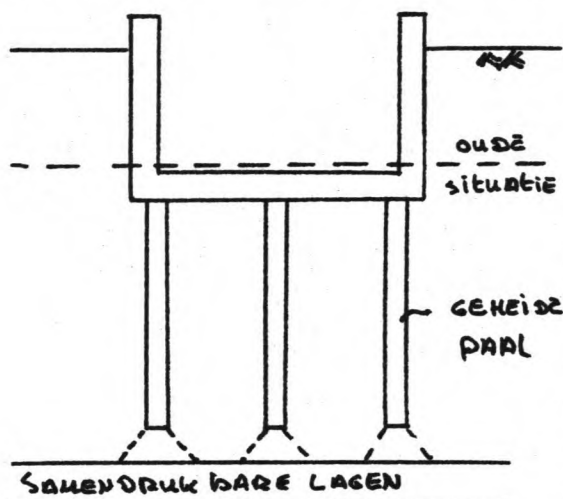
$$T_{\max} = 1029 \text{ kN / paal}$$

Negatieve kleef

In het voorgaande is bij de maximale leverbare drukkracht alleen rekening gehouden met het punt draagvermogen. Positieve of negatieve kleef is nog niet in rekening gebracht.

Om deze kleef al dan niet in rekening te kunnen brengen moet er iets bekend zijn over de te verwachten zettingen.

Het is de bedoeling dat op de oude haven bodem een sluis geplaatst zal worden met aan weerszijde een grondaanvulling.



Uit de schets kan ongeveer ingezien worden dat de sluis minder zal zakken dan de omliggende grond.

T.g.v. de krachtsafdracht zal de samendrukbare laag inderdaad zettingen geven, dit zijn dan alle voor de constructie merkbare zettingen.

De grondaanvulling zal eveneens voor zettingen zorgen in de samendrukbare laag, terwijl even-

eens zettingen van de meer losgepakte bovenste laag te verwachten zijn.

Als bedacht wordt dat de volledige negatieve kleef bij 10 à 20 mm al aanwezig is en het verschil in zetting tussen de constructie en de aanvulling ongeveer 80 mm bedraagt, dan moet hier zeker met negatieve kleef rekening gehouden worden.

Het geval van de geschroefde palen is niet wezenlijk anders. De palen worden door de samendrukbare laag gevoerd en pas in de daaronder gelegen laag geplaatst. De zettingen van de constructie zijn dan minimaal, enkel de elastische inkorting van de palen en een vrij kleine zetting aan de voet (die zelfs d.m.v. grouten onder druk tegengegaan kan worden). De zettingen aan weerszijde zijn even groot als bij de geheide palen, zodat nu het verschil in zetting tussen de constructie en de naastliggende grond zeker 180 mm zal bedragen. Dit heeft dan voor het optreden van negatieve kleef weinig betekenis^s meer,

bij 10 à 20 mm is deze toch al aanwezig .

Een negatieve kleef berekening is voor de hier voorgestelde palen , op de gladde paal na , erg moeilijk te maken . Bij de palen met een verzwaarde punt wordt eerst de grond weggedrongen om vervolgens in de spleet tussen schacht en omtrek van de punt te vallen . Daar er hier sprake is van zandgronden mag niet verwacht worden dat door consolidatie de oorspronkelijke toestand min of meer benaderd zal worden .

Bij de geschroefde palen wordt eerst de voet met een stalen mantel , al draaiend in de grond gebracht . De grond wordt hierdoor verdrongen . Als de paal (de voet dus eigenlijk) op diepte is , wordt de buis met beton gevuld en al op-en-neer gaande wordt de buis getrokken . Als het beton met de grond in aanraking komt is deze nog vloeibaar en hoewel door de op en neer gaande beweging van de buis getracht wordt om het beton te verdichten ontstaat er toch een ontspanning van de grond rond de paal . Hierdoor wordt de relatie $W = a \times C_w$ ernstig verstoord , a is veel kleiner dan gewoonlijk voor de desbetreffende grondsoort.

In sommige gevallen slechts 20 % van de oorspronkelijke waarde .

Als laatste mogelijkheid blijft dan de negatieve kleef berekening voor de gladde paal over , waarna de negatieve kleef voor de andere palen benaderd kan worden .

Daar de voornaamste zettingsverschillen t.p.v. de bovenste laag op zullen treden , kan gesteld worden :

$$W = 0.10 \text{ MN/m}^2$$

$$A = 4 \times (0.45 \times 1) = 1.8 \text{ m}^2/\text{m}'$$

In eerste instantie is de negatieve kleef :

$$k = W \times A = 180 \text{ kN/m}' \text{ paal}$$

Gesteld kan worden dat er een theoretische kleefgrond cylinder rondom de paal is die , uitgedrukt in het gewicht van een cylinder grond , gelijk is aan de mogelijke kleef .



$$A_{\text{grond}} (\gamma_N - \gamma_w) = 180 \text{ kN}$$

$$(A_t - A_{\text{paal}}) \times (20 - 10) = 180 \text{ kN}$$

$$A_t - 0.2025 = 18$$

Stel de straal van deze cylinder gelijk aan r

$$A_t = \pi * r^2$$

$$r = 2.41 \text{ m}$$

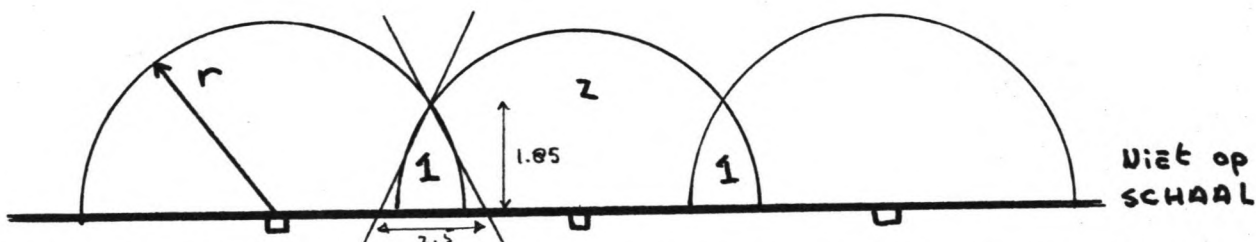
Wil nu de volledige negatieve kleeft optreden dan moet de theoretische kleeftgrond cylinder gemobiliseerd kunnen worden .

T.g.v. de afscherm'ende werking van de constructie wordt verondersteld dat maximaal de helft van de grondcylinder gemobiliseerd kan worden .

Verder moet nog rekening met groepswerking gehouden worden , deze groepswerking reduceert de kleeft nog wat meer .

Ook zal hier , op grond van de afschermende werking van de constructie , verondersteld worden dat alleen bij de randpalen , negatieve kleeft in rekening gebracht moet worden .

Groepswerking



Het volume grond t.g.v. deel 1 gaat voor de helft naar de paal zelf en voor de helft naar de naast gelegen paal . T.g.v. deel 2 gaat alles direct naar de paal zelf .

De straal van de cirkels is gelijk aan de eerder bepaalde r .

$$A_1 = \frac{1}{2} * 2.5 * 1.85 = 2.31 \text{ m}^2$$

$$A_2 = 18/2 - 2 * (\frac{1}{2} * 2.5 * 1.85) = 4.38 \text{ m}^2$$

$$\underline{\hspace{10em}} +$$

$$6.69 \text{ m}^2$$

$$f = 6.69 / 18 = 0.372$$

T.g.v. de groepswerking wordt de negatieve kleeft nog met 13 % gereduceerd .

De negatieve kleeft per paal wordt dan :

$$F_{nk} = 0.372 * 180 = 67 \text{ kN/m' paal}$$

Bij een paallengte van 7 m :

$$F_{nk} = 470 \text{ kN / paal}$$

Bij de paal met de verzwaarde punt zal de negatieve kleef zeker kleiner zijn , hoeveel kleiner is moeilijk te zeggen . De negatieve kleef bij de geschroefde palen is nog moeilijker aan te geven . De paallengte neemt met een factor 2 toe , maar de zettingsverschillen treden eigenlijk alleen bij de bovenste lagen op (na de samendrukbare laag is er eigenlijk geen zetting meer) , het is dan aannemelijk te maken dat de paallengte die van belang is ongeveer gelijk blijft .

Ook het mantel oppervlak , zelfs van de grootste paal , is in vergelijking met de gladde paal kleiner .

Hoewel bij het gelijkstellen van de negatieve kleef voor alle palen deze overschat wordt , zal dit toch aangehouden worden . Het op goed geluk aanbrengen van een reductie factor is ongefundeerd en moeilijk te handhaven .

De resultaten van de hiervoor uitgevoerde berekeningen zullen hierna samengevat worden . De daar vermelde krachten zijn uiterste krachten waarbij de veiligheids factor al in rekening is gebracht .

Geheide palen	Druk (veld)	Druk (rand)	Trek
450 / 450	1590	1120	450
450 / 550	1965	1495	450
Geschroefde palen			
430 / 560	1017	547	1029
530 / 670	1544	1074	1029

Alle krachten in kN

Globaal ontwerp funderingsconstructie

In het voorgaande is voor een viertal , vrij zware , paal ty - pen het draagvermogen onder de plaatselijke omstandigheden be - paald . De gevonden waarden zijn een maat voor het uiterste draagvermogen . Nog grotere heipalen zijn wel leverbaar maar dit gaat ten koste van zwaarder heiwerk en niet standaard ver - krijgbare palen . Een grotere diameter van de geschroefde pa - len is onder normale omstandigheden niet verkrijgbaar . Een ander probleem hierbij is dat ook dit ten koste gaat van zwaar - der materieel om de paal in te schroeven .

Dit houdt in dat het niet wenselijk wordt geacht dat deze eer - der vermelde krachten overschreden worden . Niet zozeer omdat het niet gemaakt zou kunnen worden (grotere paal , 2 palen , etc.) maar meer uit een kosten oogpunt .

Voor de funderingsconstructie zijn een drietal belastingsfasen van belang , te weten :

- (i) : de aanvang van de bouw
- (ii) : de beëindiging van de bouw
- (iii) : de gebruiksfase

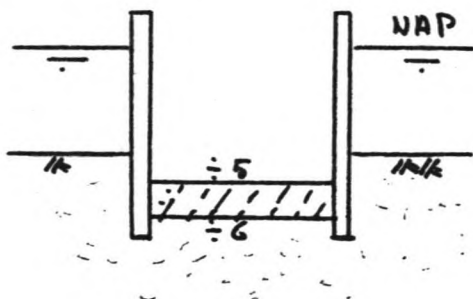
Differentiatie binnen een fase naar mogelijk optredende^d belas - tings gevallen is mogelijk .

Als nu per fase een aantal aannamen m.b.t. de constructie ge - daan worden , dan kan daarmee het gedrag en de belasting op de funderingsconstructie benaderd worden .

Ad (i) - de aanvang van de bouwfase

De uitvoeringswijze is om een bouwkuip te maken d.m.v. dam - wanden , dit droog te zetten en er de constructie , op zijn plaats , te maken .

Daar afsluitende lagen ontbreken zal de afsluiting d.m.v. een onderwaterbetonvloer verzorgd moeten worden . De verticale sta - biliteit van deze vloer wordt d.m.v. trekpalen verzorgd .



De uitvoering gebeurt in een af - gesloten havenbekken waarvan het peil gemiddeld op N.A.P. ligt . Ga in eerste instantie uit van een 1 m dikke onderwaterbetonvloer .

Opwaartse kracht (waterdruk)

$$F_w = (\text{NAP} - \pm 6.0) = 60 \text{ kN/m}^2$$

Gewicht vloer

$$G = 1.0 * \gamma_b = 1.0 * 22 = 22 \text{ kN/m}^2$$

Resultierend opwaarts

$$F = 60 - 22 = 38 \text{ kN/m}^2$$

Stel dat de palen h.o.h. 3 m in beide richtingen staan

$$F_t = 3 * 3 * 38 = 342 \text{ kN/paal}$$

De lichtste paal kan 450 kN per paal leveren , dus deze fase levert geen problemen .

Een ander aspect is dat het peil in het bekken door GWS toe - stroming , regenval ,etc. gevuld kan raken . Bekeken moet worden tot welke hoogte dit toegelaten kan worden .

$$F_{t, \text{benodigd}} = T_{\text{max}} = 450 \text{ kN}$$

$$(10 (h + 6) - 22) * 9 = 450$$

$$h = 1.2 \text{ m}$$

Het peil in het bekken kan , als de kuip droog wordt gezet tot NAP + 1.20 oplopen zonder dat de trekkracht in de palen wordt overschreden .

Nu de belastingen bekend zijn moet gecontroleerd worden of de gekozen dikte voor de onderwaterbetonvloer voldoet , dit is van belang voor de aanlegdiepte en dus de waterdrukken op de onderkant van de vloer .

1 - Benodigde voorspanning in de paal

De voorspanning in de paal heeft een tweetal functies . Ten eerste moet het heiproces geen scheurvorming veroorzaken (door gedeeltelijke terugkaatsing aan het onder uiteinde gaat er een soor trek-golf door de paal lopen) , dit is dan in de orde van 1 à 1.5 N/mm²

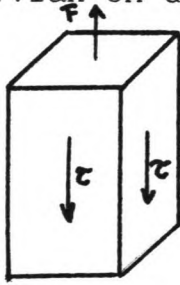
Ten tweede moet de benodigde trekkracht geleverd kunnen worden , dus zonder dat de toelaatbare trekspanning wordt overschreden .
Spanning in kleinste paal (d = 430 mm) :

$$\sigma_t = 450000 / (\frac{\pi}{4} * 430^2) = 3.1 \text{ N/mm}^2$$

Met een toelaatbare trekspanning van meer dan 1 N/mm² zal er voor een voorspanning van meer dan 2 N/mm² gezorgd moeten worden .

2 - Afdracht kracht van de vloer op de paal

Deze afdracht gebeurt d.m.v. schuifspanningen tussen het paaloppervlak en de vloer :



Licht tste geheide paal

$$\tau = \frac{1.7 * 3 * 3 * 38000}{4 * (450 * 1000)} = 0.32 \text{ N/mm}^2$$

Lichtste geschroefde paal

$$\tau = \frac{1.7 * 3 * 3 * 38000}{\pi * d * l} = 0.43 \text{ N/mm}^2$$

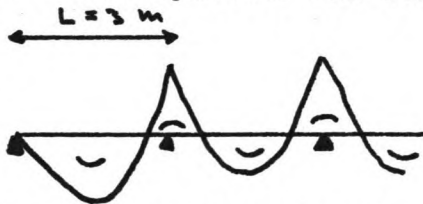
Stel dat de betonkwaliteit B 22.5 haalbaar is :

Toelaatbare trekspanning : $f_b = 1.3 \text{ N/mm}^2$

Toelaatbare schuifspanning: $\tau_1 = \frac{1}{2} f_b = 0.65 \text{ N/mm}^2$

In beide gevallen is de optredende schuifspanning kleiner dan de toelaatbare schuifspanning .

3 - Het opnemen van buigspanningen



De momentenlijn voor de onderwa ter betonvloer bij een gelijkmatige verdeelde belasting ziet er ongeveer zo uit .

Het steunpunts moment in het midden van de vloer bedraagt ongeveer $1/12 ql^2$, de veldmomenten er vlak naast ongeveer $1/24 ql^2$. Het maatgevend moment zit in de randvelden en bedraagt bij benadering $1/10 ql^2$.

$$M_{\max} = 1/10 * 38 * 9 * 1.7 = 58 \text{ kNm}$$

$$\sigma = M / W = 54 * 10^6 / (1/6 * 3000 * 1000^2) = 0.11 \text{ N/mm}^2$$

Er moet gelden dat de maximale trekkracht hoogstens 7/10 van de toelaatbare bedraagt .

$$\sigma_{\text{toel}} = 0.7 f_b$$

$$\sigma_{\text{toel}} = 0.91 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{B 22.5 : } f_b = 1.3 \text{ N/mm}^2$$

Conclusies :

De krachten en momenten kunnen door de voorgestelde constructie opgenomen worden . De trekkrachten in de palen zijn toelaatbaar . De onderwaterbetonvloer voldoet eveneens mits een betonkwaliteit B 22.5 haalbaar is . Wordt dit minder dan moet vooral de schuifspanning bij de geschroefde paal nader onderzocht worden.

Ad(ii) - Beeindiging bouwfase

Hier zal de toestand bekeken worden van gereed gekomen kunstwerk, maar voordat de bouwput weer onder water wordt gezet. Er moet eerst nog het een en ander vermeld worden. Er wordt gekozen voor de volgende uitvoeringswijze:

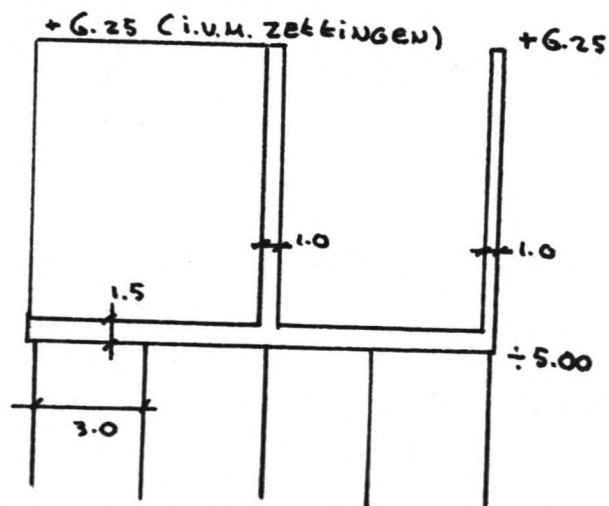
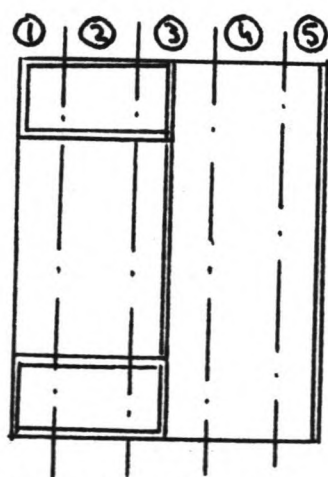
- Kunstwerk gereed (betonwerk en afsluitmiddelen)
- Bouwput onder water zetten
- Aan weerszijde aanaarden

Er wordt gekozen voor een aanaarding in den natte omdat hiermee de horizontale korreldrukken op de sluiswanden gereduceerd worden door de waterdruk, maar deze is aan weerszijde gelijk zodat er werkelijk van een reductie sprake is.

Ook zal verderop gesproken worden van paalgroepen terwijl uit de schetsen slechts een paal gevonden kan worden, dit is als volgt te verklaren.

In deze fase komen nog geen horizontale krachten voor, dit is later in de gebruiksfase wel het geval. Dit houdt in dat er schoorpalen toegepast zullen moeten worden. Deze zullen later toegevoegd worden (bij (iii)).

Uitgaande van de voorgestelde constructie zullen per strook de benodigde verticale krachten bepaald worden.



Daarnaast zal ook rekening worden gehouden met een niet geheel waterdichte onderwaterbetonvloer. Dit wordt gedaan omdat er in de constructie plaatsen voorkomen die zeer licht belast worden.

De stramien maten 3 en 3 x 3 aanhoudend:

Gewichten :

Vloer :

$$G_v = - 3 \times 3 \times 1.5 \times 22 = -297 \text{ kN}$$

Wand :

$$G_w = - 1 \times 9.75 \times 22 \times 3 = -644 \text{ kN}$$

Opwaartse waterdruk :

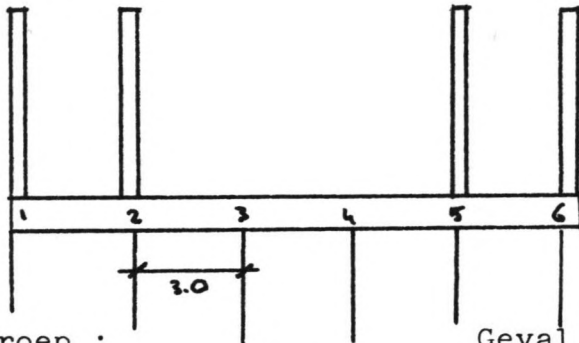
Volledig afsluitende onderwaterbetonvloer

$$P_1 = (10 \times (\text{NAP} - + 6.0) - 1.0 \times 22) \times 3 \times 3 = + 342 \text{ kN}$$

Waterdruk werkt volledig op de sluisvloer

$$P_2 = (10 \times (\text{NAP} - + 5.0)) \times 3 \times 3 = + 450 \text{ kN}$$

Strook 1



Groep :

Geval 1

Geval 2

$$(1) : 1/4 G_v + G_w + 1/4 P_1 = -633 \text{ kN}$$

$$-606 \text{ kN}$$

$$(2) : 1/2 G_v + G_w + 1/2 P_1 = -622$$

$$-568$$

$$(3) : 1/2 G_v + 1/2 P_1 = +23$$

$$+77$$

$$(4) : 1/2 G_v + 1/2 P_1 = +23$$

$$+77$$

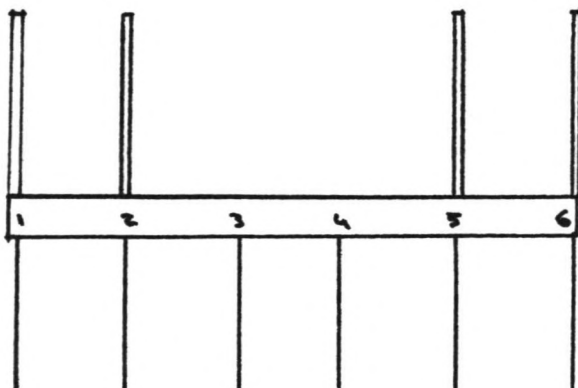
$$(5) : 1/2 G_v + 1/2 P_1 + G_w = -622$$

$$-568$$

$$(6) : 1/4 G_v + G_w + 1/4 P_1 = -633$$

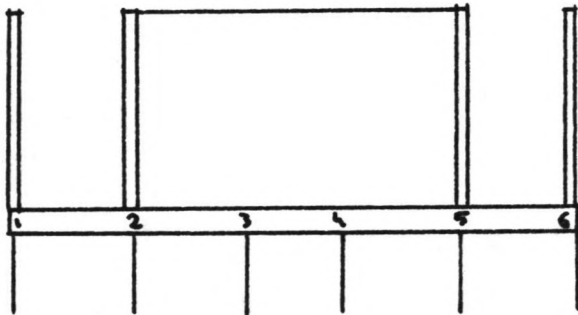
$$-606$$

Strook 2



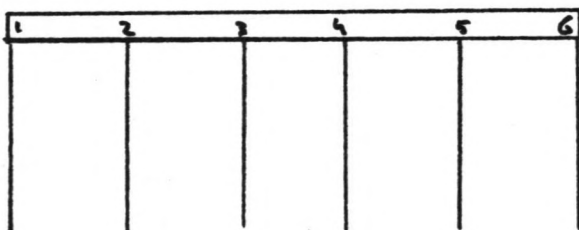
Groep :	Geval 1	Geval 2
(1) : $1/2G_v + G_w + 1/2P_i =$	-622 kN	-568 kN
(2) : $G_v + G_w + P_i =$	-599	-491
(3) : $G_v + P_i =$	+45	+153
(4) : $G_v + P_i =$	+45	+153
(5) : $G_v + G_w + P_i =$	-599	$\frac{1}{2}491$
(6) : $1/2G_v + G_w + 1/2P_i =$	-622	-568

Strook 3



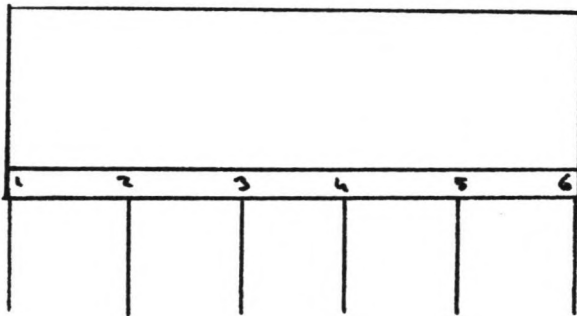
Groep :		
(1) : $1/2G_v + G_w + 1/2P_i =$	-622 kN	-568 kN
(2) : $G_v + 3/2G_w + P_i =$	-921	-813
(3) : $G_v + G_w + P_i =$	-599	-491
(4) : $G_v + G_w + P_i =$	-599	-491
(5) : $G_v + 3/2G_w + P_i =$	-921	-813
(6) : $1/2G_v + G_w + 1/2P_i =$	-622	-568

Strook 4



Groep :	Geval 1	Geval 2
(1) : $1/2Gv + 1/2Pi = +23$		+77
(2) : $Gv + Pi = +45$		+153
(3) : $Gv + Pi = +45$		+153
(4) : $Gv + Pi = +45$		+153
(5) : $Gv + Pi = +45$		+153
(6) : $1/2Gv + 1/2Pi = +23$		+77

Strook 5



Groep :	Geval 1	Geval 2
(1) : $1/4Gv + 1/2Gw + 1/4Pi = -311$		-284
(2) : $1/2Gv + Gw + 1/2Pi = -622$		-568
(3) : $1/2Gv + Gw + 1/2Pi = -622$		-568
(4) : $1/2Gv + Gw + 1/2Pi = -622$		-568
(5) : $1/2Gv + Gw + 1/2Pi = -622$		-568
(6) : $1/4Gv + 1/2Gw + 1/4Pi = -311$		-284

Conclusies :

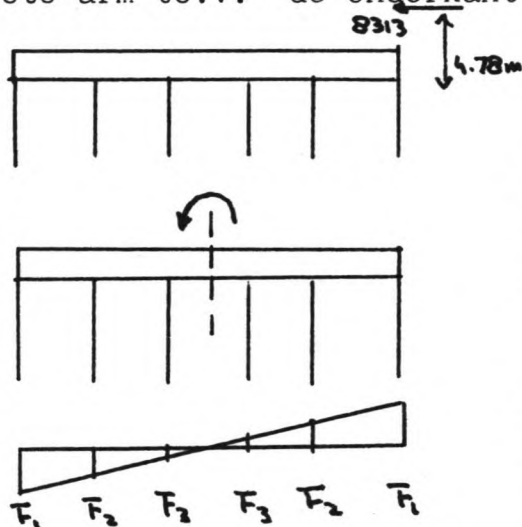
De krachten voortvloeiende uit deze fase zijn over het algemeen niet hoog , op een paar uitzonderingen na (vooral strook 3) . Verder is onderscheid gemaakt tussen een volledige en een niet afsluitende o.w.b. vloer , de realiteit zal ergens tussen in liggen .

Met al deze factoren rekening houdend kan gesteld worden dat de paalfundering minstens 921 kN druk moet kunnen opnemen (in verticale zin) . Wat de trekkrachten betreft wordt hier geen maatgevende toestand gevonden (maximaal 153 kN)
Hiermee is de bouwphase afgerond .

Ad(iii) - Gebruiksfase

De bepaling van de krachten op de funderingsconstructie , voortvloeiende uit het gebruik van de sluis is veel ingewikkelder dan in het voorgaande het geval is geweest .

Tot nog toe is er nog niets gezegd over de constructielengte . In het voorgaande , geval (ii) , was sprake van een zestal paalrijen in lengte richting , maar dit kon daar nog niet verklaard worden door het ontbreken van een horizontale belasting . Het verschil in waterstand , binnen en buiten en de golfbelasting (zie hiervoor de op staal gefundeerde sluis) . De resultante van deze belasting bedraagt 8313 kN met een 4.78 m grote arm to.v. de onderkant van de sluisvloer . Dit houdt



dat naast een horizontale kracht ook een moment opgenomen moet worden . Dit is alleen maar t.g.v. de horizontale belasting .

Veronderstel dat de plaat oneindig stijf is en dat de palen allen dezelfde veerstijfheid (afhankelijk van lengte , oppervlak , MATERIAAL , grondgedrag) hebben . Stel verder dat de plaat 15 m lang is , dan geldt :

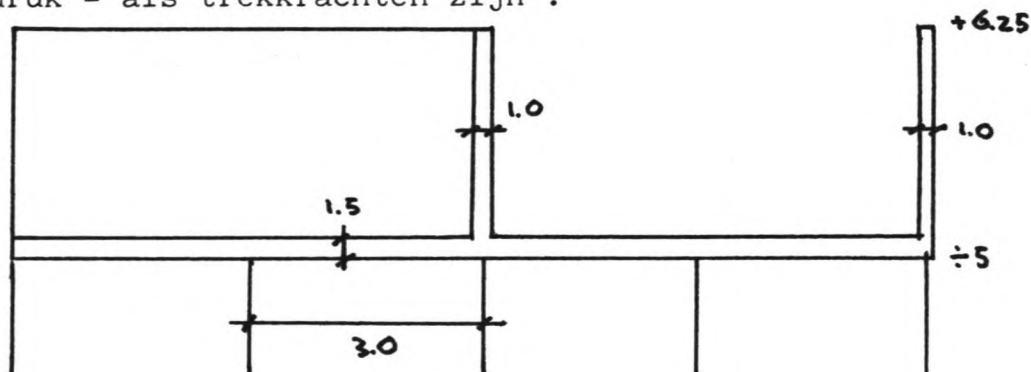
$$M = 15 \times F_1 + 9 \times F_2 + 3 \times F_3$$

Met $F_2 = 3/5 F_1$ en $F_3 = 1/5 F_1$ wordt gevonden :

$$8318 \times 4.78 = 15F_1 + 27/5 F_1 + 3/5 F_1$$

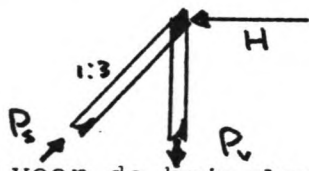
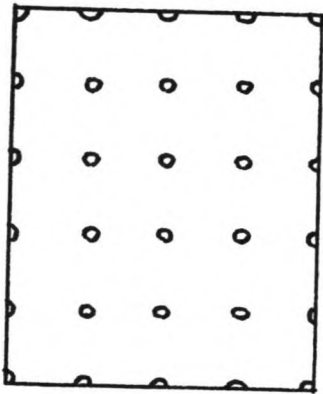
$$F_1 = 1893 \text{ kN} \quad F_2 = 1136 \text{ kN} \quad F_3 = 379 \text{ kN}$$

Dit is de totale kracht die door een paalrij , in breedte richting opgenomen moet worden . De vermelde krachten kunnen zowel druk - als trekkrachten zijn .



Er zijn 5 palen per rij in de breedte, verondersteld wordt dat elk $1/5$ van de kracht zal krijgen. Dit houdt in dat de maximale kracht ongeveer $1893/5 = 379$ kN zal bedragen. Dit is aan de kant van het havenbekken een drukkracht, aan de zeezijde een trekkracht.

Daarnaast moet de horizontale kracht opgenomen worden. Ook nu weer wordt de plaat (de sluis vloer) oneindig stijf verondersteld en elke paal heeft dezelfde veerstijfheid, zodat de kracht evenredig over het aantal palen verdeeld wordt.



Uit het palenplan volgt het aantal schoorpalen, dit zijn er in totaal 30. Dus de horizontale kracht per groep (schoor- en vertikale paal) is dan: $8318 / 30 = 277$ kN.

Om de kracht i.d. schoorpaal te kunnen bepalen moet de schuinstand bekend zijn. Om het ontwerp zo algemeen mogelijk te houden wordt een schuinstand van 1 : 3 gekozen.

Dit is voor de heipalen ongeveer de flauwste stand waaronder ze nog aangebracht kunnen worden. Geschroefde palen kunnen wel veel flauwer aangebracht worden. De keuze van 1:3 houdt dan in: $H = 277$ kN

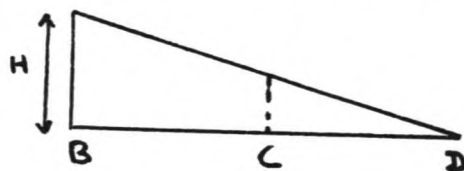
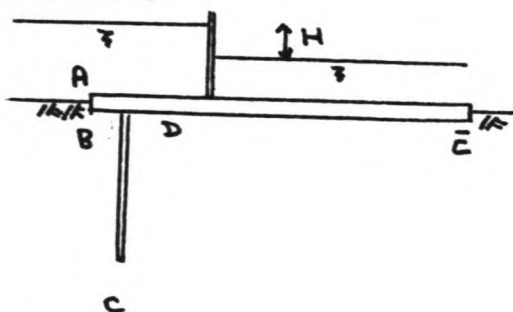
$$P_s = -876 \text{ kN}$$

$$P_v = +831 \text{ kN}$$

Deze verticale paalkracht moet later bij de verticale belasting gesuperponeerd worden.

Wat de verticale belasting betreft moet nog het een en ander uitgewerkt worden.

Wat de voorzieningen tegen onderloopsheid betreft zal ook hier van het maximale verval over de constructie uitgegaan worden.



Gebruik makend van de methode van Lane :

$$C_1 = \sum (L_{\text{vert}}) / H = (bc + cd) / H = 2L / H$$

Doordat de constructie op palen staat is een permanenten aansluiting tussen de vloer en de grond niet gegarandeerd zodat het horizontale traject verwaarloosd wordt .

Voor middelfijn zand geldt : $C_1 = 6.0$

Het verval over de constructie : $H = 5.52 \text{ m}$

De lengte van het scherm : $L = 16.56 \text{ m}$

Dit houdt in dat de waterdrukken onder de constructie constant verondersteld kunnen worden , 53.6 kN/m^2 .

Verder moet nog rekening worden gehouden met het feit dat één van de beide deuren al dan niet gesloten kan zijn .

Bekijk de volgende drie gevallen :

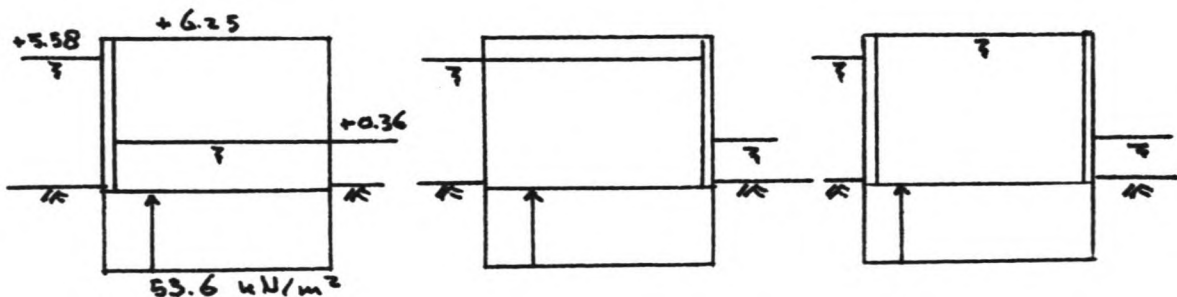
- 1 - deur aan de zee zijde gesloten
- 2 - deur aan haven zijde gesloten
- 3 - beide deuren gesloten .

De deurkas van een roldeur wordt geacht gevuld te te zijn en te blijven t.g.v. golfoverslag bij een gesloten deur . Is de deur geopend dan is het peil gelijk aan het waterpeil waarmee het in verbinding staat .

Zijn beide deuren gesloten dan zijn de deurkassen en de tusseliggende ruimte geheel gevuld (tot + 6.25) .

Verder wordt verondersteld dat de aanaarding tussen de deurkassen , in lengterichting , tussen + 3.5 en + 5.0 komt te liggen . De GWS is gelijk aan de WS in het bekken . Deze GWS zal dmv drains beheerst worden . Dit houdt in dat de GWS op + 0.36 komt te liggen .

De berekeningen worden nu voor een vijftal stroken uitgevoerd .



Rekening houdend met de h.o.h. afstand van de palen (3.0 m in beide richtingen) .

Vloer

$$G_v = 1.5 \times 22 \times 3 \times 3 = 297 \text{ kN / paal}$$

Wand

$$G_w = 1.0 \times 9.75 \times 22 \times 3 = 644 \text{ kN / paal}$$

Grondaanvulling

$$G_g = (4.64 \times 16 + 3.86 \times 20) \times 3 \times 3 = 1363 \text{ kN / paal}$$

Opwaartse waterdruk

$$P_w = 53.6 \times 3 \times 3 = 482 \text{ kN / paal}$$

Nu moet verder nog rekening gehouden worden met de stand van de deuren . Hierdoor ontstaat er in de constructie zelf een peilverschil . De volgende drie peilen kunnen voorkomen :

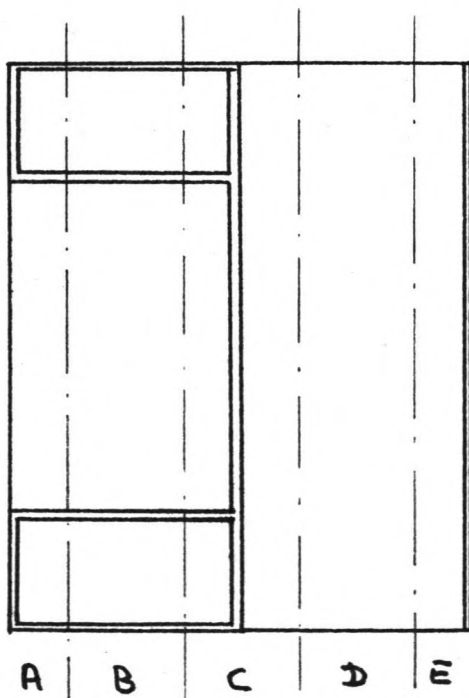
$$+ 5.58 \quad / \quad + 6.25 \quad / \quad + 0.36$$

Dit is van belang om het gewicht van het water dat op de vloer staat te kunnen bepalen .

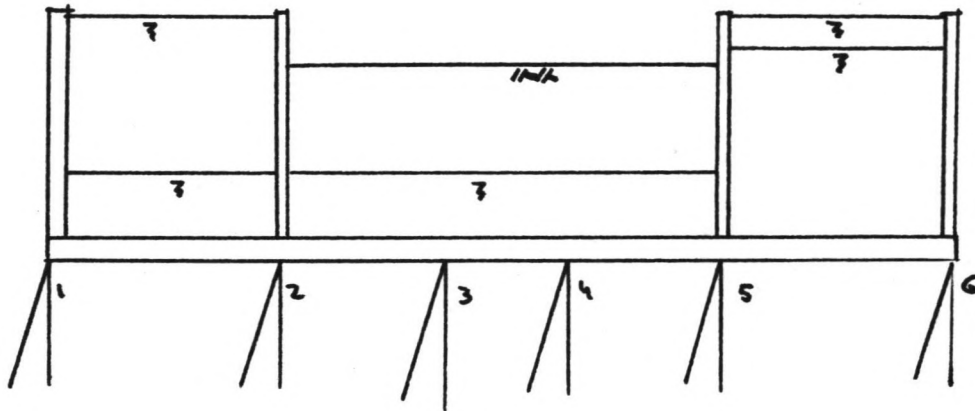
- Peil op + 6.25 : $P_1 = 9.75 \times 10 \times 3 \times 3 = 878 \text{ kN / paal}$

- Peil op + 5.58 : $P_2 = 9.08 \times 10 \times 3 \times 3 = 817 \text{ kN / paal}$

- Peil op + 0.36 : $P_3 = 5.36 \times 10 \times 3 \times 3 = 482 \text{ kN / paal}$



Strook A



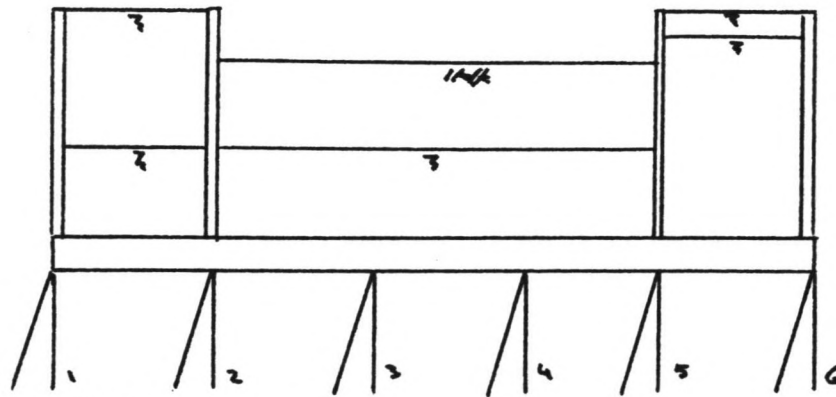
Groep :

- (1) : $1/4G_v + G_W + 1/4P_w + 1/4P_i$
- (2) : $1/2G_v + G_W + 1/2P_w + 1/4G_g + 1/4P_i$
- (3) : $1/2 G_v + 1/2 P_w + 1/2 G_g$
- (4) : $1/2 G_v + 1/2 P_w + 1/2 G_g$
- (5) : $1/2G_v + G_w + 1/2P_w + 1/4G_g + 1/4P_i$
- (6) : $1/4G_v + G_w + 1/4P_w + 1/4P_i$

Ad groep (1) :	Geval 1	/	Geval 2	/	Geval 3
	P3		P1		P1
Ad groep (2) :	P3		$1/2P_1 + 1/2P_2$		P1
(3) :	-		-		-
(4) :	-		-		-
(5) :	$1/2P_1 + 1/2P_3$		P2		P1
(6) :	P1		P2		P1

Krachten	Geval 1	/	Geval2	/	Geval 3
Groep	(1) :	-718	-817		-817
	(2) :	-1013	-1112		-1112
	(3) :	-589	-589		-589
	(4) :	-589	-589		-589
	(5) :	-1112	-1097		-1112
	(6) :	-817	-802		-817

Strook B



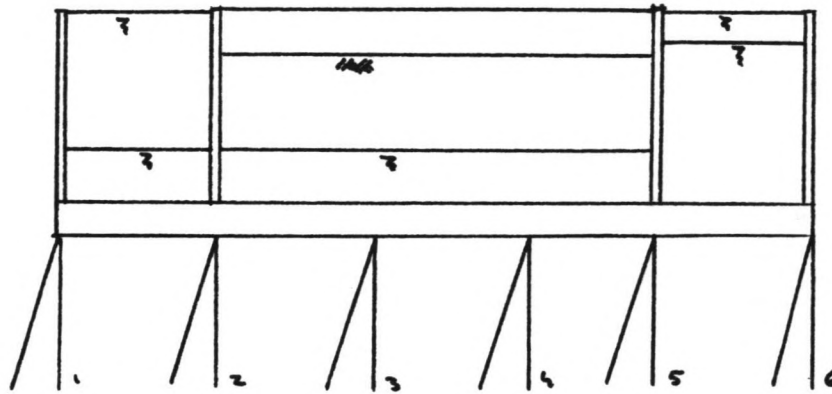
Groep :

- (1) : $1/2G_v + G_w + 1/2P_w + 1/2P_i$
- (2) : $G_v + G_w + P_w + 1/2G_g + 1/2P_i$
- (3) : $G_v + P_w + G_g$
- (4) : $G_v + P_w + G_g$
- (5) : $G_v + G_w + P_w + 1/2G_g + 1/2P_i$
- (6) : $1/2G_v + G_w + 1/2P_w + 1/2P_i$

	Geval 1	/	Geval 2	/	Geval 3
Ad groep (1) :	$1/2P_3$		$1/2P_1$		$1/2P_1$
(2) :	$1/2P_3$		$1/2P_1$		$1/2P_1$
(3) :	-		-		-
(4) :	-		-		-
(5) :	$1/2P_1$		$1/2P_2$		$1/2P_1$
(6) :	$1/2P_1$		$1/2P_2$		$1/2P_1$

Krachten	Geval 1	Geval 2	Geval 3
Groep (1) :	-792	-991	-991
(2) :	-1382	-1580	-1580
(3) :	-1178	-1178	-1178
(4) :	-1178	-1178	-1178
(5) :	-1549	-1564	-1580
(6) :	-991	-960	-991

Strook c



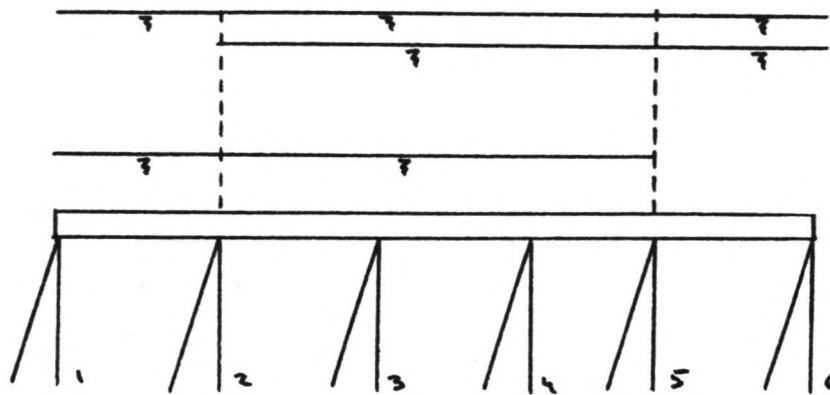
Groep :

- (1) : $1/2Gv + Gw + 1/2Pw + 1/2Pi$
 (2) : $Gv + 3/2Gw + Pw + 1/4Gg + Pi$
 (3) : $Gv + Gw + Pw + 1/2 Gg + 1/2Pi$
 (4) : $Gv + Gw + Pw + 1/2 Gg + 1/2Pi$
 (5) : $Gv + 3/2Gv + Pw + 1/4Gg + Pi$
 (6) : $1/2Gv + Gw + 1/2Pw + 1/2Pi$

	Geval 1	Geval 2	Geval 3
Ad groep (1) :	$1/2P3$	$1/2P1$	$1/2P1$
(2) :	$3/4P3$	$1/2P1+1/4P2$	$3/4P1$
(3) :	$1/2P3$	$1/2P2$	$1/2P1$
(4) :	$1/2P3$	$1/2P2$	$1/2P1$
(5) :	$1/2P1+1/4P3$	$3/4P2$	$3/4P1$
(6) :	$1/2P1$	$1/2P2$	$1/2P1$

Krachten	Geval 1	Geval 2	Geval 3
Groep (1) :	-793	-991	-991
(2) :	-1483	-1765	-1780
(3) :	-1381	-1549	-1580
(4) :	-1381	-1549	-1580
(5) :	-1681	-1735	-1780
(6) :	-991	-960	-991

Strook D



Groep :

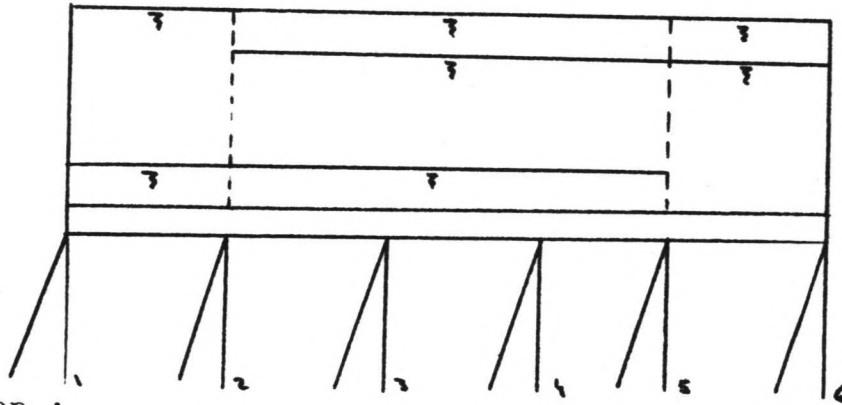
- (1) : $1/2G_w + 1/2P_w + 1/2P_i$
- (2) : $G_w + P_w + P_i$
- (3) : $G_w + P_w + P_i$
- (4) : $G_w + P_w + P_i$
- (5) : $G_w + P_w + P_i$
- (6) : $1/2G_w + 1/2P_w + 1/2P_i$

[G_w hoort G_v te zijn]

	Geval 1	Geval 2	Geval 3
Ad groep (1) :	$\frac{1}{2}P_3$	$\frac{1}{2}P_1$	$\frac{1}{2}P_1$
(2) :	P_3	$\frac{1}{2}P_1 + \frac{1}{2}P_2$	P_1
(3) :	P_3	P_2	P_1
(4) :	P_3	P_2	P_1
(5) :	$\frac{1}{2}P_1 + \frac{1}{2}P_3$	P_2	P_1
(6) :	$\frac{1}{2}P_1$	$\frac{1}{2}P_2$	$\frac{1}{2}P_1$

Kracht	Geval 1	Geval 2	Geval 3
Groep (1) :	-149	-347	-347
(2) :	-297	-663	-693
(3) :	-297	-632	-693
(4) :	-297	-632	-693
(5) :	-495	-632	-693
(6) :	-347	-316	-347

Strook E



Groep :

- (1) : $\frac{1}{2}G_v + \frac{1}{2}G_w + \frac{1}{2}P_w + \frac{1}{2}P_i$
- (2) : $G_v + G_w + P_w + P_i$
- (3) : $G_v + G_w + P_w + P_i$
- (4) : $G_v + G_w + P_w + P_i$
- (5) : $G_v + G_w + P_w + P_i$
- (6) : $\frac{1}{2}G_v + \frac{1}{2}G_w + \frac{1}{2}P_w + \frac{1}{2}P_i$

	Geval 1	Geval 2	Geval 3
Ad groep (1) :	$\frac{1}{2}P_3$	$\frac{1}{2}P_1$	$\frac{1}{2}P_1$
(2) :	P_3	$\frac{1}{2}P_1 + \frac{1}{2}P_2$	P_1
(3) :	P_3	P_2	P_1
(4) :	P_3	P_2	P_1
(5) :	$\frac{1}{2}P_1 + \frac{1}{2}P_3$	P_2	P_1
(6) :	$\frac{1}{2}P_1$	$\frac{1}{2}P_2$	$\frac{1}{2}P_1$

Kracht	Geval 1	Geval 2	Geval 3
Groep (1) :	-471	-669	-669
(2) :	-941	-1307	-1337
(3) :	-941	-1276	-1337
(4) :	-941	-1276	-1337
(5) :	-941	-1276	-1337
(6) :	-669	-638	-669

Nu alle belastingen bepaald zijn kunnen de resulterende paal - krachten door sommatie gevonden worden . Dit houdt in dat de paalkrachten t.g.v. het buigend moment en t.g.v. de horizontale belasting gecombineerd moeten worden met die van de verticale belasting . Deze combinatie wordt zodanig uitgevoerd dat telkens de maximale en minimale kracht vermeld zal worden , het andere belastingsgeval ligt dan ergens tussen in . Hier zullen alleen de krachten in de verticale palen vermeld worden , de kracht in de schoorpalen wordt voor alle palen constant verondersteld , -876 kN .

Strook A

Paal	Geval1	Geval2	Geval3	Mom.	Hor	Pmax/min
1	-718	-817	-817	-379	831	-365/-266
2	-1013	-1112	-1112	-227	831	-508/-409
3	-589	-589	-589	-76	831	+166/+166
4	-589	-589	-589	+76	831	+318/+318
5	-1112	-1097	-1112	+227	831	-54 /-39
6	-817	-802	-817	+379	831	+408/+393

Strook B

1	-792	-991	-991	-379	831	-539/-340
2	-1382	-1580	-1580	-227	831	-976/-778
3	-1178	-1178	-1178	-76	831	-423/-423
4	-1178	-1178	-1178	+76	831	-271/-271
5	-1549	-1564	-1580	+227	831	-522/-491
6	-991	-960	-991	+379	831	+250/+219

Strook C

Paal	Geval1	Geval2	Geval3	Mom.	Hor.	Pmax/min
1	-793	-991	-991	-379	831	-539/-341
2	-1483	-1765	-1780	-227	831	-1176/-879
3	-1381	-1549	-1580	-76	831	-835/-636
4	-1381	-1549	-1580	+76	831	-673/-474
5	-1681	-1735	-1780	+227	831	-722/-623
6	-991	-960	-991	+379	831	+250/+219

Strook D

1	-149	-347	-347	-379	831	+303/+105
2	-297	-663	-693	-227	831	+307/-89
3	-297	-632	-693	-76	831	+458/+62
4	-297	-632	-693	+76	831	+610/+214
5	-495	-632	-693	+227	831	+563/+365
6	-347	-316	-347	+379	831	+894/+863

Strook E

1	-471	-669	-669	-379	831	-217/-19
2	-941	-1307	-1337	-227	831	-733/-337
3	-941	-1276	-1337	-76	831	-582/-186
4	-941	-1276	-1337	+76	831	-430/-34
5	-941	-1276	-1337	+227	831	-279/+117
6	-669	-638	-669	+379	831	+572/+541

- Belastingen loodrecht op de sluis-as

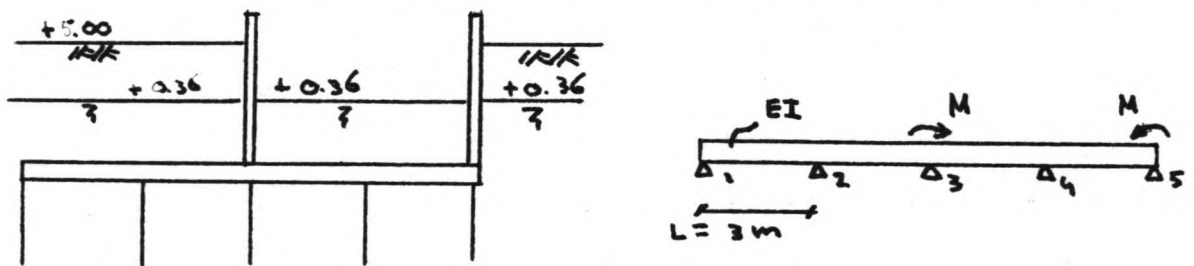
In het voorgaande is slechts rekening gehouden met verticale en horizontale belastingen . Door de aanaarding aan weerszijde van de sluis ontstaan er krachten en momenten loodrecht op de sluis as .

Om de invloed hiervan op de funderingsconstructie te kunnen bepalen moeten en aantal aannamen gedaan worden die geheel tegenstrijdig zijn met de hiervoor gedane aannamen .

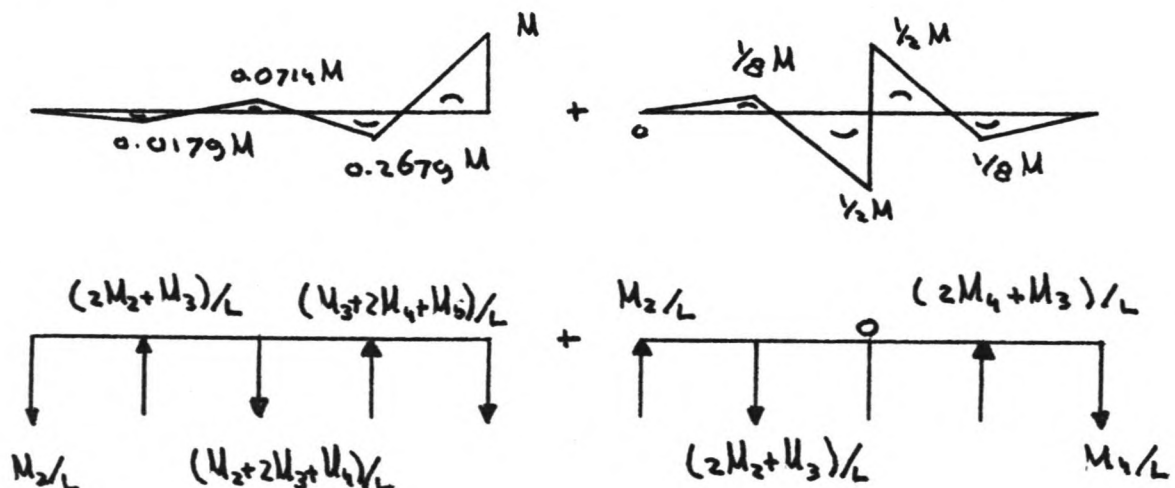
Bij de bepaling van de krachtsverdeling t.g.v. de horizontale en verticale belasting is een oneindig stijve vloerplaat aangenomen , waardoor de verplaatsingen van de paalkoppen aan elkaar gerelateerd konden worden . Hiermee konden de krachten in de verschillende palen benaderd worden .

Voor de bepaling van de paalkrachten bij een belasting loodrecht op de sluis-as moet men uitgaan van een slappe vloerplaat en plaatsvaste paalkoppen .

Hiermee kan het probleem als volgt geschematiseerd worden :



Het buigend moment onderin wordt links en rechts even groot verondersteld .



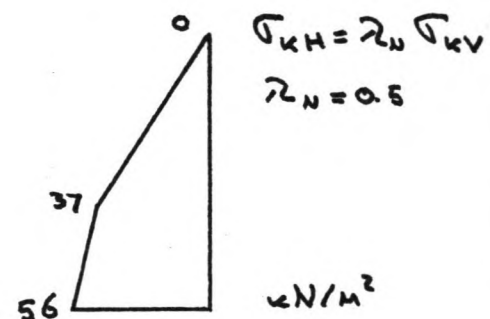
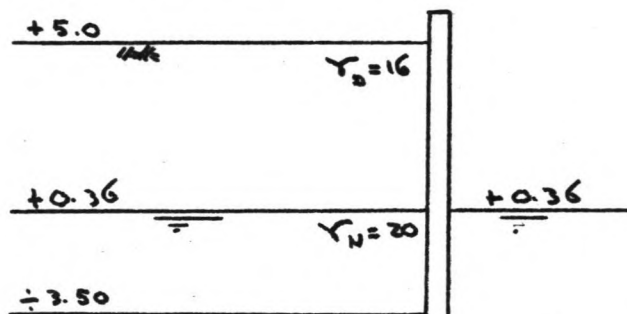
Sommatie van de uitgesplitste delen levert :

- Oplegpunten 1 : - 0.0357 M in kN
 2 : + 0.2143 M
 3 : + 0.1429 M
 4 : - 0.7857 M
 5 : + 0.4643 M

Bovenstaande berekening is slechts geldig voor even grote momenten bij de wanden en bij een h.o.h. afstand van de steunpunten van 3.0 m . Andere combinaties zijn mogelijk maar moeten dan nogmaals berekend worden .

Als M bekend is kunnen de verticale krachten op de funderingsconstructie gevonden worden .

De momenten worden hoofdzakelijk veroorzaakt door de aanaarding aanweerszijde . Het grootste moment treedt op bij een gesloten buitendeur . Bij een gesloten binnendeur of als beide gesloten zijn werken waterdrukken en horizontale korreldrukken op de wand elkaar tegen .



$$M = \frac{1}{2} * 4.64 * 37 * (4.64/3 + 3.86) + 37 * 3.86 * 3.86/2 + \frac{1}{2} * 3.86 * 19 * 3.86/3 = 787 \text{ kN/m'}$$

De palen staan h.o.h. 3.0 m in beide richtingen , zodat bovenstaand moment nog met de breedte vermenigvuldigd moet worden . De beide randstroken worden half zo zwaar belast .

Midden strook : M = 2361 kNm

Rand strook : M = 1181 kNm

Nu kunnen de krachten in de oplegpunten bepaald worden :

	Midden strook	Randstrook
Oplegpunt 1 :	- 84	- 42
2 :	+ 506	+ 253
3 :	+ 337	+ 169
4 :	- 1855	- 928
5 :	+ 1096	+ 548

Deze krachten moeten bij de eerder verkregen waarden voor de paalkrachten opgeteld worden . Dit leidt tot een overschrijding van de toelaatbare paalkrachten .

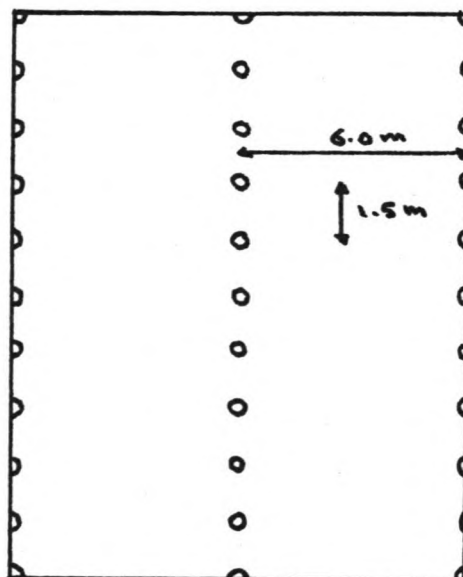
Het bovenstaande is enigszins overdreven daar er geen sprake is van plaatsvaste paalkoppen , dit heeft dan weer invloed op de krachtsverdeling .

Ook de voorgaande aanname van een oneindig stijve vloer is niet geheel waar .

De werkelijkheid zal ergens tussen beide extremen in liggen , geen oneindig stijve vloerplaat en geen plaatsvaste paalkoppen. Hoe de werkelijke verdeling van de krachten in de fundering zal zijn is moeilijk aan te geven . Daar komt bovendien nog bij dat de constructie een vrij onregelmatige vorm heeft door de beide deurkassen .

Een manier om de momenten dwars op de sluis-as te reduceren is om de h.o.h. in de breedte te verdubbelen en de h.o.h afstand van de palen in lengte richting te halveren .

Dit resulteert dan in onderstaand palenplan . Voor de berekening hiervan zie het volgende hoofdstuk .



Alternatieve paalfundering

Aan het eind van het vorige hoofdstuk is gesugereerd dat hier een palenplan doorgerekend zou worden met een h.o.h. afstand van 1.5 m in lengterichting en 6.0 m in breedte richting .

Dit houdt in dat er op een afstand van 1.5m van elkaar de volgende paal groepen aangebracht moeten worden :

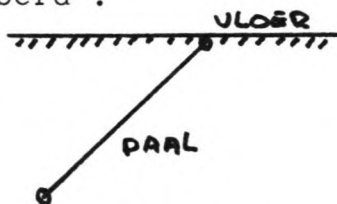
- een verticale paal
- een schoorpaal

De verticale - en schoorpaal , die theoretisch in hetzelfde punt bij elkaar komen kunnen iets in de breedte verschoven worden .

Onder normale omstandigheden op het land is dit al een hele opgave i.v.m. de verdringing van de grond bij het heien . Veronderstel dan wat de problemen zullen zijn als deze palen in het water , vanaf N.A.P. , bij een bodemligging van ± 6.0 aangebracht moeten worden .

Vandaar dat hier een andere krachtsoverdracht bekeken zal worden .

In het voorgaande is getracht om de belasting d.m.v. normaal - krachten in de funderingsconstructie naar de ondergrond af te dragen . De volgende schematisatie is in de berekeningen doorgevoerd :

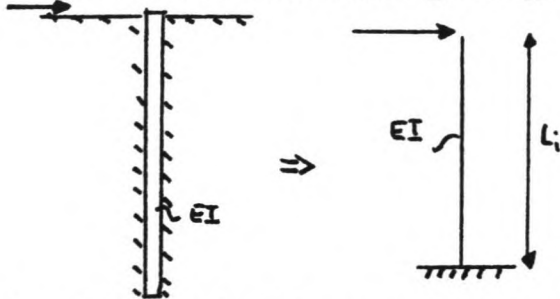


De paal wordt tot een pendelstaaf geschematiseerd , dit houdt in dat krachten loodrecht op de paal as niet opgenomen kunnen worden .

De invloed van de grond op de paal wordt ingevoerd d.m.v. een toelaatbare paalkracht . Nu zal een andere methode toegelicht worden .

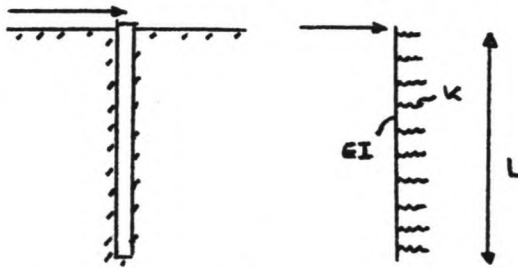
Een loodrecht in de grond staande paal wordt rondom gesteund . Afhankelijk van de soort grond wordt de steundruk geschat . Het is dus mogelijk om met een verticale paal horizontale krachten op te nemen . Bovenstaande kan op twee manieren geschematiseerd worden .

1 - Fictieve inklemningslengte



De fictieve lengte van de paal kan bijv. m.b.v. de methode van Blum bepaald worden door de aanname dat er afschuifvlakken in de ondergrond ontstaan .

2 - Schematisatie tot verend ondersteunde ligger



Deze methode houdt , vooral wat de spanningsverdeling in de grond betreft , wat minder aan - namen in .

Er wordt niet a-priori gesteld dat de grond volgens rechte vlak-

ken zal bezwijken , de toestand wordt punt voor punt bekeken . Het probleem hier is dat er geen eisen zijn m.b.t. de lengte van de paal . Dit kan als volgt opgevangen worden door te veronderstellen dat onderin de vervormingen zo klein zijn dat een fictieve inklemming benaderd wordt . De lengte van de paal is in dit geval dan afhankelijk van de buigstijfheid van de paal en de veerstijfheid (k) van de ondergrond .

Hier wordt voor deze laatste methode gekozen , niet zozeer vanwege een betere "onderbouwing" alswel vanwege het feit dat veranderlijke grondstijfheden beter in de berekening meegenomen kunnen worden .

De berekening zou in principe d.m.v. analytische functies , voor specifieke gevallen , uitgevoerd kunnen worden (zie Hetényi : Beams on elastic foundations) . Hier zullen de berekeningen echter uitgevoerd worden met een computer programma die de basisvergelijkingen ten grondslag heeft :

$$\text{Krachten evenwicht : } dQ/dx = -f + k * w \quad (f \text{ -verdeelde bel. })$$

$$\text{Momenten " : } dM/dx = Q$$

$$\text{Constitutieve vgl. : } d^2w/dx^2 = -M / EI$$

De vergelijkingen hebben elementaire oplossingen van de vorm :

$$\exp (\pm x/\lambda) \sin (x/\lambda + \phi)$$

waar in $\lambda = (4 EI / k)^{0.25}$

(zie verder , prof. dr. ir. A. Verruijt : Numerieke Grondmechanica , collegedictaat , TH Delft)

Voordat met de berekeningen wordt begonnen moeten een aantal aannamen toegelicht of uitgewerkt worden om tot een model te kunnen komen .

(1) : De lengte van de paal

In de voorgaande paalfunderings berekeningen is gesteld dat de paalpunt in de draagkrachtige laag op ± 14 aangebracht zal worden , dit wordt hier eveneens aangehouden .

Gecontroleerd moet worden of de verplaatsingen , in horizontale zin , aan de voet acceptabel zijn . Wat wel en niet acceptabel is hangt van de omstandigheden af en kan hier niet voorgeschreven worden . Neem als voorbeeld een zeer stijve paal in een slappe grond . Bij een horizontale kracht zal de paal zich evenwijdig aan zichzelf verplaatsen . De relatieve verplaatsing van de voet is dan even groot als de maximale verplaatsing , die op zich weer klein genoeg kan zijn om geaccepteerd te worden .

Als de verplaatsingen ontoelaatbaar zijn dan zijn er 2 methodes om er iets aan te kunnen doen :

- lengte van de paal vergroten (dus dieper dan ± 14)
- Buigstijfheid van de paal vergroten .

Theoretisch bestaat nog de mogelijkheid om de grond en dus de veerstijfheid te vergroten d.m.v. groutinjecties . Dit is erg kostbaar , twijfelachtig bij een zo grote diepte en moeilijk controleerbaar , om de kosten maar niet te noemen .

(2) : De paal

Om zoveel mogelijk met het voorgaande overeen te stemmen wordt hier voor een voorgespannen betonnen paal , 450×450 mm , gekozen .

Een aantal aspecten dienen nader onderzocht te worden .

De paal moet ongescheurd zijn in de gebruiksfase anders wordt de voorspannings kabel aangetast , zeker als de paal zich in een agressief milieu bevindt , dit houdt in dat de trekspanning in het beton nergens overschreden mag worden . Ook met het heiproces moet rekening worden gehouden daar door terugkaatsing aan de paalvoet de drukgolf , veroorzaakt door de klap , een trek golf wordt . Dit zal verderop uitgewerkt worden.

Een ander aspect is de kruip van het onder voorspanning staande beton . Door kruip ontstaat , na een zekere tijd , een in - korting van de paal . Hierdoor neemt de staalspanning af en dus de voorspanning in het beton . Hierdoor kunnen dezelfde krachten als voorheen scheuren in de doorsnede veroorzaken . Dit verschijnsel wordt d.m.v. een kruipfactor gequantificeerd . De berekening van de kruipfactor wordt volgens de VB , deel G (voorgespannen beton) uitgevoerd .

Deze kruipfactor , ϕ , is weer van belang om de langedurs beton elasticiteitsmodulus te bepalen .

Kruip factor :

$$\phi_j = K_c * K_d * K_b * K_h * K_j$$

K_c : i.v.m. de relatieve vochtigheid - onder water 100 %

$$K_c = 1.0 \quad (\text{Tabel A-2})$$

K_d : i.v.m. het tijdstip waarop de voorspanning wordt aangebracht (dit is een fabrieksproduct , versnelde verharding , etc.) , stel dat dit gelijk gesteld kan worden aan een belasting na 14 dagen .

$$K_d = 1.2 \quad (\text{A-3})$$

K_b : i.v.m. de betonkwaliteit - stel B 22.5 (waarschijnlijk een betere kwaliteit , dus gunstiger)

$$K_b = 1.2 \quad (\text{A-4})$$

K_h : de fictieve dikte van een constructie , $h_m = 2 * \text{Opp./Omtrek}$ dit is i.v.m. uitdroging . Met de eerder vermelde waarden van $A = 450 * 450$ en $O = 4 * 450$ volgt $h_m = 225 \text{ mm}$

$$K_h = 0.83 \quad (\text{A-8})$$

K_j : i.v.m. de ouderdom van het beton ,

$$K_j = 1000t / (1000t + 40(h_m)^{3/2})$$

met t in dagen

Bekijk het beton op een heel ver verwijderd tijdstip

$$K_j = 1$$

$$\phi_j = 1.0 * 1.2 * 1.2 * 0.83 * 1.0 = 1.20$$

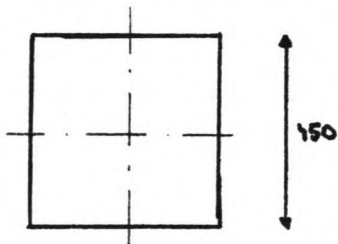
$$E_b = (f'_b / 0.0025) / (1 + \phi_j)$$

Bij B 22.5 is $f'_b = 18 \text{ N/mm}^2$

De lange duurs elasticiteitsmodulus wordt dan :

$$E_b = 3273 \text{ N/mm}^2$$

De elasticiteitsmodulus is van belang bij het bepalen van EI
Traagheidsmoment :



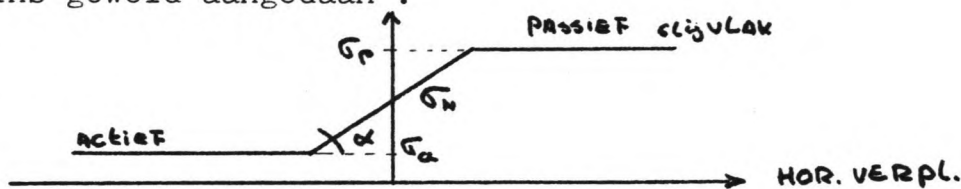
$$I = 1/12 * 450 * (450)^3$$

$$= 3.4172 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$$

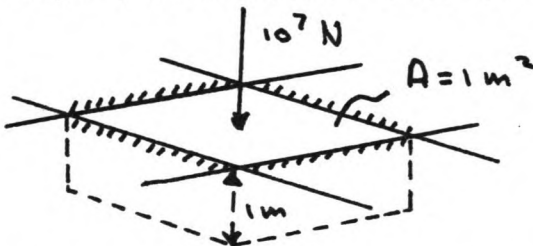
$$E_b I = 1.1184 \cdot 10^{13} \text{ Nmm}^2$$

(3) : De veerstijfheid van de grond

Dit is min of meer een zwak punt in het model . Door de veer -
stijfheid voor te schrijven wordt het werkelijke gedrag enigszins
geweld aangedaan .



Voor k wordt een voor nederlandse zandgronden reële waarde
van 10^7 N/m^3 gekozen . Later zal , indien dit nodig mocht
zijn , deze waarde over de diepte gevarieerd worden .



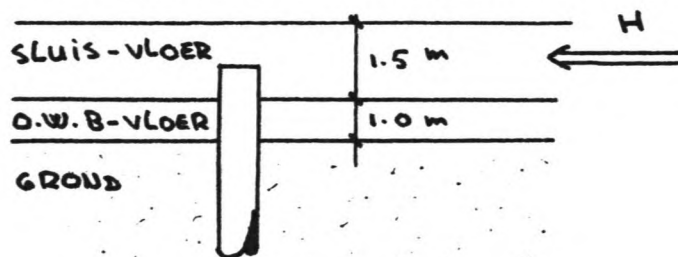
Alleen de eenheid moet nog
aangepast worden .

De paal heeft , één zijdig , in
lengte richting een oppervlak
van 0.45 m^2 , de kracht die no -

dig is om de paal 1 m te verplaatsen is dus een factor 0.45
kleiner , dus $k = 4.5 \cdot 10^6 \text{ N/m}^2$.

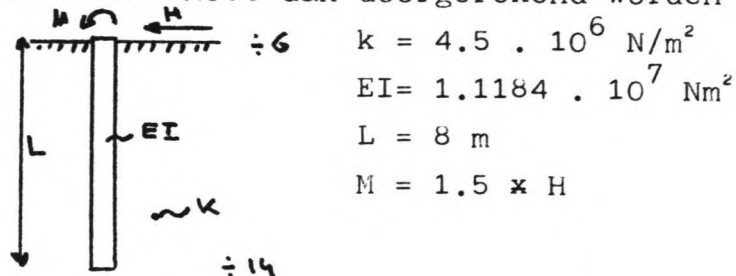
(4) : De schematisatie van de constructie

Dit alles is begonnen om te bepalen wat de opneembare hori -
zontale kracht zou kunnen zijn , gegeven een lengte , buig -
stijfheid van de paal en veerstijfheid van de ondergrond .



Door de relatief grote dikte van de constructie mag het moment gecreëerd door de excentriciteit t.o.v. de onderkant van de onderwaterbetonvloer niet verwaarloosd worden (stel de excentriciteit op 1.5 m) .

De volgende situatie moet dan doorgerekend worden :



Nu zal voor H een éénheidskracht gekozen worden , de berekening kan dan gestart worden . Terugrekenend naar de feitelijke situatie kunnen dan de echte waarden gevonden worden .

Om zoveel mogelijk bij de realiteit aan te sluiten wordt een éénheidslast van 100 kN gekozen , het moment is daarmee vastgelegd .

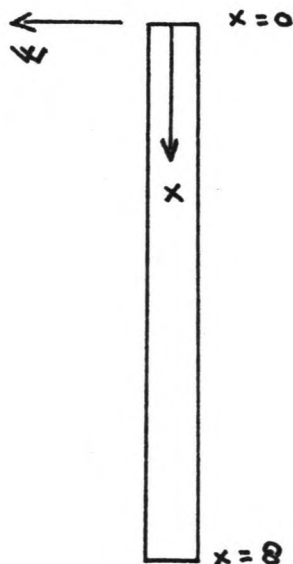
Alle gegevens zijn nu bekend :

$$H = 100 \text{ kN}$$

$$M = 150 \text{ kNm}$$

Daar H lineair in M zit kan door H aan te passen het moment in dezelfde mate aangepast worden . Dit is van belang als later vanuit de éénheidskracht teruggerekend moet worden om de optredende krachten en momenten in de paal te kunnen bepalen .

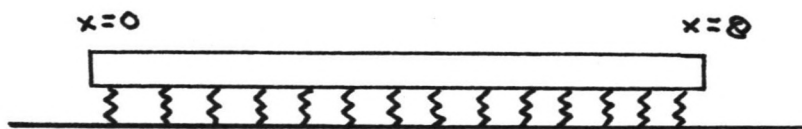
Als lengte parameter wordt X gekozen , de stapgrootte zal eveneens vermeld worden , zie verder de onderstaande schets .



Berekening 1

X (m)	W (mm)	M (kNm)
0	46.3	-150
0.432	31.2	-176
0.864	19.0	-176
1.297	9.7	-159
1.730	3.1	-134
2.162	1.2	-107
2.595	-3.8	-79
3.027	-5.1	-56
3.460	-5.4	-36
3.892	-5.1	-20
4.324	-4.4	-9
4.757	-3.6	-2
5.189	-2.8	+2
5.622	-2.0	4
6.054	-1.3	5
6.487	-0.6	4
6.919	0	2
7.351	+0.5	1
7.784	1.1	0
8.000	1.4	0

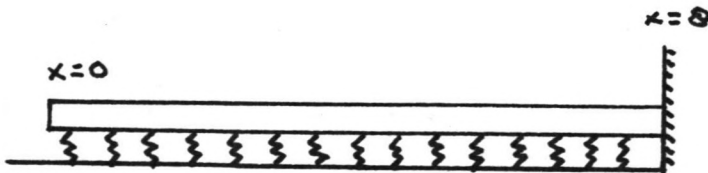
$$M_{\max}(0.648) = -179 \text{ kNm}$$



Berekening 2

X (m)	W (mm)	M (kNm)
0	46.2	-150
0.432	31.1	-176
0.864	19.0	-176
1.297	9.7	-160
1.730	3.1	-135
2.162	-1.2	-107
2.595	-3.7	-80
3.027	-5.0	-56
3.460	-5.2	-36
3.892	-4.9	-20
4.324	-4.3	-9
4.757	-3.4	-1
5.189	-2.6	+4
5.622	-1.9	8
6.054	-1.2	8
6.487	-0.7	8
6.919	-0.3	8
7.351	-0.1	7
7.784	0	6
8.000	0	6

$$M_{\max}(0.648) = -179 \text{ kNm}$$



Berekening 1 is uitgevoerd op basis van de aanname dat beide uiteinden vrij-opgelegd zijn . Dit moet vergeleken worden met de resultaten van berekening 2 waarbij uit wordt gegaan van een inklemming onderin . De werkelijkheid zal ergens tussen in liggen .

Pas als beide resultaten weinig met elkaar verschillen kan gesteld worden dat de schematisatie goed is geweest en dat het voor de krachtsverdeling weinig uitmaakt wat de toestand van de paalvoet is .

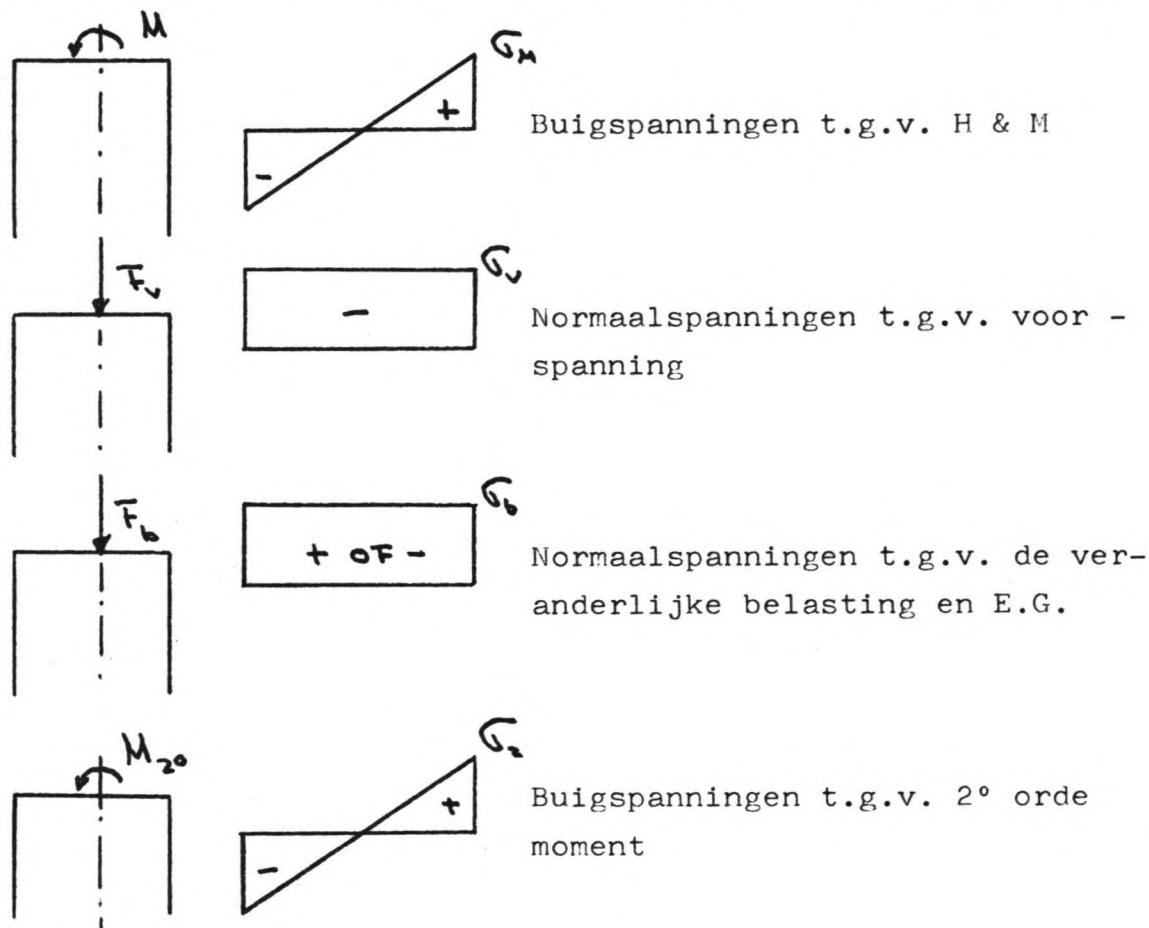
Als de resultaten van beide berekeningen met elkaar vergeleken worden dan blijkt het volgende :

De resultaten bij de maatgevende waarden komen goed met elkaar overeen , ter plaatse van de invloeds zone van de onderrand niet zo , maar deze getallen zijn toch voldoende klein om min of meer verwaarloosbaar te zijn .

Concluderend kan gesteld worden dat het gebruikte model goed toepasbaar is , uitgaande van de gekozen lengte en paal profiel .

Spanningen in de paal

M.b.v. een éénheidslast en het bijbehorend buigend moment is de momenten verdeling over de hoogte berekend en kunnen in principe de optredende spanningen in de paal bepaald worden. Hoe dit gedaan kan worden blijkt uit onderstaande schetsen :



Nu moeten er 2 eisen gesteld worden :

- 1 - de betondruksterkte , f_b , mag niet overschreden worden
- 2 - er mogen geen trekspanningen optreden

Dit leidt tot het volgende stelsel :

$$1 : -\sigma_M - \sigma_v \pm \sigma_b - \sigma_2 = -f_b$$

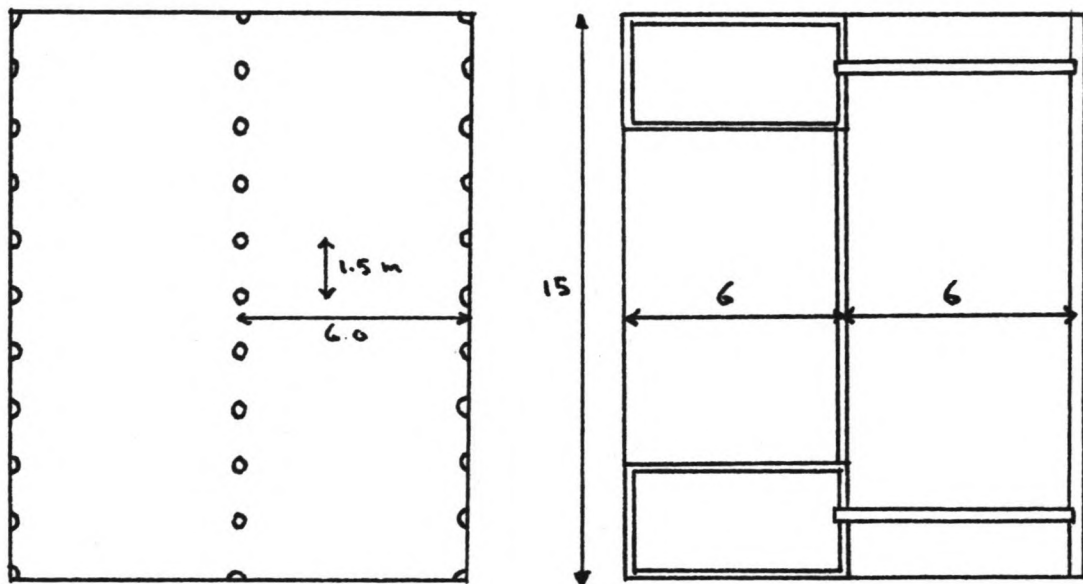
$$2 : \sigma_M - \sigma_v \pm \sigma_b + \sigma_2 = 0$$

Om nu uit bovenstaande een toelaatbare kracht (horizontaal) te bepalen moeten een groot aantal aannamen en berekeningen uitgevoerd worden waarbij uiteindelijk geconcludeerd wordt dat de optredende horizontale kracht al dan niet toelaatbaar is .

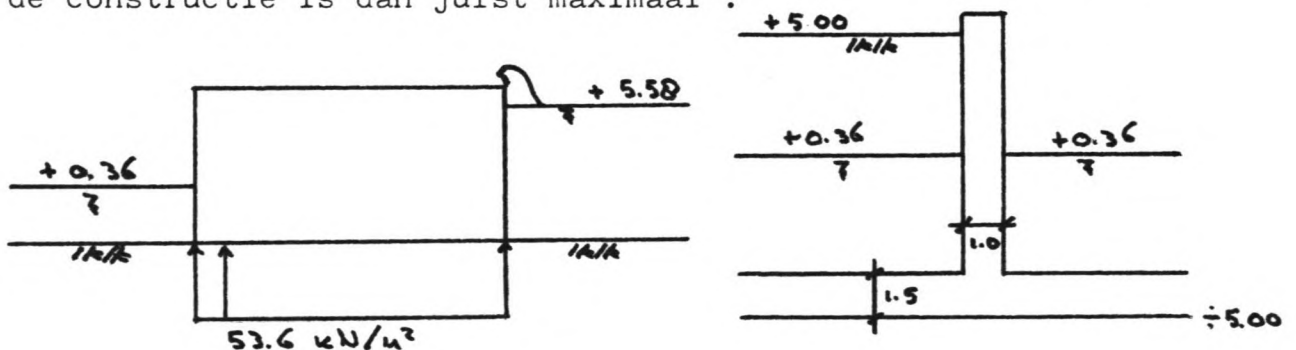
Een betere aanpak is om uit de bestaande situatie naar de op-tredende spanningen toe te rekenen (en niet andersom) en pas achteraf te toetsen of aan de eisen wordt voldaan .

Dit zal dan ook gedaan worden . Maar voordat met de berekening van de spanningen begonnen wordt moet eerst naar de constructie zelf gekeken worden om te bepalen wat de krachten op de funde-ringsconstructie zijn t.g.v. van de veranderlijke belasting en het eigen gewicht .

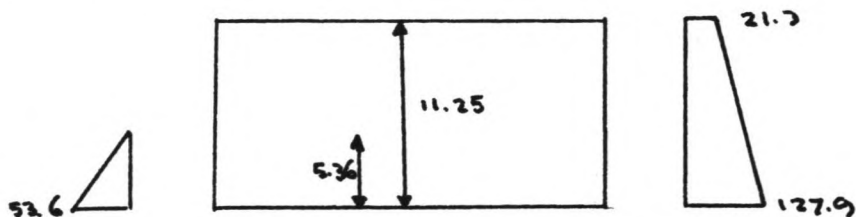
Het eerder besproken palen plan zal hier toegepast worden .



Er wordt weer uitgegaan van het belastingsgeval waarbij het maximale verval over de constructie optreedt . Het is zo zonder meer moeilijk te zeggen of dit een gunstig of ongunstig be-lastingsgeval is . De waterdrukken onder de constructie zijn erg gereduceerd maar de uitwendige , horizontale belasting op de constructie is dan juist maximaal .



1 - Paalkracht t.g.v. waterdrukken



De resultante van de golf - en waterdrukken :

$$H = 11.25 \times 21.3 + \frac{1}{2} \times 11.25 \times 106.6 - \frac{1}{2} \times 5.36 \times 53.6 = 695.6 \text{ kN/m' breedte}$$

Deze resultante ligt op een afstand R boven de onderkant vloer :

$$R = \left(\frac{21.3 \times 11.25^2}{2} + \frac{\frac{1}{2} \times 106.6 \times 11.25^2}{3} - \frac{\frac{1}{2} \times 53.6 \times 5.36^2}{3} \right) / 695.6$$

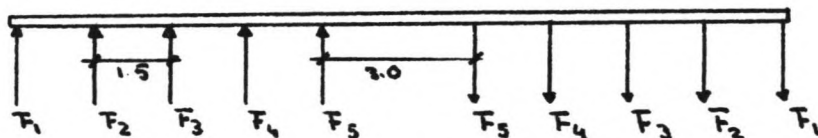
$$= 4.80 \text{ m}$$

De totale horizontale kracht , breedte is 12 m , bedraagt :

$$H_t = 8347 \text{ kN}$$

$$M_t = 4.80 \times H_t = 40066 \text{ kNm}$$

Dit moment moet nu door de funderingsconstructie opgenomen worden volgens onderstaand schema .



$$M = F_5 \times 3 + F_4 \times 6 + F_3 \times 9 + F_2 \times 12 + F_1 \times 15$$

Veronderstel dat de vloerplaat oneindig stijf is , dan kunnen de verplaatsingen van de paalkoppen aan elkaar gerelateerd worden en volgt de volgende onderlinge verhouding :

$$F_5 = 1/5 F_1 \quad F_4 = 2/5 F_1 \quad F_3 = 3/5 F_1 \quad F_2 = 4/5 F_1$$

Substitueer dit in de vergelijking voor het moment :

$$M = F_1 \times (15 + 48/5 + 27/5 + 12/5 + 3/5)$$

$$F_1 = 1214 \text{ kN}$$

Deze kracht moet verdeel worden over de drie palen die gezamenlijk de paalrij 1 vormen .

De maximale kracht t.g.v. het buigend moment wordt hiermee :

$$P_1 = \pm 405 \text{ kN / paal}$$

De andere krachten worden :

$$P_2 = \pm 324 \text{ kN / paal}$$

$$P_3 = \pm 243$$

$$P_4 = \pm 162$$

$$P_5 = \pm 81$$

2 - Paalkracht t.g.v. e.g. en veranderlijke belasting
 Uitgaande van het voorgestelde belastingsgeval zijn er 3 toestanden t.a.v. de bediening van de sluis mogelijk :

- A - de buitendeur is dicht
- B - de binnendeur is dicht
- C - beide deuren zijn dicht

Verder moet dit voor de drie funderingsstroken in lengterichting uitgezocht worden .

Hier zal in eerste instantie het geval doorgerekend worden :

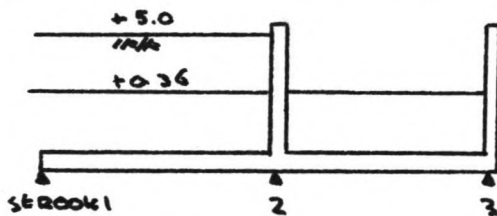
- Buitendeur is dicht , funderingsstrook 1

Bepaling van het eigen gewicht :

$$G_{\text{vloer}} = (6 \times 1.5) \times 1.5 \times 24 = 324 \text{ kN}$$

$$G_{\text{wand}} = 1.0 \times 1.0 \times 9.75 \times 24 = 234 \text{ kN / m' wand}$$

$$P_{\text{opw.}} = (6 \times 1.5) \times 53.6 = 482 \text{ kN}$$



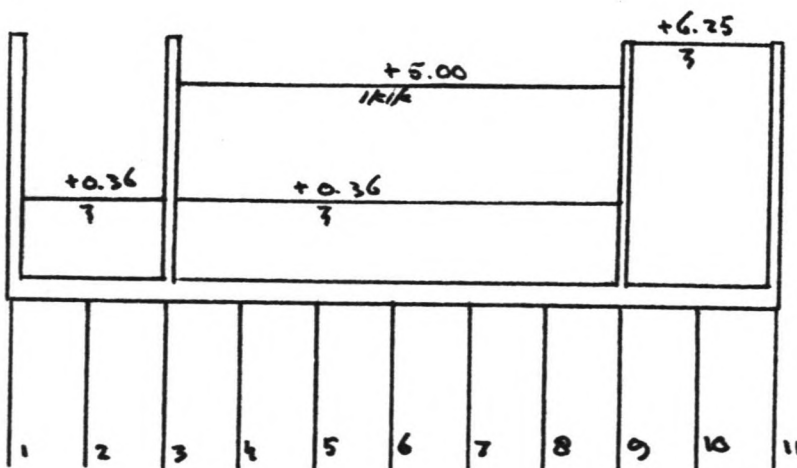
$$G_{\text{grond}} = (4.64 \times 16 + 3.86 \times 20) = 151 \text{ kN/m}^2$$

Peil in deurkas bij gesloten buiten deur :

- + 0.36 in "kolk" en binnen-deurkas
- + 6.25 in buiten-deurkas (t.g.v. golfoverslag)

$$W_{\text{max}} = 9.75 \times 10 = 97.5 \text{ kN/m}^2$$

$$W_{\text{min}} = 3.86 \times 10 = 38.6 \text{ kN/m}^2$$



Voor funderingsstrook 1 resulteert dit in de volgende paal - krachten :

$$\begin{aligned}
 (1) & : 1/4P_o + 1/4G_v + 3.75G_w + 3/4W_{min} & = -1272 \text{ kN/paal} \\
 (2) & : 1/2P_o + 1/2G_v + 3/2G_w + 4.5W_{min} & = -770 \\
 (3) & : 1/2P_o + 1/2G_v + 3.75G_w + 0.75(W_{min} + G_g) & = -1184 \\
 (4t/m8) & : 1/2P_o + 1/2G_v + 4.5G_g & = -763 \\
 (9) & : 1/2P_o + 1/2G_v + 3.75G_w + 0.75(W_{max} + G_g) & = -682 \\
 (10) & : 1/2P_o + 1/2G_v + 1.5 G_w + 4.5W_{max} & = -601 \\
 (11) & 1/4P_o + 1/4G_v + 3.75G_w + 0.75W_{max}
 \end{aligned}$$

Hier moeten nog de krachten t.g.v. het uitwendig moment bij opgeteld worden :

Paal	1	-867	-405	= -1272 kN
	2	-446	-324	= -770
	3	-941	-243	= -1184
	4	-601	-162	= -763
	5	-601	-81	= -682
	6	-601	0	= -601
	7	-601	+81	= -520
	8	-601	+162	= -439
	9	-985	+243	= -742
	10	-711	+324	= -387
	11	-911	+405	= -506

Maximale paalkracht : -1272 kN

Om nu snel een indruk te krijgen van de optredende spanning in de zwaarst belaste paal worden , in eerste instantie , de paalkrachten afkomstig uit de belasting loodrecht op de sluiswand verwaarloosd . Deze verwaarlozing leidt tot niet al te verkeerde resultaten daar door het gekozen palenplan deze krachten klein zullen zijn en verder kan opgemerkt worden dat deze belasting niet direct op de beschouwde strook werkt . Dit houdt in dat het effect hiervan op funderingsstrook 1 enigszins uitgedempt wordt . Verder kan opgemerkt worden dat de zwaarst belaste paal zich in een hoekpunt bevindt waardoor deze krachten nog een factor 2 kleiner zullen zijn bovenop de eerder vermelde factoren .

Nu kunnen de spanningen in de paal bepaald worden :

- Spanning t.g.v. uitwendige belasting en e.g.

$$\sigma_b = -1273000 / (450 \times 450) = -6.3 \text{ N/mm}^2$$

- Spanning t.g.v. de voorspanning

Gesteld kan worden dat een kleine voorspanning voldoende is om het heiproces ongescheurd door te komen , stel

$$\sigma_v = -1 \text{ N/mm}^2$$

- Spanning t.g.v. horizontale paalkracht

De éénheidslast was op 100 kN gesteld , deze blijkt nu (als de vloerplaat oneindig stijf is) $8347/33 = 253 \text{ kN}$ perpaalte zijn . De gevonden waarden moeten dus met een factor 2.53 verhoogd worden .

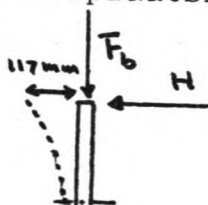
$$M_{\max} = 2.53 \times 179 = 453 \text{ kNm}$$

Dit moment geeft een buigspanning van maximaal :

$$\sigma_m = \frac{M \times \frac{1}{2} h}{I} = \frac{453 \cdot 10^6 \times \frac{1}{2} \times 450}{1/12 \times 450 \times 450^3} = 29.8 \text{ N/mm}^2$$

Nu al kan ingezien worden dat de buigspanning alleen al veel te hoog is voor het voorgestelde profiel en dit zonder de invoering van een belastingsfactor .

Ook is nog steeds het 2° orde moment niet ingevoerd die gezien de grote krachten en verplaatsingen zeker niet verwaarloosd mag worden .



Conclusies

Het was de bedoeling om de horizontale kracht , gelijkmatig verspreid over de 33 palen van de constructie , op te laten nemen door enkel verticale palen . Hiertoe wordt het gedrag van de grond geschematiseerd tot een elastisch medium met een zekere veerstijfheid .

De berekening die hier voor slechts één funderingsstrook is uitgevoerd , is zelfs gunstig te noemen . De bovenste meter grond is niet zo stijf als de onderliggende , maar hier zijn wel de momenten en verplaatsingen maatgevend .

Verder is de invloed van het 2° orde moment nog niet in rekening gebracht (orde 30 % van het buigend moment) .

Onderstaande berekening geeft een aardige indicatie van de toelaatbare horizontale kracht .

$$\begin{array}{rcl} f_b = 18 \text{ N/mm}^2 & : & 100 \% \\ \text{Nuttige bel.} & : & 30 \% \\ \hline & & 70 \% \end{array}$$

Hiervan is ongeveer 30 % t.g.v. het 2° orde moment

Buigend moment : 50 %

Belastingsfactor : 2

Dan is de toelaatbare spanning t.g.v. het buigend moment : $f_b/4$

$$\hat{\sigma} = 4.5 \text{ N/mm}^2$$

$$M = W \times \hat{\sigma} = 1/6 \times 450^3 \times 4.5$$

$$M = 68.3 \text{ kNm}$$

Uitgaande van een éénheidskracht van 100 kN wordt een éénheidsmoment van 150 kNm gevonden . Het maximale moment dat optreedt in de doorsnede is 179 kNm . Uitgaande van een toelaatbaar maximaal moment kan even eens de maximaal toelaatbare kracht gevonden worden .

$$\begin{aligned} H_{\text{max}} &= (150/179) \times 68.3 / 179 \times 100 \\ &= 32 \text{ kN} \end{aligned}$$

Het blijkt achteraf dat de toelaatbare kracht met een factor 8 wordt overschreden .

In werkelijkheid zal de maximaal toelaatbare kracht groter zijn dan de vermelde 32 kN , daar in het geval van een kleinere kracht ook de vervorming afnemen , dit heeft weer invloed

op het tweede orde moment dat hierdoor afneemt . Het uiteinde-
lijke resultaat is dat er een grotere horizontale kracht toe -
gelaten kan worden .

Uitgaande van 32 kN per paal zijn er ongeveer 200 palen nodig
om de horizontale kracht van 8347 kN te kunnen leveren , dit
is gezien de omvang van de constructie niet toepasbaar .

Het een en ander samenvattend kan gesteld worden dat de sluis
niet volgens het voorgestelde palenplan gemaakt kan worden .

Er zijn 2 alternatieven denkbaar :

- Een groter profiel toepassen , dit is dan niet meer standaard
verkrijgbaar en zal waarschijnlijk als een in de grond ge-
vormde paal uitgevoerd moeten worden .
- Veel meer heipalen aanbrengen (van de voorgestelde 33 naar
ongeveer 200 palen op een kunstwerk van 15×12 m , dit
komt globaal overeen met een paal per m^2) .

Geen van beide oplossingen is eigenlijk goed toepasbaar .

Conclusies paalfundering

Rekening houdend met de ondergrond condities is het draagvermogen van een viertal palen onderzocht . Deze palen zijn min of meer de zwaarste in hun klasse , zodat er zich bij een overschrijding van het draagvermogen grote problemen voor kunnen doen .

Daarna is de krachtsverdeling in de funderingsconstructie bepaald waarbij de palen h.o.h. 3.0 m in beide richtingen staan. Door de wat bijzondere vorm van de constructie worden sommige palen erg zwaar belast . Dit variëert van een maximale drukkracht van 1176 kN tot een maximale trekkracht van 894 kN . Hiermee valt , door de grote trekkracht , de keuze op een geschroefde paal en door de grote drukkracht op de zwaarste paal (530/670) . Als verder rekening wordt gehouden met de belasting loodrecht op de sluis as dan zou het kunnen zijn dat het uiterste draagvermogen wordt overschreden .

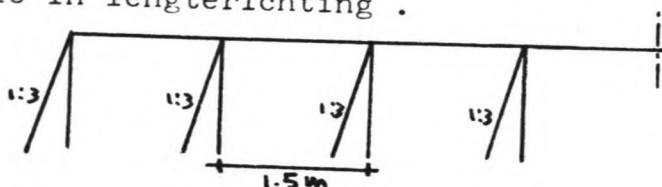
Een methode om de grote krachten , afkomstig van de belasting loodrecht op de sluis as , te verkleinen is om de paalrij in lengte richting te verdichten en in breedte richting de palen verder uit elkaar te zetten . Dit is als volgt te verklaren . De krachten op de funderingsconstructie worden veroorzaakt door een groot buigend moment onderin de wanden . Dit moment wordt bepaald door de h.o.h. afstand van de palen in lengte richting , een kleinere afstand betekent een kleiner moment . Verder worden deze krachten eveneens bepaald door de h.o.h. afstand in breedte richting , een grotere afstand houdt hier een kleinere kracht in . Een halvering in lengte richting en een verdubbeling van de h.o.h. afstand houdt dus een verkleining in van een factor 4 .

Hiermee zou het palenplan er als volgt uitzien :

Lengte richting : 1.5 m

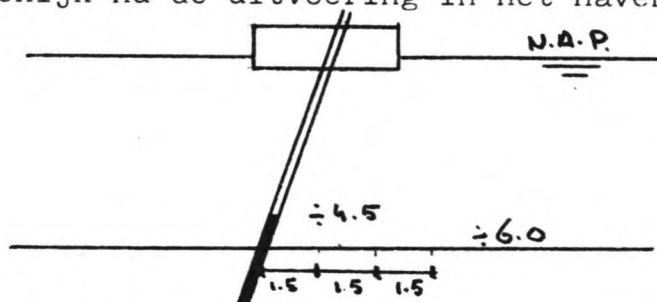
Breedte richting : 6.0 m

Dit leidt echter tot onderstaande , "onmogelijke" , constructie in lengterichting .



Er moeten in totaal 66 palen aangebracht worden (per rij 22). Doordat in het voorgaande de keuze op de geschroefde palen is gevallen zal dit hier verder als gegeven verondersteld worden . Bekijk nogmaals de schets op de vorige bladzijde . Deze constructie is op het land niet echt goed te maken aangezien er gesteld wordt dat nieuwe palen niet dichterbij dan 2 m gemaakt mogen worden . Dit i.v.m. de verharding van het beton en de ontspanning van de grond . Dit betekent in dit geval dat er telkens een paalgroep in lengte richting overgeslagen moet worden , terwijl binnen de groep die aangebracht wordt nog gekozen moet worden tussen de verticale - en de schoorpaal . Dit leidt gezien de zeer beperkte omvang van het werk tot een zeer oneconomisch productie proces .

Bekijk nu de uitvoering in het havenbekken .



Nadat bijv. alle verticale palen aangebracht zijn moet overgegaan worden tot het plaatsen van de schoorpalen . Dit moet dan op een vrij korte afstand van elkaar gedaan worden rekening houdend met het feit dat dit vanaf een drijvend object gedaan moet worden . De bodem bevindt zich er ongeveer 6 m onder .

Een ander aspect is dat tussen + 6 en ongeveer + 4.5 de bekisting (grond) ontbreekt . Dit kan opgelost worden door een stuk van de buis achter te laten . Dit maakt de uitvoering niet simpeler , noch de constructie goedkoper .

Tenslotte is nog geprobeerd om de horizontale kracht door alleen verticale palen op te laten nemen . Het blijkt dat het vermogen om krachten d.m.v. buiging op te nemen erg gering is . Onder de gegeven omstandigheden zijn er ongeveer 200 palen nodig om de horizontale kracht op te nemen . Dit komt neer op één paal per m^2 .

Conclusies funderingsconstructie

De tot nog toe onderzochte types , op staal en paalfundeing^r , waren beide gezien de bijzondere vorm van de sluis moeilijk toepasbaar . De op staal gefundeerde sluis vanwege de ongelijkmatige zettingen , de paalfundering vanwege de overschrijding van het draagvermogen , de moeilijke uitvoering of het grote aantal benodigde palen .

Het probleem is dat er geen uitgesproken goede oplossing is om de paalkrachten te reduceren , niet zozeer doordat oplossingen theoretisch ontbreken maar omdat ze onder deze omstandigheden niet toepasbaar zijn . Eén van de allereerste uitgangspunten was dat het project financieel verantwoord moest zijn .

De keuze van een paalfundering maakt de uitvoering nodeloos duur , met als bijkomend feit dat een paalfundering niet absoluut noodzakelijk is . Door het voorkomen van draagkrachtige lagen kan een fundeering op staal ook goed toegepast worden , maar de oorspronkelijke bezwaren mogen niet uit het oog verloren worden .

Ongelijkmatige zettingen kunnen tot ongewenste scheurvorming en scheefstand leiden , dit moet zeker onderzocht worden en desnoods moet de constructie aangepast worden .

Op grond van al de eerder genoemde argumenten valt de keuze op de fundering op staal , wel dient het één en ander nog onderzocht te worden .

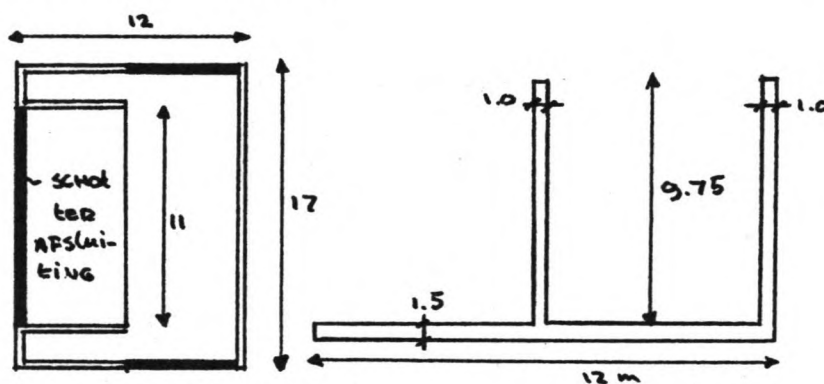
Nogmaals de uitvoering

Bij de beschrijving van het type funderingsconstructie is opgemerkt dat indien de keuze op een op staal gefundeerde sluis mocht vallen er nogmaals naar de uitvoering gekeken moest worden .

De afsluiting verzorgen d.m.v. een onderwaterbetonvloer op palen is dan niet meer zo vanzelfsprekend . De gehele uitvoering dient nogmaals bekeken te worden echter uitgaande van de gekozen locatie , in het water dus .

Als eerste wordt de mogelijkheid bekeken om de sluis elders onder gunstigere omstandigheden te maken , drijvend te vervoeren en op de plaats af te zinken .

De meest gunstige situatie t.a.v. het drijvend vermogen wordt als volgt verkegen :



Gewicht constructie :

$$G = 12 \times 17 \times 1.5 \times 24 + (1.0 \times 9.75 \times 24) \times (17 + 6 + 3 + 6 + 11 + 6 + 3 + 6) \\ = 20916 \text{ kN}$$

Opwaartse kracht :

$$12 \times 17 \times 10 \times h = 2040 \times h$$

De diepgang bedraagt ruwweg : 10.3 m

Dit is gezien de diepte in het bekken , de oude sluis en de voorhaven niet haalbaar , zodat dit alternatief niet verder onderzocht zal worden .

Daarmee is dus besloten dat het kunstwerk op zijn plaats gemaakt zal worden en moet er op de een of andere manier een horizontale , afsluitende laag komen zodat de bouwput droog gezet kan worden .

Er zullen een drietal mogelijkheden bekeken worden :

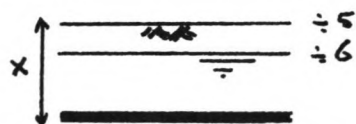
Een vlies , een onderwaterbetonvloer of een grondinjectie als horizontale afsluiting .

Vlies als afsluitende laag

Als eisen worden gesteld :

- de bouwput bodem ligt op ± 5.0
- de GWS in de bouwput ligt tussen 1.0 en 0.5 m onder maaiveld

Stabiliteit bouwput bodem , als er in een afgesloten havenbekken gewerkt wordt waarvan het peil op NAP wordt gehouden .

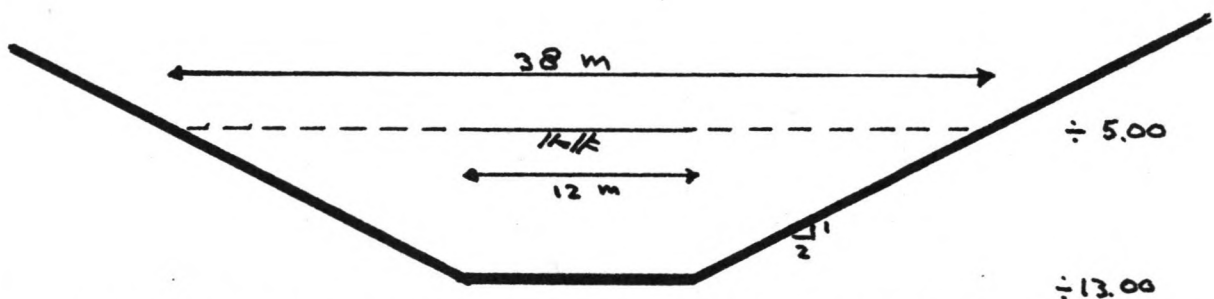


N.A.P.

$$1.2(5 + X) = 1 \times 16 + (X - 1) \times 20$$

$$X = 8 \text{ m}$$

Het vlies moet dus op een diepte van ± 13 aangebracht worden . De volgende stap is om het grondverzet te bepalen , er wordt aangenomen dat de taluds onder 2:1 zullen staan , wat min of meer met het natuurlijk talud overeen komt .



Uitgaande van een bodemligging op ± 5.0 is de invloed van de ontgraving om het vlies op zijn plaats te kunnen brengen ongeveer 38 m in de breedte . Hiervoor is nergens ruimte , zodat dit alternatief afgewezen moet worden . Niet zozeer uit een economisch oogpunt maar omdat de locatie niet geschikt is .

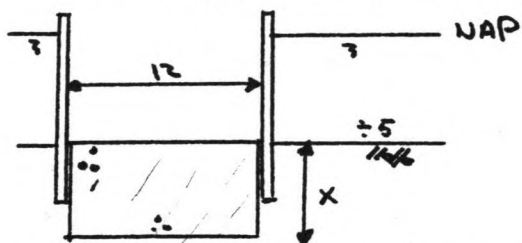
Onderwaterbetonvloer als afsluitende laag

De stabiliteit van de afsluitende laag kan op 2 manieren verkregen worden, door de onderwaterbetonvloer voldoende zwaar te maken of door de benodigde kracht om de vloer op zijn plaats te houden door trekpalen te laten leveren.

Deze laatste methode komt sterk met de laatst onderzochte paalfundering overeen. De constructie draagt dan via de vloer en

de palen de belasting af, ook de horizontale krachten.

De conclusie bij deze fundering was dat zij niet geschikt is om horizontale krachten op te nemen, zodat hier de stabiliteit van de vloer d.m.v. het eigen gewicht verkregen moet worden.



$$1.2 \times (5 + X) \times 10 = 24 \times X$$

$$X = 5 \text{ m}$$

Bij een lengte van 17 m en een breedte van 12 m :

Extra ontgraving : $5 \times 12 \times 17 = 1020 \text{ m}^3$

Beton : 1020 m^3

Uit vrij recent onderzoek zijn de volgende prijzen, voor kleine werken, gevonden :

Baggerwerk : f 12,- / m^3

Beton : f 160,- / m^3

Zodat de kosten voor de afsluitende laag zelf geraamd kunnen worden op : $K = 1020 (12 + 160)$

f 175.000,-

Grond injectie als afsluitende laag

Grond injecties kunnen voor vele doeleinden gebruikt worden . Het toepassen voor afdichtingsdoeleinden is zelfs zeer gunstig omdat de gel geen grote stijfheid moet bezitten , het gaat er alleen maar om om de doorlatendheid van de grond te verkleinen . De doorlatendheid van zandgronden ligt dan tussen 10^{-7} en $10^{-8} \text{ m}^2 / \text{s}$.

De aanlegdiepte van de afsluitende laag wordt op dezelfde manier gevonden als bij het vlies . Bij het gebruik als afdichtingmiddel dient de veiligheids factor minstens 1.1 te zijn (zie : Prof. Ir . A van Weele , Moderne funderingstechnieken) . Hier wordt een veiligheidsfactor van 1.2 toegepast .

De afsluitende laag bevindt zich gemiddeld op ± 13 . Een dikte van 1 m is , mits deskundig aangebracht , ruim voldoende , De laag zal tussen ± 13.5 en ± 12.5 geïnjecteerd worden .

De kosten van een injectie laag voor afdichtingsdoeleinden bedragen f 230,- à f 400,- / m^2 (prijspeil '81) , deze kosten zijn a.d.h. van vele werken bepaald . Omrekenen naar het huidige prijspeil is moeilijk, niet zozeer vanwege de prijsstijgingen maar vanwege het feit dat verwacht werd dat in het verdere verloop de prijs zou dalen . Niet alleen de materialen zouden hiertoe bij kunnen dragen , ook de grotere ervaring die men op zou doen en meer gespecialiseerd materieel . Een prijs van f 500,- / m^2 lijkt acceptabel .

Kosten afsluiting : $500 \times 12 \times 17$
f 102.000,-

Een ander aspect zijn de bijkomende voorzieningen om de GWS in de bouwput te kunnen beheersen .

Stijging GWS in bouwput :

$$q = -k \frac{dH}{dx} = k \times 13.5/1.0 = 13.5 \cdot 10^{-7} \text{ m/s}$$

$$Q = q \times A = 17 \times 12 \times 13.5 \cdot 10^{-7} = 2.75 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s}$$
$$= 23.8 \text{ m}^3/\text{dag}$$

$$= 117 \text{ mm}/\text{dag}$$

Veronderstel een porositeit van 40 % en een droge grond boven de GWS

Stijging per dag : 292 mm

Dit kan m.b.v. een kleine pomp gedaan worden .

De keuze van het type afdichting is vrij eenvoudig te maken .
Van de drie besproken mogelijkheden is de eerste , een vlies ,
niet toepasbaar .

De keuze tussen de beide andere mogelijkheden kan op economi -
sche gronden gedaan worden .

De prijs bij de grondinjectie kan misschien te laag geschat
geschat zijn , maar dit zal zeker niet voldoende zijn om het
verschil van f 73.000,- goed te maken .

De keuze valt op de horizontale afdichting d.m.v. een grond
injectie .

Veiligheid tijdens de uitvoering

Bij het ontwerp van de hoogwaterkering voor de Vissershaven is nog geen rekening gehouden met de veiligheid tijdens de uitvoeringsfase. De veiligheid voor de gebruiksfase is in het ontwerp verwerkt, maar ook de veiligheid tijdens de uitvoering is van groot belang. Niet zozeer voor de toekomstige constructie maar voor de wijze waarop deze gemaakt zal worden.

Voor de veiligheid tijdens de uitvoering zijn een aantal aspecten van belang, die in het vervolg verder uitgewerkt zullen worden.

De locatie van het kunstwerk is van groot belang en wel om de volgende redenen. Wordt het kunstwerk ver van de bestaande constructies af gebouwd dan vormt dit op zich geen probleem, eventuele instabiliteiten hebben alleen gevolgen voor de in aanbouw zijnde constructie. Wordt het kunstwerk echter dichtbij de bestaande constructies gemaakt dan is een eventueel optredende instabiliteit van de ondergrond veel kwalijker.

Dit laatste geval is de geplande situatie. Het is de bedoeling om de nieuwe sluis niet ver van de oude sluis te maken, gedacht kan worden aan een tiental meter. Mocht er tijdens de bouwfase een instabiliteit in het grondpakket optreden dan zullen naar alle waarschijnlijkheid zowel de bouwkuip als een aantal van de oude constructies bezwijken.

Dit bezwijken is altijd ongecontroleerd en tot op zekere hoogte onvoorspelbaar, vooraf kan dus niet gezegd worden wat wel en niet zal bezwijken. Het bezwijken van de oude constructies heeft een aantal kwalijke gevolgen.

Als de oude sluis bezwijkt dan houdt dit in dat om de haven toegankelijk te maken deze ook opgeruimd zal moeten worden, in een eerder stadium is dit al afgewezen vanwege de hoge kosten die hieraan verbonden zijn. De locatie keuze achter de bestaande sluis is hier mede op gebaseerd.

Dit is echter niet het voornaamste bezwaar. Wat echt bezwaarlijk, maar vooral gevaarlijk is, is dat bij het bezwijken van de oude sluis ook de bestaande hoogwaterkering bezwijkt. In een klap wordt de kerende hoogte gereduceerd van NAP + 5.50 tot maximaal NAP + 4.20 (de kerende hoogte van de kademuuren in de Vissershaven). Tot het moment dat de nieuwe kering gereed is zal de hoogwaterkering door de oude constructies gevormd worden, maar als de oude kering bezwijkt is er geen redelijke kering meer daar de kademuuren rond de Vissershaven in slechte staat verkeren.

Maar als de oude sluis bezwijkt dan kan later de voorgestelde uitvoering niet meer gerealiseerd worden, het bekken van de Vissershaven is dan niet meer af te sluiten.

Een ander aspect is het behoud van de oude constructies. Zoals al in het functioneel onderzoek is gesteld vallen een aantal van de oude constructies onder de monumenten wet, dit houdt in dat deze constructies niet aangetast mogen worden, fysiek nog visueel. Het is best mogelijk dat bij het bezwijken van de oude kering ook een gedeelte van deze constructies aangetast wordt. Het Rondeel, dat aan voorgenoemde sluis vastzit zal waarschijnlijk ook beschadigd worden.

Randgetoond moet worden dat de voorgestelde oplossing weinig gevaar oplevert voor de bestaande constructie, mocht dit niet zo zijn dan zal dus nogmaals naar de locatie van de nieuwe kering gekeken moeten

worden in combinatie met de uitvoeringswijze .

Dit zal als volgt gedaan worden .

Allereerst moet rekening worden gehouden met de voorgestelde uitvoeringswijze voor de nieuwe sluis . Dit houdt in dat achter de bestaande sluis een bouwkuiP gemaakt zal worden .

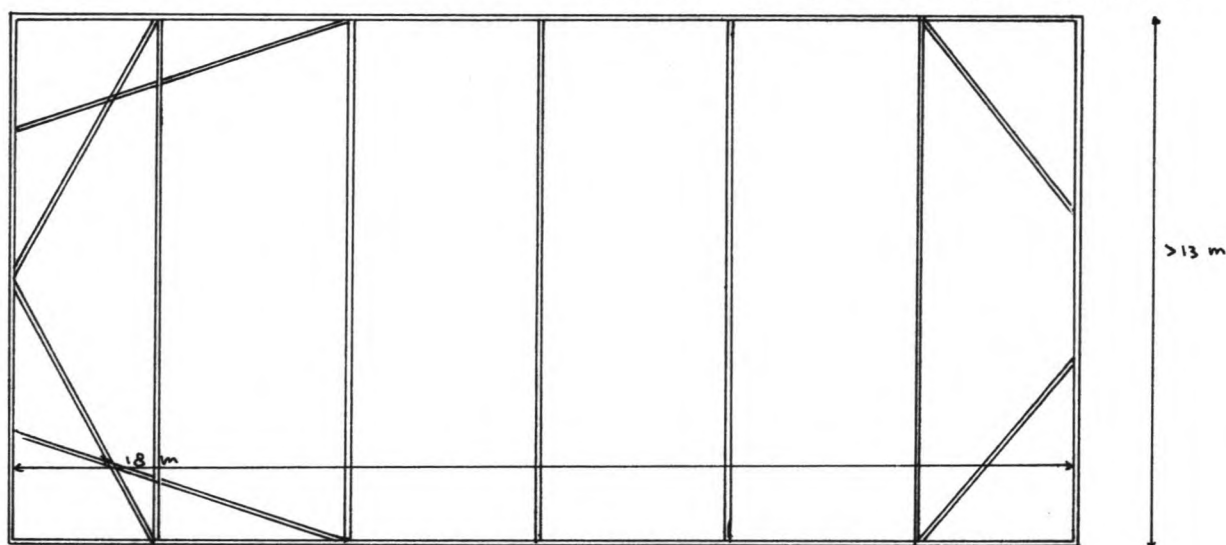
De afsluitende laag bij deze kuiP zal d.m.v. grond injecties gerealiseerd worden . Deze laag zal tussen NAP - 13.5 en -12.5 aangebracht worden . Voor de afsluiting is het van belang dat deze laag aansluit op de rondgaande kering zodat de afsluiting volledig is . Dit houdt in dat de damwanden voor de bouwkuiP tenminste tot deze diepte moeten komen .

De diepte van de de voet van de damwand is van belang voor een latere berekening met optredende glijvlakken .

Randetoond moet worden dat de 'veiligheidsfactor' bij de voorgestelde uitvoering > 1.1 a 1.2 .

De bouwkuiP damwand :

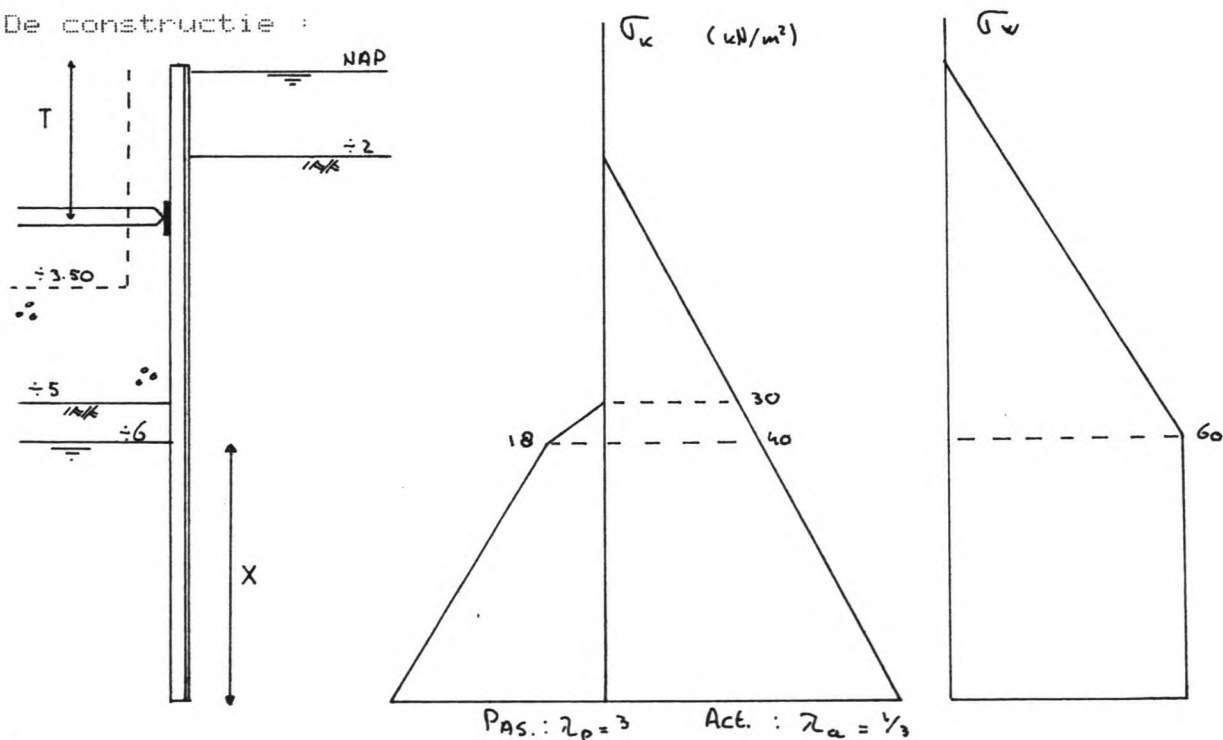
Hier zal een keuze gedaan worden voor de damwanden van de voorgestelde bouwkuiP . Doordat deze bouwkuiP in het water gemaakt zal worden zal de benodigde horizontale kracht d.m.v. stemPels verzorgd worden . De op relatief korte afstand van elkaar liggende wanden worden op elkaar afgestempeld , op de korte zijde na die schuin onderstempeld zal worden , zie verder onderstaande schets .



De hier voorgestelde afmetingen zijn gebaseerd op de bij het ontwerp van de nieuwe sluis bepaalde afmetingen met een kleine toeslag . De berekening van de damwand zal m.b.v. de methode van Blum uitgevoerd worden , hierbij kunnen de buigende momenten , de benodigde 'ankerkrachten' en de inheiddiepte bepaald worden . Hierbij wordt uitgegaan van het ontstaan van rechte glijvlakken . Het grote probleem bij de bouwkuiP is de plaats van de stemPels . Het damwand profiel wordt beter benut naarmate deze stemPels lager gezet worden , het veld moment neemt af terwijl het moment t.p.v. de stemPels toeneemt . Zo kan er een situatie ontstaan waarbij deze momenten aan elkaar gelijk zijn , het profiel wordt dan optimaal benut . Een ander voordeel bij het lager zetten van de stemPels is dat de benodigde lengte van de damwand schermen afneemt . Tegenover voordelen staan ook een aantal nadelen . Als eerste kan opgemerkt worden dat bij het lager zetten van de stemPels de benodigde kracht toeneemt , dit proces verloopt eerst langzaam maar naarmate de diepte toeneemt gaat dit steeds sneller . Dit zou op zich niet zo bezwaarlijk zijn , ware het niet dat de uitvoering van de sluis op een bijzondere wijze zal verlopen . Bij het storten van de sluiswanden staan de stemPels in de weg . Daar de wanden vrij dik en hoog zijn zal er niet in een keer gestort kunnen worden . De sluis wordt in lengte richting in een aantal secties verdeeld , deze secties zullen dan om en om gestort worden . Pas als er voldoende tijd is verlopen (voldoende verhard beton) zullen de andere secties gestort worden . Deze wijze van storten kent een aantal voordelen .

Door het toepassen van stortvoegen zal de temperatuur in het Pas gestorte beton niet zo hoog oplopen, zodat later de spanningen t.g.v. het krimpen van beton kleiner zullen zijn. Het onderbreken van het stort proces heeft ook nadelen, de wapening kan niet doorgezet worden in de volgende sectie en er zullen problemen ontstaan bij de aanhechting van jong aan oud beton. Dit laatste heeft vooral consequenties voor de water afdichting. In dit geval kan het echter niet anders. Bij het storten van de wanden moet de stempel die in de weg zit weggehaald worden. De benodigde kracht moet dan door de naastliggende stempels geleverd kunnen worden. Voor de stempels houdt dit een verdubbeling van de kracht in, zodat het wenselijk is om de te leveren krachten niet te hoog te laten oplopen. Dit kan gerealiseerd worden door de stempels niet te diep te zetten. Een ander bezwaar tegen lage stempels is meer van praktische aard. Vanaf het maaiveld (NAP -5.0) wordt de sluisvloer gestort, de dikte van deze vloer bedraagt 1.5 m. Het is erg hinderlijk bij het storten van de vloer als de stempels min of meer in de weg zitten. Er wordt voorgesteld om een ruimte van minstens 0.5 m tussen vloer en stempels toe te passen.

De constructie :



Berekening :

$$\begin{aligned} \text{Passief} : E_p &= 1/2 * 18 * \lambda_p + 18 * X * \lambda_p + 1/2 * 10 * X * 2 * \lambda_p \\ \text{Actief} : E_a &= 1/2 * 4 * 40 * \lambda_a + 40 * X * \lambda_a + 1/2 * 10 * X * 2 * \lambda_a \\ \text{Waterdr.} : E_w &= 1/2 * 6 * 60 + 60 * X \end{aligned}$$

Krachten evenwicht levert de onbekende ankerkracht als functie van X :

$$T = E_a + E_w - E_p$$

$$E_p = P_1 + P_2 + P_3$$

$$E_a = R_1 + R_2 + R_3$$

$$E_w = W_1 + W_2$$

Daar de ankerkracht nog onbekend is zal het momenten evenwicht t.o.v. het aangrijpingspunt van deze kracht uitgevoerd worden .

M - evenwicht :

$$M_p = P_1*(6-a-1/3) + P_2*(6-a+X/2) + P_3*(6-a+2*X/3)$$

$$M_a = R_1*(6-a-4/3) + R_2*(6-a+X/2) + R_3*(6-a+2*X/3)$$

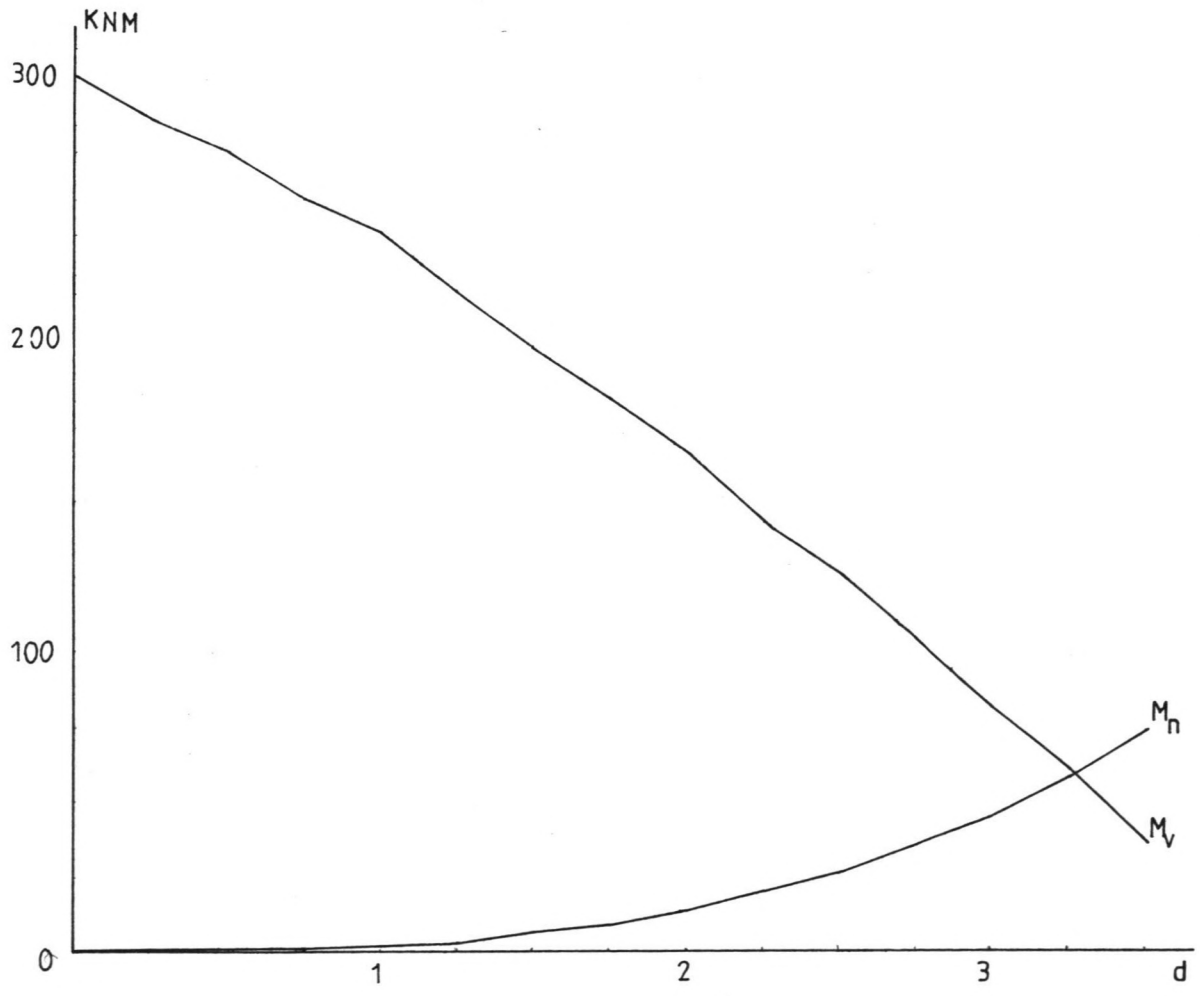
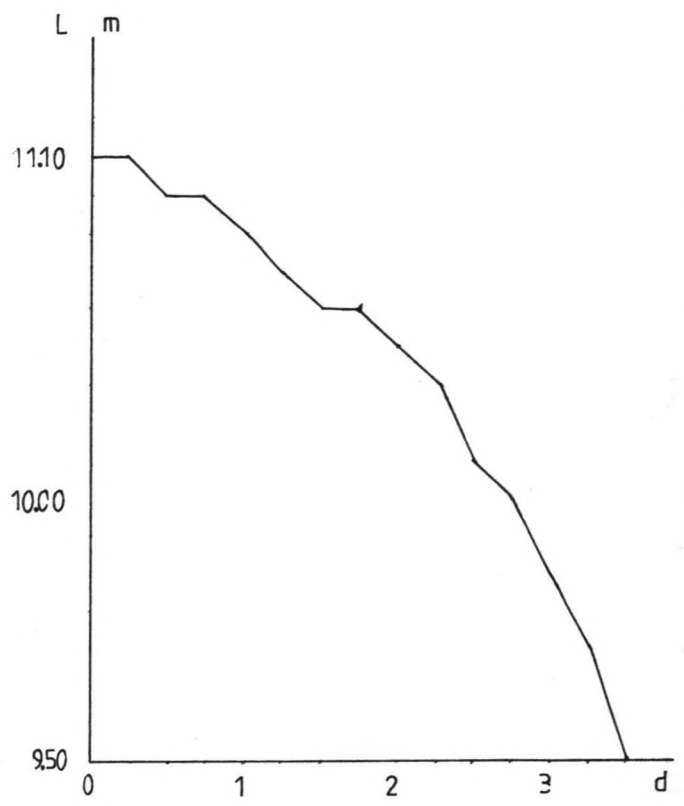
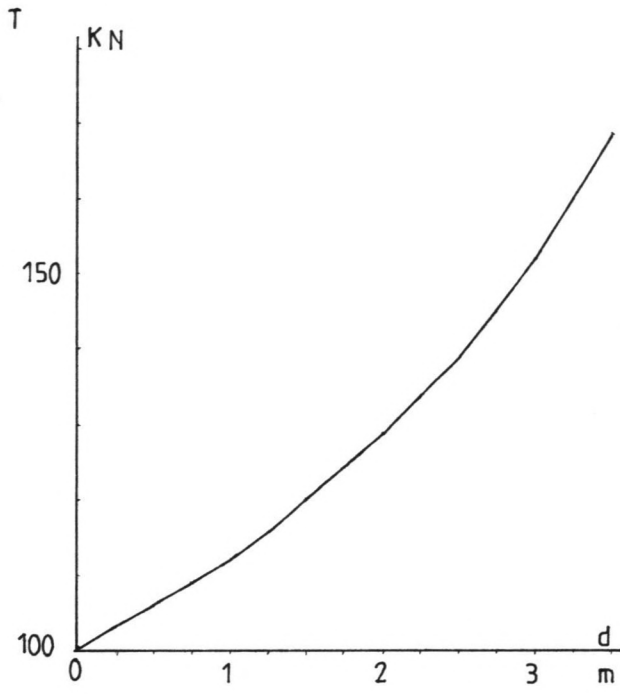
$$M_w = W_1*(6-a-6/3) + W_2*(6-a+X/2)$$

$$M_p = M_a + M_w$$

Hieruit kan voor een bepaalde waarde van a (ankerdiepte) de benodigde inheidiepte X bepaald worden . De toe te passen lengte van de schermen wordt verkregen door de zo gevonden lengte met 1.1 a 1.2 te vermenigvuldigen .

Als eenmaal de inheidiepte bepaald is kan ook de ankerkracht bepaald worden . Daarna kan de plaats van het maximale veldmoment bepaald worden , dit is het punt waar de dwarskracht nul is . Als ook dit punt bekend is kan hieruit de grootte van het moment gevonden worden . T.P.V. het anker punt wordt het grootste negatieve buigend moment gevonden .

AnkerdPt(m)	AnkerKr(KN)	Mmax veld	Mmax neg	Plaats Mm-v	Schermlgt.
0	100.4	292.6	0	4.283	11.1
.25	103.2	278.8	0	4.338	11.1
.5	106.2	264.4	.2	4.396	11
.75	109.3	249.5	.7	4.456	11
1	112.7	233.9	1.7	4.519	10.9
1.25	116.3	217.7	3.3	4.586	10.8
1.5	120.2	200.7	5.6	4.656	10.7
1.75	124.4	183	8.9	4.731	10.7
2	128.9	164.5	13.3	4.812	10.6
2.25	133.9	145.2	19	4.897	10.5
2.5	139.3	125	26.1	4.989	10.3
2.75	145.3	103.9	34.9	5.088	10.2
3	152.1	81.9	45.6	5.196	10
3.25	159.6	59.2	58.3	5.316	9.8
3.5	168.5	35.9	73.3	5.452	9.5



Gebaseerd op de voorgaande overwegingen valt de keuze op :

Diepte stempel : 2.75 m
Kracht op stempel : 145 KN/m²
Max. moment : 104 KNm
Min. scherm lengte : 10.2 m

Keuze damwand Profiel :

$$W \Rightarrow M / \sigma_e = 1.5 * 104 * 10^{16} / 240 \\ = 650 * 10^{13} \text{ mm}^3$$

Larssen 21

b (mm)	h (mm)	t (mm)	s (mm)	L (m)
500	220	8.2	8	14.0

*opm.1 :

de lengte van de damwand schermen bedraagt 14 m , dit is niet uit een sterkte berekening afkomstig maar uit het feit dat er een afsluitende laag gerealiseerd moet kunnen worden

*opm.2 :

de kracht in de stempels staat hier per m² vermeld , er is hier bewust nog geen lengte ingevuld , deze lengte hangt van een tweetal factoren af , te weten :

- de toelaatbare kracht op zo'n stempel en beschikbaarheid ervan
- de grootte van de te storten sectie

Veiligheid bij voorgestelde uitvoering

Voor de beoordeling van de stabiliteit van taluds van willekeurige vorm, in materialen met cohesie en inwendige wrijving bestaan vele methoden. De meesten gaan uit van cirkelvormige glijvlakken. Met behulp van een aantal vereenvoudigende aannamen tracht men dan een waarde voor de stabiliteitsfactor F te vinden. Als maatgevend wordt dan de cirkel beschouwd waarvoor F zo klein mogelijk is. De veelheid van methoden (o.a. volgens Fellenius, Bishop, Taylor, Spencer, etc) illustreert op zich al dat geen van de methoden exact is.

De verdere stabiliteits berekeningen zullen volgens Bishop gedaan worden, er zal echter iets van bovenstaande opzet afgeweken worden. In dit geval is de maatgevende glij cirkel al min of meer bepaald door de aanwezigheid van de damwand.

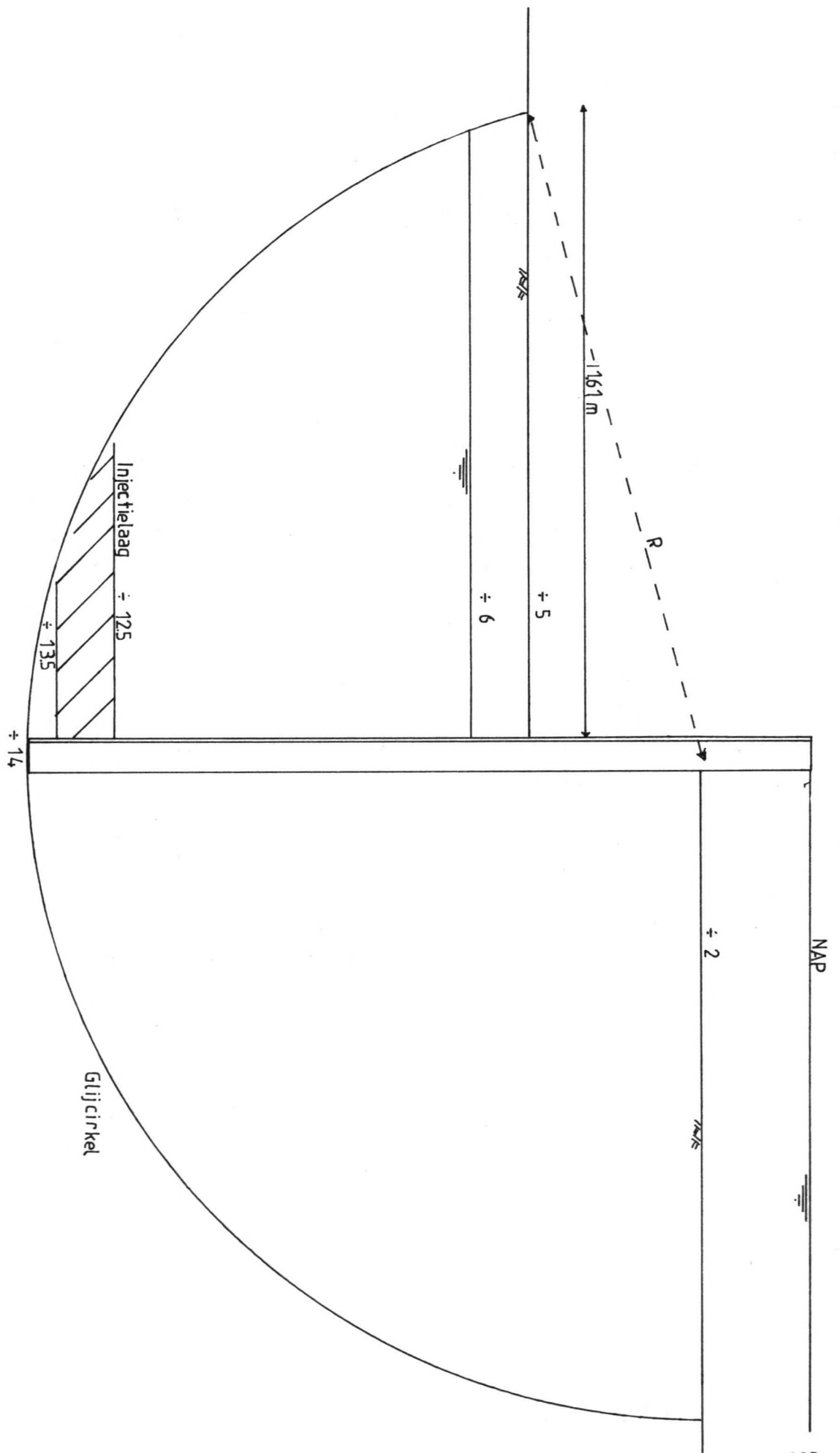
Als er een glij cirkel optreedt, dan zal deze niet dwars door de damwand heen kunnen gebeuren, dit houdt in dat de onderkant van de damwand een punt van de glij cirkel voorschrijft. De variatie bestaat dan uit het middelpunt van de cirkel.

Er zal dus een gebied onderzocht moeten worden om de kleinste F waarde te vinden, uiteraard er van uitgaande dat de glij cirkel de damwand niet mag snijden.

Een en ander is op de schets op de volgende bladzijde verder uitgewerkt. Voordat met de berekening begonnen kan worden moeten een aantal aannamen gedaan worden.

Droog gewicht grond	: 18	KN/m ³
Nat gewicht grond	: 20	KN/m ³
Hoogte 'talud'	: 3	m
Breedte 'talud'	: 0.03	m
Cohesie	: 0	
Wrijvings hoek	: 30°	

Dit betreft min of meer start waarden voor de verschillende grootheden daar het in een vroeg stadium ondoenlijk is om vele variaties door te voeren. Het aantal alternatieven zou te groot worden en daardoor wordt het geheel ondoorzichtig. Pas als er min of meer een kritiek punt is gevonden zal dit meer in detail (variaties) onderzocht worden.



Ran de hand van het schema op de vorige bladzijde zijn een groot aantal glijvlakken doorgerekend. De bedoeling van al deze berekeningen is om de minimum waarde voor de stabiliteits factor F te bepalen. Om onderstaande resultaten beter te kunnen begrijpen moet eerst iets over het gebruikte assenstelsel gezegd worden. De coördinaten van het middelpunt van de glijcirkel zijn t.o.v. een x-y assenstelsel gedefinieerd op de volgende wijze:

- de x-as wordt op NAP -5.0 gelegd.
- de y-as t.p.v. het hart van de damwand
- de bovenkant van het 'talud' ligt dan op NAP -2.0 (0,3)

Glijcirkels met een middelpunt dat lager ligt dan -2.0 worden niet geaccepteerd, verder is de keuze van het middelpunt vrij. Het uiterste linkerpunt van de glijcirkel wordt als volgt bepaald:

Met xc en yc als coördinaten voor het middelpunt en een schermlengte van 12 m (gerekend vanaf -2.0):

Straal glijcirkel : $R = (xc^2 + (yc+9)^2)^{0.5}$

Hoek met de horizontale x-as : $\theta = \arcsin(yc/R)$

Coördinaat uiterste punt : $xu = (-R*\cos\theta + xc)$

Door nu een cirkel middelpunt te kiezen wordt gelijk het uiterste punt van de glijcirkel vastgelegd. Hieronder worden de resultaten van een groot aantal berekeningen vermeld, deze berekeningen geven niet meer dan een algemene indruk van de plaats en grootte van de maatgevende situatie. Op deze manier wordt het meest kritieke punt min of meer ingesloten waarna later min in detail op ingegaan kan worden.

M (x,y)	F	M (x,y)	F	M (x,y)	F
0,3	3.440	-1,3	3.495	1,3	3.481
0,4	3.346	-1,4	3.402	1,4	3.380
0,5	3.290	-1,5	3.302	1,5	3.319
0,6	3.257	-1,6	3.269	1,6	3.283
0,7	3.241	-1,7	3.251	1,7	3.264
0,8	3.236	-1,8	3.246	1,8	3.256
0,9	3.239	-1,9	3.248	1,9	3.257
0,10	3.249	-1,10	3.257	1,10	3.265
0,15	3.354	-1,15	3.358	1,15	3.361
0,20	3.495	-1,20	3.500	1,20	3.501
10,8	6.129	-2,8	3.328		
5,8	3.734	-3,8	3.503		
4,8	3.640	-4,8	3.572		
3,8	3.412	-5,8	3.882		
2,8	3.362	-10,8	5.671		

Uit het voorgaande is gebleken dat het Punt 0,8 min of meer maatgevend is voor de constructie . Nu zal de onmiddellijke omgeving van 0,8 nader onderzocht worden om te bepalen in wel Punt de maatgevende situatie optreedt.

M (x,y)	F	M (x,y)	F	M (x,y)	F
-0.5,8.5	3.239	0.5,8.5	3.249	-0.1,8	3.236
-0.5,8.0	3.238	0.5,8	3.249	0.1,8	3.236
-0.5,7.5	3.240	0.5,7.5	3.251	0.8,1	3.236
0.0,8.5	3.237	-0.25,8	3.237	0.7,9	3.236
0.0,7.5	3.237	0.25,8	3.247		

Het zou te ver voeren om het echte minimum te vinden temeer daar er een gebied rondom 0,8 schijnt te zijn waar de stabiliteitsfactor constant is .

Veel belangrijker is het om de invloed van een kleine verandering in de aangenomen grootheden te bepalen . Dit alles uitgaande van het Punt waar de stabiliteitsfactor minimaal is , dit is dan het Punt 0,8 .

Ber.1:

De voorgaande berekeningen zijn met 20 lamellen (onderverdeling van de glijcirkel) uitgevoerd , hier zal de berekening met 100 lamellen gedaan worden : $F = 3.233$

Ber.2:

Tot nog toe is de cohesie van het materiaal verwaarloosd , het is waar dat zand een vrij kleine C-waarde heeft . De berekening zal uitgevoerd worden met $C = 2 \text{ KN/m}^2$, verder wordt het geheel in 100 lamellen onderverdeeld.

$F = 3.407$

Ber.3:

De hoek van inwendige wrijving is op 30° gesteld , dit is voor zandgronden een normale waarde . Hier zal een kleinere waarde , 27.5° , ingevoerd worden en 100 lamellen .

$F = 2.502$

Ber.4:

Het volume gewicht van de droge grond is misschien iets te hoog verondersteld , hier zal een wat kleinere waarde toegepast worden , $G = 16 \text{ KN/m}^3$

$F = 3.095$

Ber.5:

De tot nog toe beschouwde situatie gaat uit van een Peil op NAP in het bekken en een GWS van -6 in de Kuip . De veiligheid moet alle situaties gegarandeerd kunnen worden . De meest ongunstige situatie treed op als het Peil in het bekken zijn maximale stand bereikt , NAP +4.0 m . Deze situatie kan optreden bij een zware storm buiten , terwijl het bekken dan door golfoverslag gevuld wordt , de volgende situatie wordt dan doorgerekend :

Drooggewicht grond : $G = 16 \text{ KN/m}^3$
 Wrijvingshoek : $\text{PHI} = 27.5^\circ$
 Buiten WS : $\text{NAP} + 4.0 \text{ m}$
 Aantal lamellen : $N = 100$
 Stabiliteitsfactor : $F = 2.021$

Conclusies t.a.v. de veiligheid tijdens uitvoering

In het voorgaande kan, uit een groot aantal stabiliteits berekeningen geconcludeerd worden dat de toestand voldoende veilig is .

Onder normale omstandigheden zal de stabiliteitsfactor meer dan 3 bedragen . Alleen als het havenbekken gevuld mocht raken dan loopt deze factor tot 2 terug . Dit moet echter wel goed geïnterpreteerd worden .

De hiervoor beschreven situaties treden op als de bouwkuip net droog gezet is en voordat er enige bouw activiteiten in de bouwkuip hebben plaats gevonden. Zodra er een constructie op de bouwput bodem staat dan zal de stabiliteits factor toenemen.

Er is dan een groter tegenwerkend moment, door het gewicht van de constructienemen de korreldrukken toe , waardoor de schuifspanningen langs de cirkel omtrek groter worden .

Een ander aspect is dat in de afsluitende laag (de grondinjectie) de sterkte van de grond toeneemt en daar de glijcirkel deze laag door kruist zal de schuifspanning in deze laag groter zijn dan de schuifspanning die uit het Mohr-Coulomb criterium volgt .

Een stabiliteits factor van ruim is 2 is acceptabel en dit moet dan nog met een uitzonderlijke toestand gecombineerd worden , zodat de uiteindelijke conclusie luidt : de veiligheid tijdens uitvoering vormt geen probleem.

Voorzieningen tegen onderlooptheid

Bij het globale ontwerp van de sluis is al gesteld dat dit onderwerp nader onderzocht moest worden. Uitgangspunt van de berekening toen was het maximale verval over de constructie, hiermee is de lengte van de schermen bepaald en daaruit konden de waterdrukken onder de sluis afgeleid worden. Met deze waterdrukken zijn de afmetingen van de sluis bepaald. Vooral voor een op staal gefundeerde sluis is het van belang om te weten hoe de waterdrukken onder de constructie zullen zijn daar de horizontale belasting d.m.v. schuifspanning opgenomen moet worden. De maximale grootte van deze schuifspanningen is afhankelijk van de verticale korrelspanningen, die op zich weer door het gewicht van de constructie en de opwaartse waterdrukken onder de vloer bepaald worden.

Het probleem hier is dat de waterstand buiten niet constant is. Tijdens de maatgevende storm zal er enige tijd sprake zijn van extreem hoge buitenwaterstanden, het is de vraag of de lengte van de onderlooptheid schermen uit deze snel veranderende waterstanden berekend kunnen worden.

T.g.v. onderlooptheid treedt instabiliteit in het onderliggende grond op, dit wordt veroorzaakt door het transport van water door het doorlatend grondpakket. Verwacht mag worden dat dit transport gedurende de storm voldoende klein zal zijn om met een lager peil te rekenen. Zand heeft relatief gesproken een grote doorlatendheid maar is toch voldoende klein om het watertransport (dat de instabiliteit veroorzaakt) beperkt te houden gedurende het aantal uren dat de storm duurt.

Een ander probleem zijn de waterdrukken onder de constructie waar voorzieningen tegen onderlooptheid zijn aangebracht. Hier zullen twee toestanden doorberekend worden, te weten:

1 - uitgaande van een gekozen peil, lager dan bij het maximale verval, wordt de scherm lengte bepaald, vervolgens worden hieruit de waterdrukken afgeleid, om dan de constructie afmetingen te bepalen. Hier zal verder verondersteld worden dat de waterdrukken t.o.v. de uitgangssituatie niet veranderen, zodat deze drukverdeling gebruikt kan worden voor de verdere dimensionering van de sluis.

2 - uitgaande van het gekozen peil wordt de scherm lengte bepaald, waarna uitgaande van deze lengte de drukverdeling bij stormvloedpeil bepaald wordt, dan wordt de invloed hiervan op de constructie afmetingen bepaald.

De werkelijkheid zal hier ergens tussenin liggen, groter dan bij 1 daar de drukfluctuaties zich relatief snel door de ondergrond zullen voortplanten, maar kleiner dan bij 2 die uitgaat van een stationaire toestand gedurende het stormvloedpeil.

Als laatste moet nog het nieuwe peil gekozen worden, dit peil moet voldoende hoog zijn om te voorkomen dat dit tijdens de dagelijkse omstandigheden veelvuldig en langdurig overschreden wordt maar zodanig laag dat gedurende het stormvloedpeil een min of meer stationaire toestand verondersteld kan worden. Hiervoor zal het voor Vlissingen geldend grenspeil gekozen worden. Dit peil heeft een overschrijdingsfrequentie van 0.5 per jaar en wordt tijdens de maatgevende storm gedurende 5 uren overschreden.

Berekening 1 :

Voor de bepaling van de scherm lengte zal gebruik gemaakt worden van de methode van Lane :

$$C1 = (L_{vert} + 1/3 L_{hor}) / h$$

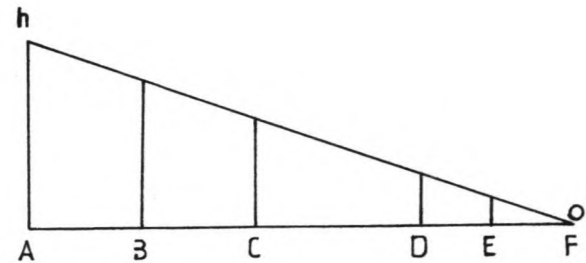
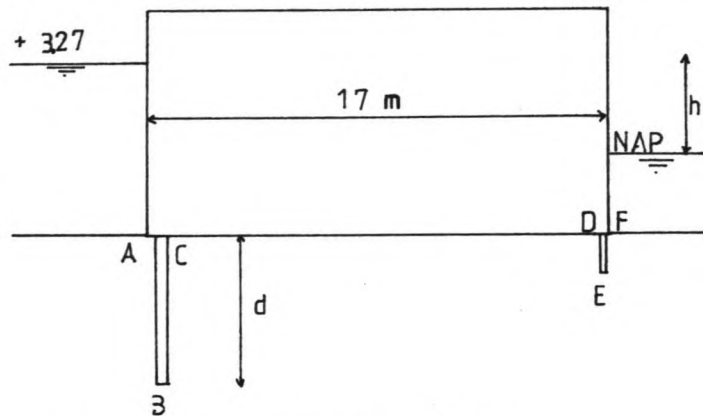
Middelfijn zand : $C1 = 6.0$

Verval over constr. : $h = +3.27 - NAP = 3.27 \text{ m}$

Lengte constr. : $L_{hor} = 17 \text{ m}$

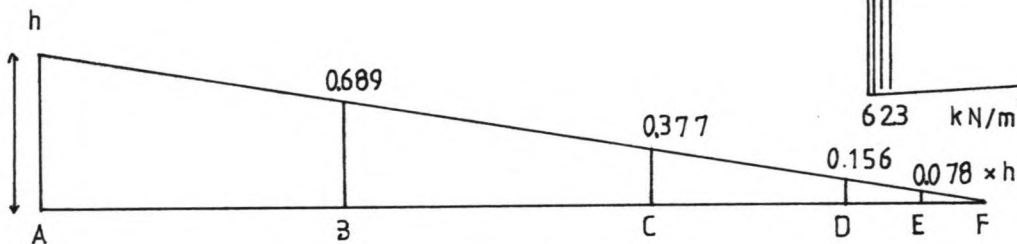
Lengte scherm 1 : $L_{v1} = d$

Lengte scherm 2 : $L_{v2} = 0.25 * d$



$$2.5 * d = 6 * 3.27 - 17 / 3$$

$$d = 7.95$$



Hier zal de maximale waterdruk voor de gehele vloer als constant verondersteld worden. $P = 62.3 \text{ kN/m}^2$

Voor de bepaling van het gewicht van de constructie wordt naar het globale ontwerp verwezen, hier is alleen de opwaartse waterdruk verschillend. Ook voor de bepaling van de golfbelasting wordt naar het globale ontwerp verwezen.

$$G = 120.4 \text{ kN/m}^2$$

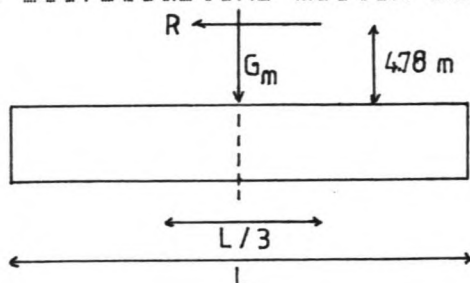
$$B = 12 \text{ m}$$

$$G_m = B * G = 1444.8 \text{ kN/m}^2$$

$$R_g = 8318 \text{ kN}$$

$$X_g = 4.78 \text{ m}$$

Als eerste criterium geldt : de resultante van het eigen gewicht en de golfbelasting moeten binnen de kern van de constructie vallen.



$$\alpha = \arctan (G * L / (1.5 * R))$$

$$(\cos \alpha / \sin \alpha) * 4.78 \leq L / 6$$

$$L \geq 15.74 \text{ m}$$

De horizontale Kracht R moet d.m.v. schuifkrachten afgedragen worden, hiervoor is het van belang om de hoek van inwendige wrijving te kennen, deze wordt op 27.5° gesteld.

$$1.5 * R \leq G_m * \tan(27.5^\circ)$$
$$L \Rightarrow 16.59 \text{ m}$$

Maatgevend : $L \Rightarrow 16.59 \text{ m}$

Berekening 2 :

Verval over constr. : $h = +5.58 - +0.36 = 5.22 \text{ m}$
Extra druk in Punt C : $P_c = .689 * h * 10 = 36.0 \text{ KN/m}^2$
Extra druk in Punt D : $P_d = .156 * h * 10 = 8.1 \text{ KN/m}^2$
Druk in Punt C : $C = 53.6 + P_c = 89.6 \text{ KN/m}^2$
Druk in Punt D : $D = 53.6 + P_d = 61.7 \text{ KN/m}^2$
Res. gewicht constr. : $G = 93.1 \text{ KN/m}^2$
 $G_m = 1117.2 \text{ KN/m}^3$
Res. hor. belasting : $R = 8318 \text{ KN}$
Arm tov onderkant vloer : $X = 4.78 \text{ m}$
Wrijvingshoek : $\Phi = 27.5^\circ$

(i) : Maximale waterdruk onder de gehele vloer

Resultante binnen de kern :

$$a = \arctan(G_m * L / (1.5 * R))$$

$$(\cos a / \sin a) * 4.78 \leq L / 6$$

$$L \Rightarrow 17.9 \text{ m}$$

Opneembare schuifkracht :

$$L \Rightarrow 1.5 * R / (G_m * \tan(\Phi))$$

$$\Rightarrow 21.5 \text{ m}$$

Maatgevend : $L \Rightarrow 21.5 \text{ m}$

(ii) : Gemiddelde waterdruk onder de vloer

$$\text{Gem. waterdruk} : P = (89.6 + 61.7) / 2 = 75.7 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Res. gewicht} : G = 115.2 \text{ KN/m}^2$$

$$G_m = 1382.4 \text{ KN/m}^3$$

$$\text{Res. hor. bel.} : R = 8318 \text{ KN}$$

$$\text{Arm} : X = 4.78 \text{ m}$$

$$\text{Wrijvingshoek} : \Phi = 27.5^\circ$$

Res. binnen kern :

$$a = \arctan(G_m * L / (1.5 * R))$$

$$(\cos a / \sin a) * 4.78 \leq L / 6$$

$$L \Rightarrow 16.1 \text{ m}$$

Opneembare schuifkracht :

$$L \Rightarrow 1.5 * R / (G_m * \tan(\Phi))$$

$$\Rightarrow 17.3 \text{ m}$$

Maatgevend : $L \Rightarrow 17.3 \text{ m}$

Conclusies :

Uit het voorgaande kunnen een aantal conclusies getrokken worden m.b.t. de sluis en de damwandschermen .

Uitgangssituatie was een ontwerp waarbij het maximale verval over de constructie (hoewel kortstondig) maatgevend werd verondersteld .

Dit leidde tot een sluis - lengte van 17 m en een scherm lengte van 10.9m.

Als nu een lager peil als uitgangspunt genomen wordt dan blijft de sluis lengte min of meer gelijk , alleen de lengte van de schermen wordt tot 7.95 m teruggebracht .

Dit gaat alleen op als de waterdrukken onder de constructie niet toenemen tijdens het stormvloed peil .

Gebeurt dit wel dan zou de constructie lengte wel eens te klein kunnen zijn om de horizontale kracht op te kunnen nemen .

Dit was een kwantitatieve beschouwing van de resultaten , een echt advies omtrent de toe te passen scherm lengte kan zonder meer ondersteunend onderzoek niet gegeven worden .

Het is van groot belang om te weten hoe snel de drukfluctuaties zich tot onder de sluis vloer voort kunnen planten .

Een behoudend advies zou als volgt kunnen luiden :

de winst op de scherm lengte , 3 m , staat in geen verhouding tot het risico dat men loopt als de sluis de horizontale kracht niet kan leveren , het verlengen van de constructie is dan veel ongunstiger voor de kosten dan een 3 m langer scherm .

Waterdrukken in breedte richting

De methode van Lane , die gebruikt wordt om de lengte van de onderlooptheid schermen te bepalen , kan ook gebruikt worden om de drukverdeling onder de vloer te bepalen . Hierbij wordt verondersteld dat de afname van de waterdrukken aan de ontwikkelde lengte van de op de constructie aansluitende stroomlijn gerelateerd kan worden . Hiermee kunnen dan de waterdrukken onder de vloer berekend worden . Dit zou in zoverre goed opgaan als de constructie afmetingen in dwarsrichting groot zouden zijn . In dit geval is hier geen sprake van , de constructie breedte is maar weinig kleiner dan de lengte . Lane geeft geen indicatie van het verloop van de waterdrukken in dwarsrichting . Bij deze constructie is het wel van belang om te weten hoe de drukken in dwarsrichting zullen verlopen . De ondergrond condities zijn van dien aard dat onregelmatige zettingen te verwachten zijn , daar komt bovendien de onregelmatige constructie vorm bij met de grote verschillen in belasting als een van de beide deuren niet gesloten is .

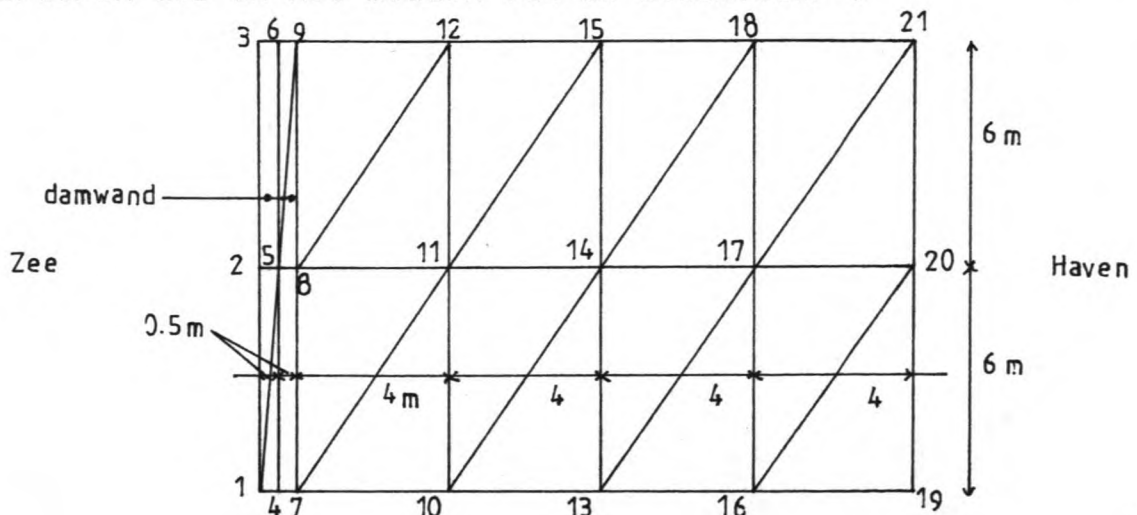
Op de randen staan bovendien nog de sluiswanden die een groot eigen gewicht hebben , als bovendien nog de waterdrukken kleiner zijn dan verwacht, dan zouden de zettingen hier wel erg groot kunnen worden .

In het navolgende zal m.b.v. een eindige elementen computer programma voor grondwaterstromingen getracht worden om het verloop van de waterdrukken in breedte richting te benaderen . In eerste instantie zal van onderstaand grof netwerk gebruik gemaakt worden , mochten de resultaten grote afwijkingen van de berekende drukken (1-dim) geven dan zal het netwerk zeker verfijnd worden.

Om het model te ijken zal gebruik gemaakt worden van de resultaten zoals ze bij Lane zijn berekend. Hiertoe zal de transmissiviteit van een aantal rand elementen gereduceerd worden (dit komt dan met de damwand overeen) de rest van de elementen hebben dan dezelfde transmissiviteit.

Deze transmissiviteit , of doorlatendheid van het watervoerend pakket kan niet nul gesteld worden om twee redenen . Het model gaat uit van een z.g. confined aquifer , het nul stellen hiervan wil zeggen dat er geen transport meer is . Een tweede reden is dat bij het nul stellen van de transmissiviteit er niets berekend wordt , de linker randvoorwaarde heeft dan invloed op een zeer beperkt gebied , de rechter randvoorwaarde bepaalt dan de drukverdeling in de rest van het veld en omdat er geen externe invloeden zijn zal dus de drukverdeling over het gehele veld constant zijn .

Is het model eenmaal geijkt dan zal verder de doorlatendheid van de randen iets vergroot worden daar de druk opbouw aan de randen niet zo zal verlopen als in het midden van de sluisvloer .



Uitgangspunten bij de berekening :

Toestand als bij Grenspeil

Buiten waterstand : NAP + 3.27

Binnen waterstand : NAP

Waterdrukken aan de wanden

Waterdruk buiten wand : 82.7 KN/m²

Waterdruk binnen wand : 50.0 KN/m²

Knoop	Druk (KN/m ²)
1	82.7
2	82.7
3	82.7
4	72.636
5	72.671
6	72.636
7	62.572
8	62.643
9	62.572
10	59.445
11	59.465
12	59.445
13	56.301
14	56.306
15	56.301
16	53.151
17	53.152
18	53.151
19	50.0
20	50.0
21	50.0

De resultaten van de drukverdeling in dwarsrichting geven geen aanleiding tot een fijner netwerk, zeker gezien de ruwe aannamen die hieraan ten grondslag liggen.

De verdeling van de waterdrukken in dwars richting kan goed gebruikt worden als de zettingen van de constructie berekend worden.

Zettingsberekening sluis :

Bij het globale ontwerp van de op staal gefundeerde sluis is gesteld dat er nog naar de zakkings van de constructie gekeken moest worden.

Een nauwkeurige bepaling van de zakkings kan , door het ontbreken van grondgegevens niet uitgevoerd worden . Hier zal globaal en met algemeen geldende waarden gerekend worden. Ook wat de constructie zelf betreft zal slechts een deel bekeken worden en wel het stuk dat de beide deuren met elkaar verbindt. De keuze van dit middenstuk is niet zo willekeurig als het wel lijkt . Op dit stuk wordt door de aanaarding een vreemde belastingsituatie gecreeerd.

Aan de ene zijde is over de volle sluis lengte een aanaarding tot NAP + 5.0 aanwezig , aan de andere zijde niet . Er wordt alleen maar tussen de beide uitstekende deuren in aangeaard. Grond- en waterdrukken zullen dus een buigend moment onderin veroorzaken . Ook t.a.v. de bediening van de sluis kan het een en ander opgemerkt worden . Het is vooraf niet mogelijk om vast te stellen welke deur of deuren tijdens de maatgevende storm gesloten zullen zijn. Er zijn drie situaties denkbaar , de binnendeur is dicht , de buitendeur is dicht of beide deuren zijn dicht.

In het voorafgaande is al aangetoond dat de situatie die ontstaat als alleen de binnendeur dicht is niet maatgevend kan zijn. Het neerwaartse gewicht van het water in de 'kolk' is kleiner dan het geval is als beide deuren gesloten zijn , maar groter dan als alleen de buitendeur gesloten is. Deze toestand zal dan ook niet meer in de verdere beschouwing betrokken worden.

De grondwaterstand aan weerszijde van de sluis zal mede door het peil in het bekken bepaald worden. Hier zal van de beginsituatie uitgegaan worden , dus de waterdrukken zoals ze in het voorgaande stuk bepaald zijn. Dit lijkt misschien niet erg realistisch daar er zeker met golfoverslag rekening gehouden moet worden , net als bij het globale ontwerp zal ook hier gesteld worden dat de grondwaterstanden d.m.v. drains min of meer beheerst kunnen worden. De gevolgen van bovenstaande veronderstellingen zullen nu in het kort verder uitgewerkt worden.

1 - Grondwaterstanden

De grondwaterstanden worden uit de voorgaande waterdruk berekeningen bepaald voor het middenstuk (8 m lang tussen de deuren). Bij de zee zijde staat het grondwater op NAP + 0.945 , in het midden op +0.63 en aan de haven kant op + 0.315 . Dit geeft een gemiddelde waarde van NAP + 0.63 , deze waarde zal in de berekeningen gebruikt worden .

2 - Waterstanden in de 'kolk'

Als alleen de buitendeur gesloten is en er wordt naar de beginsituatie gekeken dan zal het peil in het bekken op ongeveer NAP moeten liggen (dit wordt geeist) , daar de sluis dan in directe verbinding met het havenbekken staat zal ook het peil in de kolk op ongeveer NAP liggen.

Als beide deuren gesloten zijn dan ontstaat tussen de beide deuren een afgesloten ruimte die door golfoverslag gevuld zal worden , de ongunstigste situatie treedt op als deze ruimte geheel gevuld is , dus als het peil op +6.25 staat.

Als de alleen de buitendeur dicht is bedraagt het gewicht van het water in de Kolk :

$$W1 = (\text{NAP} - -3.5) * 10 = 35 \text{ KN/m}^2$$

Als beide deuren dicht zijn en de tussen liggende ruimte is geheel gevuld t.g.v. golfoverslag :

$$W2 = (+6.25 - -3.5) * 10 = 97.5 \text{ KN/m}^2$$

3 - Aanaarding

De aanaarding tussen de beide deuren oefent een zeker gewicht uit op de onderliggende sluisvloer, als verder rekening wordt gehouden met de voorgestelde GWS dan kunnen twee lagen onderscheiden worden. Tussen +5.0 en +0.63 wordt verondersteld dat de grond droog is en tussen +0.63 en -3.5 nat. Het gewicht per m² is dan :

$$G = 4.13 * 20 + 4.37 * 18 = 161.3 \text{ KN/m}^2$$

4 - Eigen gewicht constructie

De constructie afmetingen worden vooraf gesteld op :

Vloer dikte : 1.5 m

Wand dikte : 1.0 m

Wand hoogte : 9.75 m

Het eigen gewicht van de sluisvloer in dwarsrichting kan tot een gelijkmatig verdeelde belasting geschematiseerd worden, de wanden die in de breedte van de constructie slechts plaatselijk voor komen worden als puntlasten geschematiseerd.

Vloer : $K_v = 1.5 * 24 = 36 \text{ KN/m}^2$

Wand : $K_w = 9.75 * 1 * 24 = 234 \text{ KN/m}$

5 - Waterdrukken

Daar het verschil in waterdruk in dwarsrichting minimaal te noemen is zal hier slechts een opwaartse waterdruk ingevoerd worden, te weten :

$$P = 56.3 \text{ KN/m}^2$$

6 - Resulterende belasting

Nu alle belastingen bepaald zijn kan de resulterende belasting bepaald worden. De berekening zal voor twee vloersecties gedaan worden, de ene sectie wordt voornamelijk belast door het gewicht van de aanaarding, de andere secties door het gewicht van het water in de 'kolk'. Dit leidt tot twee belastinggevallen (een- of beide deuren gesloten).

Belastinggeval 1 : buitendeur dicht

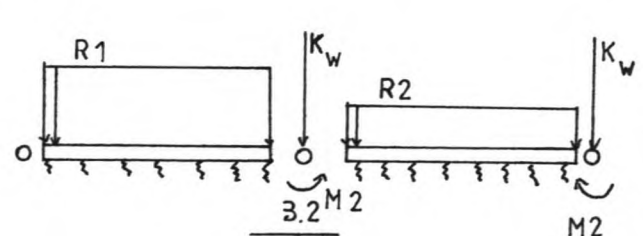
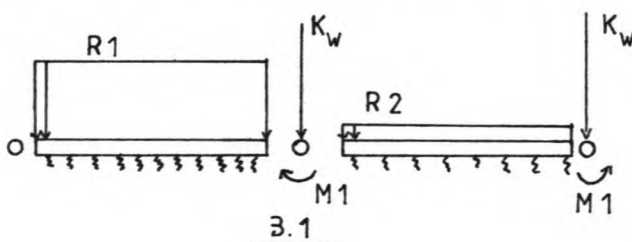
Sectie 1 : $R1 = G + K_v - P = 141.0 \text{ KN/m}^2$

Sectie 2 : $R2 = K_v + W1 - P = 14.7 \text{ KN/m}^2$

Belastinggeval 2 : beide deuren dicht

Sectie 1 : $R1 = G + K_v - P = 141.0 \text{ KN/m}^2$

Sectie 2 : $R2 = K_v + W2 - P = 77.2 \text{ KN/m}^2$

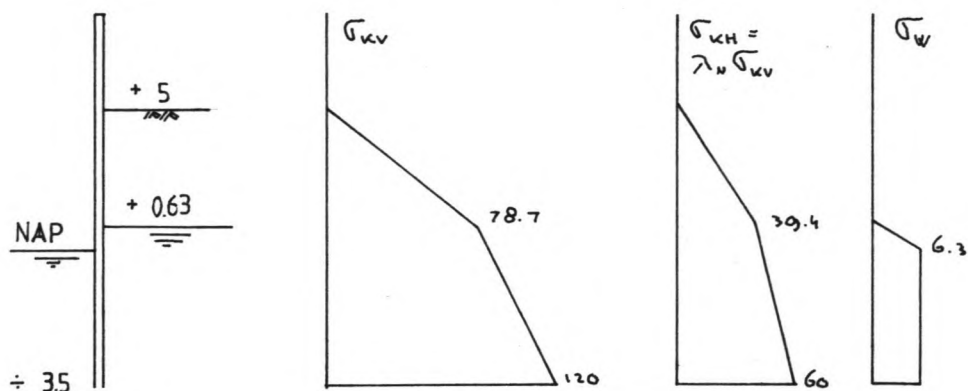


7 - Buijgende momenten

Door de aanaarding aan weerszijde van de 'kolk' zullen de horizontale grond drukken en de waterdrukken een buigend moment in de wand veroorzaken, dit moment is maximaal bij de aansluiting op de sluisvloer. Ook nu weer kunnen de twee voorgaande belastingsgevallen onderscheiden worden.

Belastingsgeval 1 :

GWS + 0.63 WS NAP Aanaarding tot + 5.00



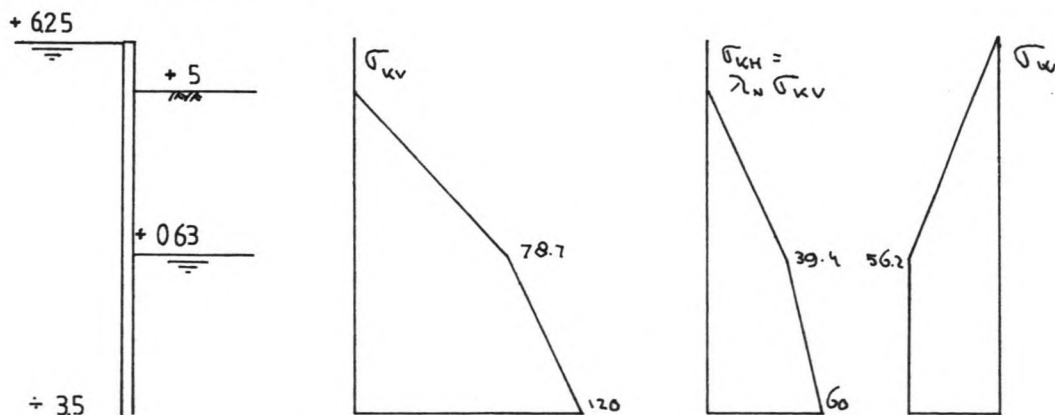
$$Dg = 1/2 * 4.37 * 39.4 + 4.13 * 39.4 + 1/2 * 4.13 * 20.6 = 86.1 + 162.7 + 42.5$$

$$Dw = 1/2 * 0.63 * 6.3 + 3.5 * 6.3 = 2.0 + 22.1$$

$$Dt = 86.1 + 162.7 + 42.5 + 2.0 + 22.1 = 315.4 \text{ kN/m'}$$

$$M_1 = 86.1 * (3.5 + 4.37/3) + 162.7 * 4.13/2 + 42.5 * 4.13/3 + 2 * (3.5 + 0.63/3) + 22.1 * 3.5 / 2 = 867.3 \text{ kNm/m'}$$

Belastingsgeval 2 :



$$Dg = 86.1 + 162.7 + 42.5$$

$$Dw = 1/2 * 5.62 * 56.2 + 56.2 * 4.13 = 157.9 + 232.1$$

$$Dt = 157.9 + 232.1 - 86.1 - 162.7 - 42.5 = 98.7 \text{ kN/m'}$$

$$M_2 = 86.1 * (3.5 + 4.37/3) + 162.7 * 4.13/2 + 42.5 * 4.13/3 - 157.9 * (4.13 + 5.62/3) - 232.1 * (4.13/2) = -606.0 \text{ kNm/m'}$$

8 - Constanten

Voor de berekening zijn er twee grootheden van belang, het traagheidsmoment van de ligger (de sluisvloer) en de veerstijfheid van de ondergrond.

De veerstijfheid van de ondergrond wordt op 10^{17} N/m³ gesteld wat voor zandgronden in Nederland een gewone waarde is. In een meer uitgebreide berekening zou ook de invloed bepaald moeten worden van een verschil in K waarde over de breedte en lengte van de sluis. De bedoeling van de hierna uit te voeren berekeningen is slechts om een indruk te geven van de te verwachten zettingen en momenten in de vloer.

Wat het traagheidsmoment van de sluisvloer betreft zal hier uitgegaan worden van een ongescheurde doorsnede, dit kan bereikt worden door de vloer voor te spannen in plaats van wapening toe te passen. Dit wordt gedaan om in dit stadium een aantal interactieve berekeningen te vermijden.

Voor de bepaling van EI moet voor de doorsnede de wapening bekend zijn en pas na de berekening zijn de momenten bekend, dit houdt dan in dat de wapening aangepast moet worden, etc.

Om dit alles te voorkomen wordt gesteld dat de vloer voorgespannen zal worden.

Bij een 1.5 m dikke vloer bedraagt het traagheidsmoment per m' :

$$I = 1/12 * b * h^3 = 1/12 * 1 * (1.5)^3 \\ = 0.28125 \text{ m}^4$$

Een ander probleem vormt de elasticiteits modulus van beton. Door o.a. kruip zal dit niet direct uit de spanning en rek-relatie bepaald kunnen worden. Bij de 'alternatieve' paalfundering is hier de nodige aandacht aan besteed.

Ook hier was sprake van een voorgespannen beton doorsnede onder water, zodat hier alleen het resultaat vermeld zal worden.

Lange-duurs beton elasticiteitsmodulus :

$$E_b = 3272 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{zie blz. 74})$$

Nu E_b en I bekend zijn :

$$EI = 920.5 * 10^{16} \text{ Nm}^2$$

BEREKENING 1 :

X =	W =	M =
000.00E+00	148.13E-04	000.00E+00
545.45E-03	142.95E-04	676.00E+00
109.09E-02	137.77E-04	193.34E+01
163.64E-02	132.59E-04	223.02E+01
218.18E-02	127.39E-04	229.69E-01
272.73E-02	122.20E-04	-62.33E+02
327.27E-02	117.02E-04	-18.08E+03
381.82E-02	111.90E-04	-37.06E+03
436.36E-02	106.91E-04	-64.69E+03
490.91E-02	102.12E-04	-10.24E+04
545.45E-02	976.64E-05	-15.17E+04
600.00E-02	936.98E-05	-21.39E+04
654.55E-02	904.23E-05	-39.89E+04
709.09E-02	884.38E-05	-56.13E+04
763.64E-02	882.67E-05	-70.16E+04
818.18E-02	903.64E-05	-81.99E+04
872.73E-02	951.11E-05	-91.55E+04
927.27E-02	102.82E-04	-98.69E+04
981.82E-02	113.71E-04	-10.32E+05
103.64E-01	127.94E-04	-10.47E+05
109.09E-01	145.56E-04	-10.28E+05
114.55E-01	166.50E-04	-97.06E+04
120.00E-01	190.58E-04	-86.73E+04

X & W IN M , M IN .NM/M'

BEREKENING 1 :

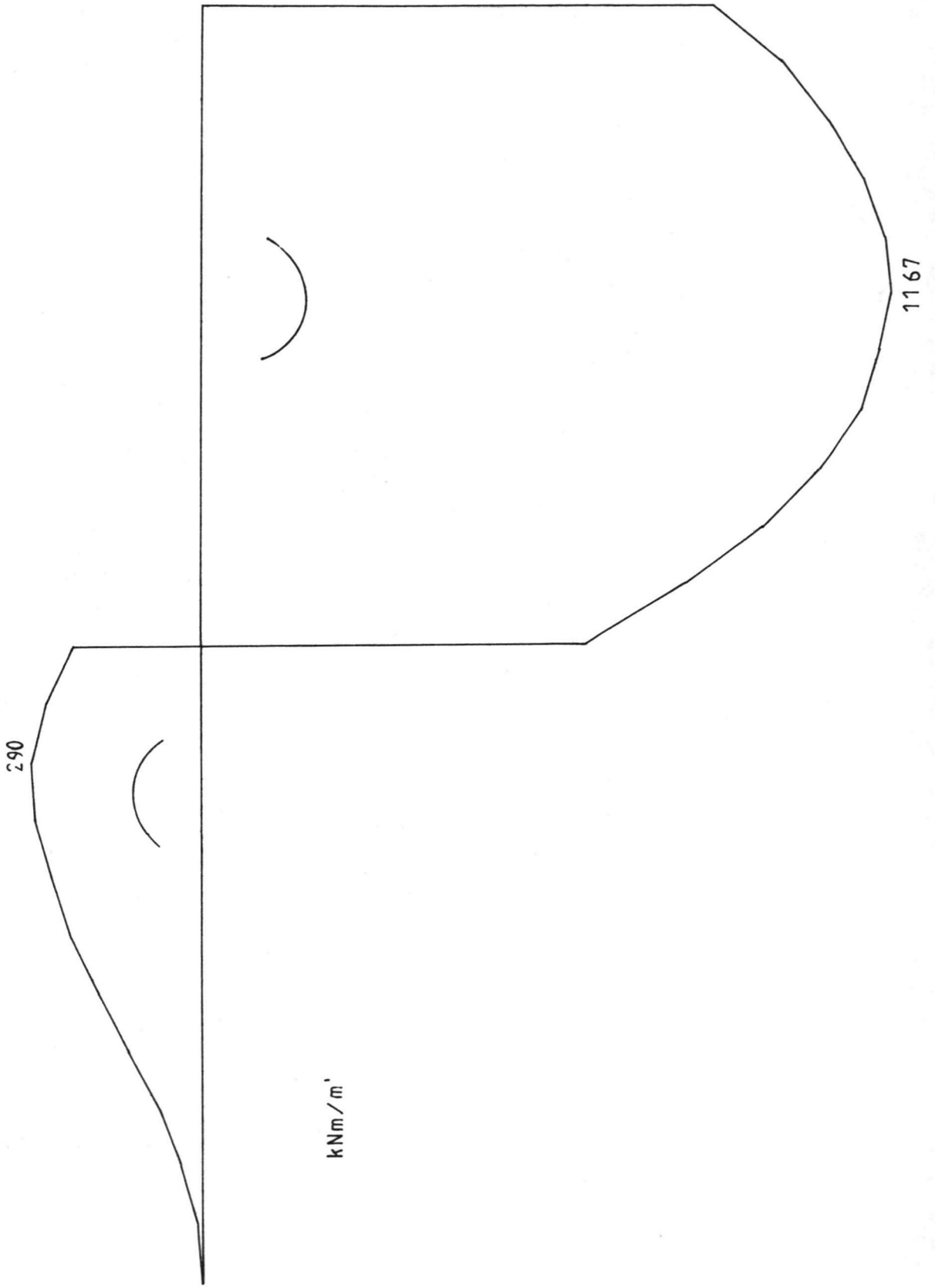
X =	W =	M =
000.00E+00	-67.35E-04	000.00E+00
272.73E-03	-61.72E-04	-24.00E+02
545.45E-03	-56.09E-04	-93.90E+02
818.18E-03	-50.45E-04	-20.55E+03
109.09E-02	-44.80E-04	-35.47E+03
136.36E-02	-39.11E-04	-53.71E+03
163.64E-02	-33.39E-04	-74.87E+03
190.91E-02	-27.60E-04	-98.50E+03
218.18E-02	-21.73E-04	-12.42E+04
245.45E-02	-15.77E-04	-15.15E+04
272.73E-02	-9.678E-05	-18.00E+04
300.00E-02	-34.44E-05	-20.92E+04
327.27E-02	295.96E-06	-23.86E+04
354.55E-02	955.59E-06	-26.78E+04
381.82E-02	163.69E-05	-29.63E+04
409.09E-02	234.21E-05	-32.36E+04
436.36E-02	307.34E-05	-34.91E+04
463.64E-02	383.30E-05	-37.24E+04
490.91E-02	462.27E-05	-39.28E+04
518.18E-02	544.41E-05	-40.97E+04
545.45E-02	629.86E-05	-42.26E+04
572.73E-02	718.73E-05	-43.08E+04
600.00E-02	811.07E-05	-43.37E+04

X & W IN M , M IN NM/M'

De berekening voor de zakkings en momenten is in twee delen uitgesplitst, een deel bevat de rustende- en veranderlijke belasting evenals het moment op de doorgaande wand. Het moment op de tegenoverliggende wand, die even groot is wordt apart doorberekend.

x (m)	Wt (mm)	Mt kNm
0	8.1	0
.545	8.7	10.1
1.091	9.3	37.4
1.636	10	77.1
2.182	10.5	124.2
2.727	11.2	173.8
3.273	12	220.5
3.818	12.8	259.2
4.364	13.8	284.4
4.909	14.8	290.4
5.455	16.1	270.9
6	17.5	219.8/-647.3
6.546	2.7	-821.5
7.091	4.2	-954.1
7.636	5.7	-1050.7
8.182	7.4	-1116.2
8.727	9.2	-1154.1
9.273	11.3	-1166.9
9.818	13.6	-1156.2
10.364	16.1	-1121.9
10.909	19.1	-1063.5
11.455	22.3	-980
12	25.8	-867.3

Gesommeerde zakkings en momenten



BEREKENING 2 :

X =	W =	M =
000.00E+00	149.30E-04	000.00E+00
545.45E-03	150.60E-04	133.15E+01
109.09E-02	151.89E-04	551.85E+01
163.64E-02	153.17E-04	129.44E+02
218.18E-02	154.40E-04	239.87E+02
272.73E-02	155.55E-04	390.10E+02
327.27E-02	156.58E-04	583.53E+02
381.82E-02	157.42E-04	823.18E+02
436.36E-02	158.00E-04	111.15E+03
490.91E-02	158.21E-04	145.01E+03
545.45E-02	157.96E-04	183.96E+03
600.00E-02	157.11E-04	227.91E+03
654.55E-02	155.52E-04	158.45E+03
709.09E-02	153.43E-04	112.26E+03
763.64E-02	150.97E-04	887.14E+02
818.18E-02	148.22E-04	871.00E+02
872.73E-02	145.19E-04	106.59E+03
927.27E-02	141.82E-04	146.29E+03
981.82E-02	137.98E-04	205.18E+03
103.64E-01	133.47E-04	282.10E+03
109.09E-01	128.05E-04	375.70E+03
114.55E-01	121.41E-04	484.33E+03
120.00E-01	113.21E-04	606.00E+03

X & W IN M , M IN NM/M'

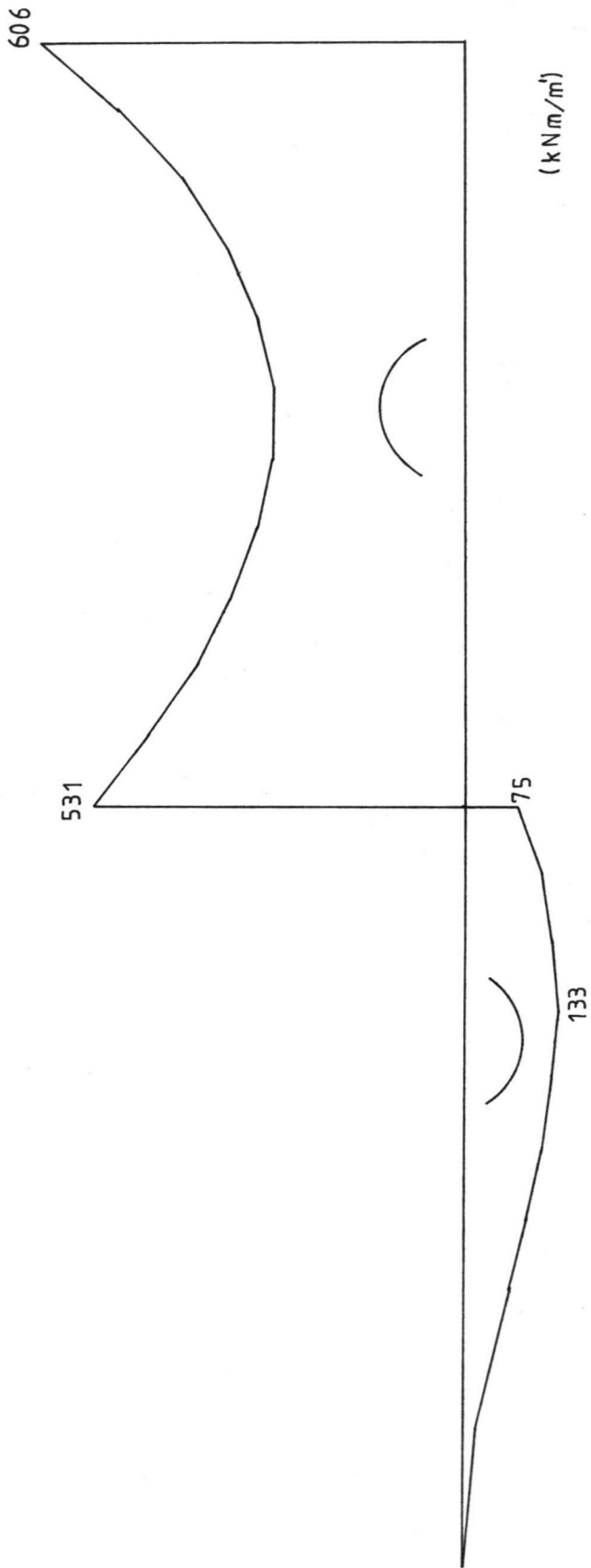
BEREKENING 2 :

X =	W =	M =
000.00E+00	470.56E-05	000.00E+00
272.73E-03	431.23E-05	167.69E+01
545.45E-03	391.90E-05	656.13E+01
818.18E-03	352.51E-05	143.61E+02
109.09E-02	313.00E-05	247.81E+02
136.36E-02	273.29E-05	375.30E+02
163.64E-02	233.28E-05	523.11E+02
190.91E-02	192.85E-05	688.26E+02
218.18E-02	151.86E-05	867.75E+02
245.45E-02	110.17E-05	105.85E+03
272.73E-02	676.25E-06	125.75E+03
300.00E-02	240.63E-06	146.14E+03
327.27E-02	-20.68E-05	166.71E+03
354.55E-02	-66.77E-05	187.13E+03
381.82E-02	-11.44E-04	207.05E+03
409.09E-02	-16.36E-04	226.11E+03
436.36E-02	-21.47E-04	243.95E+03
463.64E-02	-26.78E-04	260.20E+03
490.91E-02	-32.30E-04	274.44E+03
518.18E-02	-38.04E-04	286.28E+03
545.45E-02	-44.01E-04	295.28E+03
572.73E-02	-50.22E-04	301.01E+03
600.00E-02	-56.67E-04	303.00E+03

X & W IN M , M IN NM/M'

Gesommeerde zakkings en momenten

X : (m)	Mt (mm)	Mt kNm
0	10.2	0
.545	11.2	-5.3
1.091	12.1	-19.3
1.636	13	-39.4
2.182	13.9	-62.8
2.727	14.9	-86.8
3.273	15.9	-108.3
3.818	16.8	-124.8
4.364	17.9	-132.8
4.909	19	-129.4
5.455	20.2	-111.3
6	21.3	530.9 / -75.1
6.546	11.2	453.8
7.091	12.1	386.7
7.636	13	332.7
8.182	13.7	294.2
8.727	14.3	273.3
9.273	14.9	272.1
9.818	15.3	292
10.364	15.6	334.4
10.909	15.9	400.5
11.455	16	490.9
12	16	606



Globale dimensionering :

In het voorgaande zijn een aantal constructie afmetingen genoemd , deze zullen hier gecontroleerd worden.

Er zijn twee doorsneden die maatgevend kunnen zijn , te weten :

- 1 - de aansluiting van de wand op de vloer
- 2 - de plaats van het maximale moment in de vloer

Ad 1 :

Bij de aansluiting moet niet alleen het moment overgebracht worden als ook de dwarskracht .

De maximale dwarskracht bedraagt 315.4 KN/m , de constructie hoogte bedraagt 1000 mm (ht) , stel $h = 0.9 \cdot \text{ht} = 900 \text{ mm}$.

Bovenstaande dwarskracht veroorzaakt een schuifspanning :

$$\begin{aligned}\tau &= 1.7 \cdot 315400 / (1000 \cdot 900) \\ &= 0.60 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

Als B22.5 wordt toegepast dan geldt :

$$f_b = 1.3 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_1 \leq 1/2 \cdot f_b = 0.65 \text{ N/mm}^2$$

Er moet gelden dat :

$$\tau \leq \tau_1 \quad , \text{ hier wordt aan voldaan.}$$

Het grootste buigend moment bedraagt :

$$M_u = 867.3 \text{ KNm/m}$$

M.b.v. GTB 1974 - 11.2.a

$$M_u / (f_u \cdot b \cdot h^2) = 1.7 \cdot 867.3 / (18 \cdot 1 \cdot 0.81) = 101$$

$$K \cdot w_o = 10.734$$

Bij toepassing van B22.5 en FeB400 geldt $K = 22.22$

Wapeningspercentage w_o :

$$w_o = 10.734 / 22.22 = 0.48 \%$$

Hoeveelheid wapening R_a :

$$R_a = w_o \cdot b \cdot h \cdot 10^4 = 4320 \text{ mm}^2 / \text{m}$$

Keuze : 9 \varnothing 25

Wat de wand betreft , uitgaande van de hier berekende momenten en dwarskrachten , kan dit op de voorgestelde wijze uitgevoerd worden.

Ad 2 :

Bij de berekening is gesteld dat de vloer voorgespannen zal worden , dit soort berekeningen zijn niet zo snel uitvoerbaar als bij gewapend beton. Hier zal , om min of meer een idee te hebben , de wapening van de vloer gedimensioneerd worden , het is zeer waarschijnlijk dat de bij de berekeningen voorgestelde EI waarde en de EI waarde bij een gewapende doorsnede niet met elkaar overeen zullen stemmen , eigenlijk zouden de berekeningen overgedaan moeten worden. De totale hoogte bedraagt 1500 mm , als dan de dikte van de dekking en beugels op $0.1 \cdot h_t$ wordt gesteld , dan is $h = 0.9 \cdot h_t = 1350 \text{ mm}$.

Grootste buigend moment in de vloer :
 $M_u = 1167 \text{ KNm/m}$

Met de GTB tabel 11.2.a

$$M_u / (f_u \cdot b \cdot h^2) = 1.7 \cdot 1167 / (18 \cdot 1 \cdot 1.82) = 60.6$$

$$K \cdot w_o = 6.278$$

Bij toepassing van B22.5 en FeB400 geldt , $K = 22.2$

Wapeningspercentage w_o :
 $w_o = 6.278 / 22.2 = 0.28 \%$

Hoeveelheid wapening A_a :
 $A_a = w_o \cdot b \cdot h \cdot 10^4 = 3818 \text{ mm}^2 / \text{m}$
Keuze : 8 / 25

Uitgaande van de bepaalde momenten verdeling bij een zekere EI waarde kan gesteld worden dat de vloer eveneens op de voorgestelde wijze uitgevoerd kan worden.

CONCLUSIES

De hier uitgevoerde berekeningen waren in eerste instantie bedoeld om de optredende zakkingen te bepalen. Door het voorkomen van samendrukbare lagen in de ondergrond is het van groot belang om de verplaatsingen van de vloer te weten, tevens zijn ook de in de vloer optredende momenten bepaald.

Daar het hier om een globale indruk ging is slechts naar een constructie onderdeel gekeken, de 'kolk'. De deuren zijn voorlopig buiten beschouwing gebleven omdat het dan van belang is om iets meer over de afsluitmiddelen te weten. De beperking tot de 'kolk' geeft echter al veel inzicht, daar er tussen de deuren in aangeaard zal worden, hierdoor ontstaat een ingewikkelde belastingvorm, die bij de deuren niet optreedt.

Er moet echter opgemerkt worden dat de hier bepaalde belastinggevallen waarschijnlijk niet maatgevend zullen zijn. Als in de zomer het bekken in open verbinding met de zee staat zal tijdens lage LW misschien een maatgevende situatie ontstaan, de opwaartse waterdruk neemt dan af. Het is dan de vraag of de afname in waterdruk groter is dan de afname in het gewicht van de grond.

Dit is een punt dat bij een verdere dimensionering van de sluis nader onderzocht moet worden, treedt de maatgevende situatie zeg dagelijks op dan zal de constructie hierop berekend moeten worden, treedt dit echter bij hoge uitzondering op (LLW) dan is dit een punt voor de bediening van de sluis door ervoor te zorgen dat de sluis tijdig wordt gesloten.

Als laatste nog een opmerking over de verkregen resultaten en in het bijzonder de verplaatsingen van de vloer.

De maximale zakking bedraagt bijna 26 mm en treedt op t.p.v. de doorgaande wand, maar wat ook van belang is, is het verschil in zakking tussen twee punten. De grootste verschillen treden in de buurt van de 'midden' wand op. Ook dit is een punt dat bij een verdere uitwerking nader onderzocht moet worden.

Errata en toelichtingen

Blz. 20 - 13^e regel v.o.

Het eigen gewicht van de constructie neemt niet toe. Door de afname van de waterdrukken neemt de resulterende, neerwaarts gerichte kracht toe.

Blz. 44 - T_{max}

Er wordt naar blz. 42 verwezen waar al het een en ander over het kluit criterium is vermeld.

De maximaal te leveren trekkracht bedraagt : $K = 90 \text{ KN/m}^2$ Paal

Lengte van de geschroefde Palen : $L = 16 \text{ m}$

Veiligheidsfactor : $F = 1.4$

$T_{\max} = K * L / F = 1029 \text{ KN/Paal}$

Blz. 46 - W =

Zie blz. 36 voor de plaatselijke wrijving

Blz. 50 - 1 Benodigde voorspanning

De voorspanning in de Palen moet voorkomen dat de beton doorsnede zal scheuren. Dit geldt dan zowel tijdens het transport, het heien, als voor de uiteindelijke gebruiksfase. De hier voorgestelde voorspanning van 1.5 N/mm^2 is te laag, gedacht moet worden aan 5 a 6 N/mm^2 .

Verder wordt gesuggereerd dat er gebruik gemaakt mag worden van het vermogen van beton om kleine trekspanningen op te nemen, dit is niet de bedoeling.

Blz. 53 - Gewichten

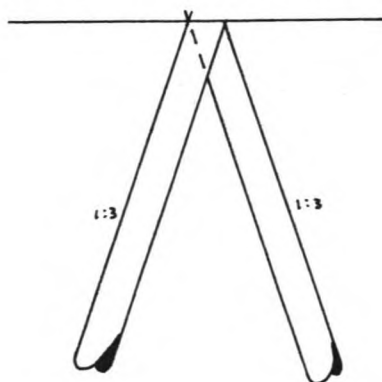
Bij de verdeling van het eigen gewicht over de verschillende Paalrijen is gesteld dat de middelste Paalrijen twee maal zo zwaar belast zullen worden als de buitenste, dit is bij een doorgaande ligger niet geheel correct.



De hier vermelde krachten in de Palen gelden alleen boven de onder water betonvloer, voor de uiteindelijke Paalkrachten moet dit er nog bij opgeteld worden.

Blz. 57 - SchoorPalen

De hier voorgestelde stand van verticale en schoorPaal is niet optimaal te noemen. Beter is :



dit is ook beter aanzien de horizontale kracht bij een afgesloten bekken en laag water buiten juist in tegenovergestelde richting werkt.

Blz. 69 - 5' regel v.o.

Een manier om de krachten op de funderings constructie t.g.v. de momenten dwars op de sluis-as te reduceren is om de h.o.h. in de breedte te verdubbelen ($F = M / Br.$ maat) en in lengte richting te halveren (het moment is lineair afhankelijk van de ontwikkelde lengte in een veld).

Bovendien moet nog gekeken worden of de onderwaterbetonvloer met een dikte van 1 m nog voldoet (zie ook blz. 50 & 51).

Resultierend opwaarts : $q = 38 \text{ KN/m}^2$

$M_{\max} = 1/10 q * l^2 = 1/10 * 38 * (6)^2 * 1.7 = 233 \text{ KNm}$

$\sigma_b = M / W = 233 * 10^6 / (1/6 * 3000 * 1000^3) = 0.47 \text{ N/mm}^2$

Toelaatbare betontreksPanning : $f = 1.3 \text{ N/mm}^2$

Buig-treksPanning : $\sigma_b = 0.7 * f = 0.91 \text{ N/mm}^2$

De onderwaterbetonvloer voldoet.

Blz. 73 - B22.5

Voor Prefab Palen wordt een hogere B waarde toegepast. Bij deze lage B-waarde kan bijvoorbeeld aan in de grond gevormde Palen gedacht worden.

Blz. 84 - VoorsPanning

De hier vermelde waarde is te laag. Daarnaast moet nog rekening worden gehouden met het transport van de Prefab Palen, zie verder de opmerkingen m.b.t. blz. 50.

Blz. 87 - Onderin

Het Palen Plan : het is beter om in plaats van de verticale Paal een schoorPaal toe te passen, zie verder blz. 57.

De breedte : bij een breedte van 6.0 m moet de dikte van de onderwaterbetonvloer nog gecontroleerd worden, zie hiervoor de opmerkingen m.b.t. blz. 69.

Blz. - 96 Veiligheidsfactor

Dit moet luiden : stabiliteitsfactor

Blz. - 97 Daar de wanden...

De hier voorgestelde onderbreking van het stortProces voor de wanden in lengte richting geeft problemen met de stempels die dan in de weg staan. Een betere oplossing is om in alles in een keer te storten en later de gaten t.p.v. de stempels op te vullen. De beste oplossing, ook gezien de afmetingen van de sluis is om een cirkel vormige bouwkuip te maken. Hiermee kan het probleem met de stempels opgelost worden.

Blz. 98 & 101 de damwand lengte

De damwanden zijn hier als in de grond 'opgelgd' bepaald. Gezien de grote lengte die nodig is om de afsluiting onderin te bewerkstelligen zou het beter geweest zijn om de damwand als in de bodem 'in geklemd' te berekenen.

Blz 102 - Talud

Het z.g. talud bestaat uit het hoogte verschil tussen m.v. bouwkuip en bodem ligging van het havenbekken. Verder is nog rekening gehouden met een kleine scheefstand van de damwand van 1%.

