

E Riemers



VAKTOEG
VAKTOEGSOMKUNDE
All. Civiele Techniek
T.H. Delft

HOOFDSTUDIE

HAALBAARHEIDSONDERZOEK

NAAR EEN BEWEEGBARE

STORMVLOEDKERING

IN DE NIEUWE

WATERWEG

E. Riemers
Mei 1988.

INHOUDSOPGAVE

HOOFDSTUK 1

Probleem beschrijving

	pag.
1.1 Inleiding	3
1.2 Huidige situatie	3
1.2.1 Waterloopkundige aspecten in beneden rivieren gebied	4
1.2.2 Algemeen overzicht Rotterdam	8
1.2.3 Scheepvaartbewegingen op de Nieuwe Waterweg	9
1.2.4 Geologische ondergrond	10
1.3 Gewenste situatie	10

HOOFDSTUK 2

Probleem analyse

2.1 Algemeen	12
2.2 Ontwerpboom oplossingsmogelijkheden	12
2.3 Keuze oplossingsmogelijkheid	13
2.4 Lokatie mogelijkheden	14

HOOFDSTUK 3

Doelstelling en randvoorwaarden

3.1 Doelstelling	15
3.2 Randvoorwaarden	15

HOOFDSTUK 4

Ontwikkelen en selectie alternatieven

4.1 Ontwikkelen alternatieven m.b.v. morfologische kaart	18
4.2 Beschrijven van de alternatieven	25
4.3 Toetsingscriteria	29
4.4 Eerste selectie	32
4.5 Tweede selectie m.b.v. waardering criteria.	33

HOOFDSTUK 5

Globale dimensionering van keringsmiddel

5.1	Principe werking van de kering	38
5.2	Locatie aspecten	43
5.3	Belastigen op het keringsmiddel	47
5.4	Algemene vormen van belasting	48
5.5	Berekenen van de grootte van de belastingen	53
5.6	Uitvoeringsvorm van het keringsmiddel	55
5.7	Bepalen van het opdrijvend vermogen van de kering	63
5.8	Beheersbaarheid van de kering	65

HOOFDSTUK 6

Globaal ontwerp van drempel en landhoofden

6.1	Inleiding	69
6.2	Mogelijke bouwwijzen voor de kering	70
6.3	Maatafwijkingen en de mogelijke gevolgen voor de werking van de kering	75
6.4	Mogelijke funderingswijze	78
6.5	Bepalen globale maten en gewichten van de drempel	81
6.6	Stabiliteitsberekening van de drempel	85
6.7	Globale maten en gewichten van de landhoofden	91
6.8	Mogelijke bouwwijze van de landhoofden	92
6.9	Stabiliteitsberekening van de landhoofden	93
6.10	Uitvoering en fasering	101

HOOFDSTUK 7

Concl./aanbevelingen en verder onderzoek	112
--	-----

Literatuurlijst

Bijlagen

1.1 Inleiding

In het kader van het Deltaplan zijn de zeegaten tussen de Rotterdamse Waterweg en de Westerschelde door middel van dammen en stormvloedkeringen afgesloten teneinde het gebied der Zuid Hollandse en Zeeuwse wateren te vrijwaren tegen de gevaren van hoge stormvloeden. De Rotterdamse Waterweg en de Westerschelde zullen een open verbinding houden met het oog op de grote belangen van de zeevaart op de grote havens van Rotterdam en Antwerpen. Dit betekent echter dat de dijken langs de beide rivieren zodanig moeten worden verhoogd dat de daarachter gelegen gebieden tegen hoge stormvloedstanden beschermd zijn. Voor de relatief smalle Rotterdamse Waterweg is echter de vraag gerezen of het technisch, nautisch en economisch mogelijk zou zijn daarin een beweegbare stormvloedkering te plaatsen. Gebleken is dat bij dijkversterkingswerkzaamheden er meerdere trajecten voorkomen die grote moeilijkheden opleveren in verband met de daar aanwezige bebouwing. Met name in de omgeving van Rotterdam, Sliedrecht en Dordrecht is dit het geval. Door de aanwezigheid van een stormvloedkering in de Nieuwe Waterweg behoeven de dijken (vooral te Rotterdam) minder ingrijpend te worden verhoogd. Een bijkomend voordeel is dat de buitendijks gelegen woon- en industriegebieden minder vaak onder water komen te staan. Anderzijds zal achter de gesloten kering de rivierafvoer een grotere invloed krijgen op de maatgevende hoogwaterstanden dan nu het geval is.

1.2 Huidige situatie.

Bij de bescherming van het land tegen overstromingen gaat het om het voorkomen van een dijkdoorbraak. Deze kan ontstaan wanneer bij een bepaalde waterstand de combinatie hoogte, grondslag en dergelijke zodanig is dat de dijk bezwijkt. In een benedenrivieren gebied wordt de waterstand bepaald door twee randvoorwaarden te weten een benedenstroomse randvoorwaarde die door de zeespiegelstand wordt bepaald en een bovenstroomse randvoorwaarde welke wordt bepaald door de rivier afvoer. Deze twee randvoorwaarden zijn onafhankelijk van elkaar. Tot in 1953 gold de hoogst bekende waterstand als maatgevend voor de hoogte van de dijken. De Delta commissie was anders van oordeel en stelde een Deltahoogte in. Deze was gebaseerd op de kans van voorkomen van bepaalde hoogwaters. Men stelde toen als maatstaf dat de kans van overschrijden niet meer mocht bedragen dan 1/10000 jaar voor gebieden grenzend aan de zee. Voor de rivierdijken werd een overschrijdingsfrequentie van 1/1250 vastgesteld. Voor benedenrivieren geldt een waarde tussen 1/10000 resp. 1/4000 en 1/1250. Nadat in 1985 na een herziene studie de Delta hoogte was verhoogd voldeden vele dijklichamen niet meer aan deze norm. Voor Rotterdam hield dit een verhoging van maar liefst 0,65 m in. De totale lengte van de dijken langs de beneden rivieren bedraagt vele honderden kilometers. De huidige stand van zaken geeft aan dat de veiligheid van deze dijken varieert tussen de 1/100 tot 1/3000.

1.2.1 Waterloopkundige aspecten in het beneden rivieren gebied.

1.2.1.1 De waterhuishouding in het noordelijke delta gebied.

Na het sluiten van het Hellegat en de verzoeting van het Haringvliet is een betere waterbeheersing ontstaan en is ook de zoetwaterhuishouding in het noordelijk deltagebied verbeterd. Bovendien werden voor de verbetering van de zoetwaterhuishouding, in het noorden van Nederland, de Neder-Rijn en de Lek gekanaliseerd. Tevens wordt in tijden van lage afvoeren meer water naar het IJsselmeer gestuwd via de IJssel dan voor de kanalisatie, waardoor de Neder-Rijn en de Lek minder oppervlaktewater ontvangen. Deze vermindering wordt gecompenseerd door minder water via de Haringvlietsluizen op zee te spuien, zodat meer water naar de Nieuwe Waterweg wordt gestuwd. Voor het voldoende teruggedrongen houden van het verzilte water op de Rotterdamse Waterweg is een bepaalde hoeveelheid Rijn- en Maaswater nodig. Bij hoge afvoeren van deze rivieren moet het overtollige water, dat niet nodig is voor de waterhuishouding, via de Haringvlietsluizen tijdens de eb-periode naar zee worden geloosd. Dit vooral ook met het oog op de beperking van de stroomsnelheden op de benedenrivieren.

1.2.1.2 Veiligheid verkregen door afgesloten Haringvliet.

Wat de toestand bij stormvloed betreft, kan worden opgemerkt, dat analoog aan de verzwakking van de getij beweging in het binnengebied van de delta ten noorden van de dam door het Hellegat, de verlaging van de stormvloedstanden in dit gebied van grote betekenis is. Te meer als in het beginstadium van de storm of kort tevoren de Haringvlietsluizen geheel worden gesloten. De hoogste stormvloedstand in het Haringvliet bekken, bij een bepaalde storm, is behalve van de vorm en de duur van de storm, ook afhankelijk van de rijzing van het bekken die ontstaat doordat de lozing van het oppervlaktewater is gestremd. In verband hiermee is het van speciaal belang het moment van sluiten zo gunstig mogelijk te kiezen. Tevens is dit van belang voor het vaststellen van de dijkhoogten in het gebied gelegen achter de Haringvlietsluizen. Door de bouw van de beweegbare stormvloedkering in de benedenmond van de Hollandse IJssel (1958) is, voor de aan deze zijrivier van de Nieuwe Maas grenzende gebieden, reeds een grotere veiligheid verkregen. Bij gesloten Haringvliet moet de gehele bovenafvoer worden afgevoerd via de Rotterdamse Waterweg. Dit houdt in dat het tijdstip van sluiten van zowel de Haringvlietsluizen als de Stormvloedkering in de Nieuwe Waterweg bepalend zijn voor de waterstand in het tussen gelegen gebied.

1.2.1.3 De getij beweging in het deltagebied bij gemiddeld getij op zee en bij verschillende afvoeren van de Rijn en de Maas.

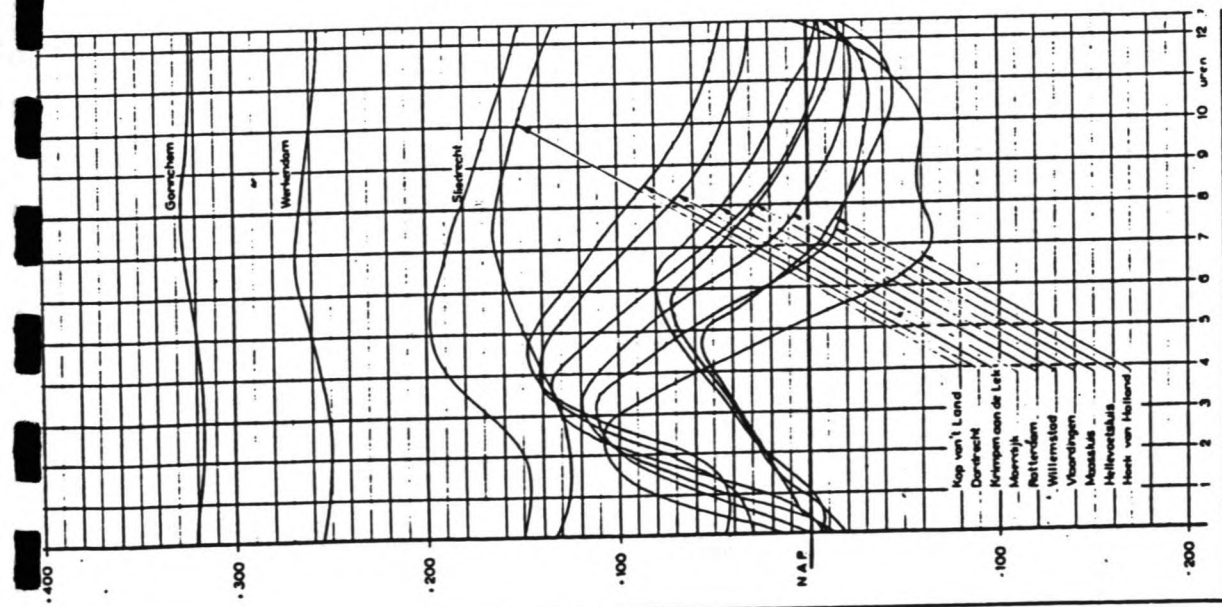
In de beneden rivieren en zeearmen, die de verbinding vormen tussen de Noordzee en de boven rivieren Rijn en Maas, plant de getijbeweging zich voort via de monding van de Rotterdamse Waterweg. Zoals bekend, kan de getijbeweging gesplitst worden in een aantal partieele bewegingen, die dezelfde hoeksnelheid hebben als de getijverwekkende krachten of sommen en verschillen daarvan. De twee belangrijkste komponenten zijn het hoofdmaansgetij (M2) en het hoofdzonsgetij (S2). Daar de HW en LW standen van het zonsgetij steeds op het zelfde ogenblik van de dag optreden en het maansgetij 50 minuten per dag verschuift, zal op bepaalde dagen langs de Nederlandse kust, en wel ongeveer 1,5 a 2,5 dag na volle en nieuwe maan, het hoogwater van het S2 getij samenvallen met het M2 getij, dit heet springtij. Als het HW van het S2 getij samenvalt met het LW van het M2 getij of omgekeerd ontstaat het zogenaamde doodtij. Door het meenemen van alle partieele getijden ontstaat het volgende.

PLAATS	TIJ	HW	LW	VERSCHIL
H. v. H.	doodtij	+82	-64	146
	gem. tij	+105	-64	169
	spr. tij	+121	-63	184

tabel 1.1

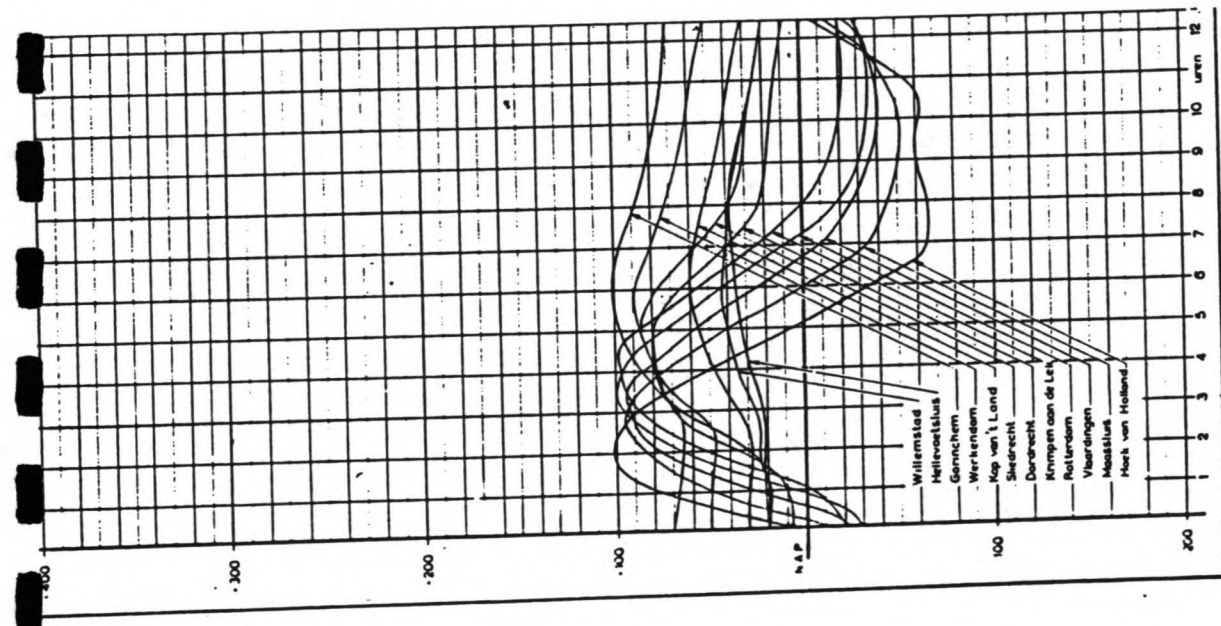
De waterstanden (opgebouwd uit astronomisch getij + windopzet + buistoten) langs onze kust kunnen echter aan ernstige storingen onderhevig zijn ten gevolge van meteorologische effecten. Bij westelijke winden wordt het water voor de kust opgestuwd en bij oostelijke winden van de kust weggedreven. Te Hoek van Holland is het gemeten maximale HW 295 cm boven gemiddeld HW en het minimale HW 155 cm beneden het gemiddelde. De gemeten laagste LW standen zijn bepalend voor de scheepvaart en de hoogste HW standen (stormvloeden) voor de dijkhoogten. Op de bovenrivieren, dit zijn die riviergedeelten waar de getij beweging niet meer aanwezig is, zijn de waterstanden alleen nog maar afhankelijk van de rivieraafvoer. Naarmate er meer water afgevoerd moet worden, wordt de waterstand hoger en het doorstroomprofiel groter. De getijbeweging, die vanuit zee het deltagebied binnendringt, veroorzaakt daar periodiek verlopende waterstanden. Rivier opwaarts gaande wordt de oppervlakte afvoer van steeds grotere betekenis ten opzichte van de getij beweging. (zie voor waterstanden volgende bladzijde).

Aan de binnenzijde van de Haringvlietsluizen is, afhankelijk van de afvoer van de Rijn en de Maas en het opgestelde spuiprogramma, het verticale getij veranderd. Daar de sluizen, zodra de binnenwaterstanden lager zijn dan de waterstanden aan de buitenzijde, worden gesloten zal de mate van stijging van het binnenwater afhankelijk zijn van de afvoeren van de rivieren. Langs de Nieuwe Waterweg en de



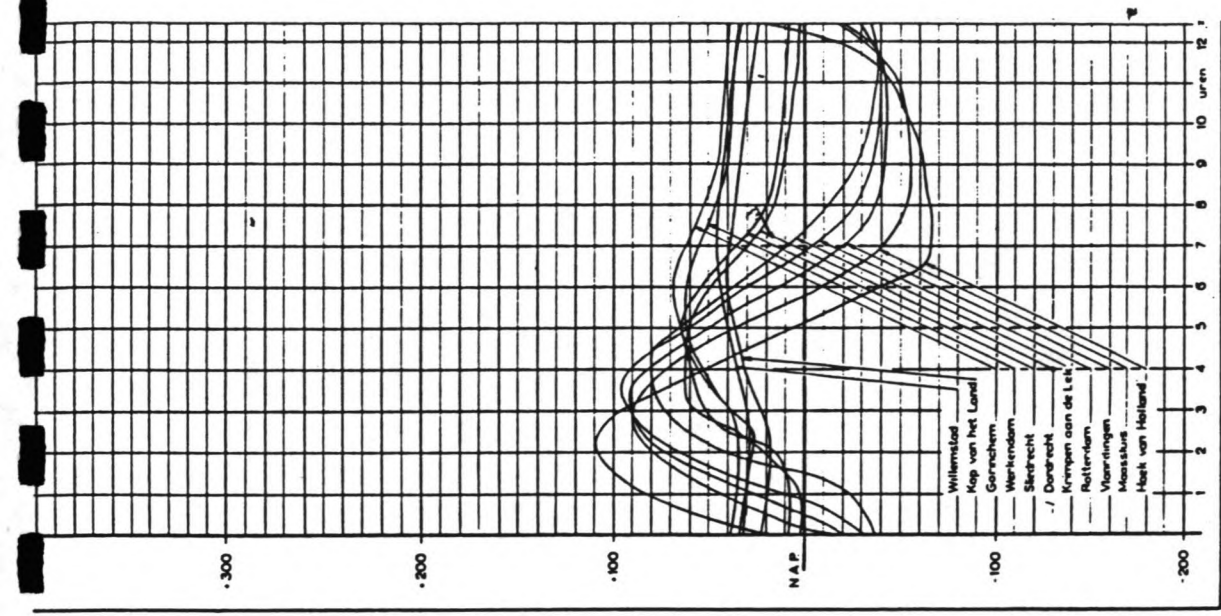
$$q = 980 \text{ m}^3 / \text{s}$$

Haringvliet gesloten
gemiddelde getybeweging



$$q = 2300 \text{ m}^3 / \text{s}$$

effectieve opening Haringvliet 500 m²
beneden N.A.P. bij gemiddelde getybeweging
afvoer door de Noord 275 m³/s



$$q = 9400 \text{ m}^3 / \text{s}$$

eff. opening Haringvliet 6000 m²

aansluitende waterwegen wordt de waterstand hoofdzakelijk bepaald door de binnentrekkende getijgolf.

Na de voltooiing van de deltawerken zijn de stroomsnelheden als gevolg van de eb- en vloedstromen afgenomen doordat de komberging kleiner is geworden.

1.2.1.4 Het verloop van de S.V. standen in het deltagebied bij verschillende afvoeren van de Rijn

Op grond van statistische studies werd door de deltageschieding als uitgangspunt voor het vaststellen van de dijkhoogten, na uitvoering van de deltawerken, een S.V. stand van +5.00 m NAP bij Hoek van Holland aangenomen. Deze heeft een overschrijdingskans van 1 keer per 10000 jaar. Deze hoogte is nu gesteld op +5.15 m N.A.P. Na de uitvoering van de deltawerken is het voldoende dat het verloop van de waterstand gedurende de gehele stormvloed gemeten wordt aan de mond van de Nieuwe Waterweg en in de mond van het Haringvlietbekken alleen in de begin periode om het tijdstip van sluiten te kunnen bepalen. De invloed van het sluiten van de Haringvlietssluisen is van betekenis voor de S.V. standen in het bekken maar neemt snel af in stroomopwaartse richting. De maximale stroomsnelheden die optreden bij een hypothetische stormvloed en verschillende Rijn afvoeren.

HW H.v.H	Rijn afvoer	snelh Scheur
+5.00 m	3000 m ³ /s	2.5 m/s
+4.00 m	8000 m ³ /s	2.25 m/s
+3.00 m	13000 m ³ /s	1.25 m/s

tabel 1.2.

1.2.1.5 Waterstanden en stroomsnelheden op de Nieuwe Waterweg.

De scheepvaart ondervindt gedurende een half uur van het getij hinder door de optredende hoge stroomsnelheden. De meest recente gegevens omtrent waterstanden en snelheden zijn:

G.H.W. = + 1.05 m N.A.P.

G.L.W. = - 0.57 m N.A.P.

hoogst bekende HW-stand te Hoek van Holland + 3.85 N.A.P.

laagst bekende HW-stand te Hoek van Holland - 0.65 N.A.P.

hoogst bekende LW-stand te Hoek van Holland + 1.40 N.A.P.

laagst bekende LW-stand te Hoek van Holland - 2.14 N.A.P.

De stroomsnelheden op de Nieuwe Waterweg gemeten in de bovenste 5 m zijn:

- springtij, maximale vloedstroom	1.52 m/s
- springtij, maximale ebstroom	2.05 m/s
- gem. getij(na storm), maximale vloedstroom	2.20 m/s
- gem. getij(na storm), maximale ebstroom	2.55 m/s

1.2.2 Algemeen overzicht van Rotterdam.

Rotterdam heeft zich in iets meer dan een eeuw van een kleine handels- en vissershaven opgewerkt tot een van de grootste havens in de wereld. Tot deze spectaculaire groei hebben de volgende factoren meegespeeld. Als eerste was dit de industriële revolutie die in 1776 in Engeland begon en zich in de negentiende eeuw op het Europese vasteland uitbreidde. In de BRD zette deze ontwikkeling in omstreeks 1870 en in Nederland net na de eeuwwisseling. Als tweede punt was dit de vrije handelsgeest die de wereldhandel sterk beïnvloedde. Rotterdam heeft hier veel voordeel van gehad en men zou kunnen zeggen dat Rotterdam groot is geworden door deze handelsgeest. Als derde punt heeft Rotterdam veel voordeel gehad aan het feit dat het was gelegen aan het mondingsgebied van de drie grootste westeuropese rivieren, te weten de Rijn, de Maas en de Schelde. Deze rivieren zorgen voor het achterland van Rotterdam. In de loop der jaren is dit achterland door een veelzijdige infrastructuur als de aanleg van kunstmatige vaarwegen, autowegen, spoorbanen en pijpleidingen uitgebreid. Hierdoor is Rotterdam uitgegroeid tot een van de grootste op- en overslag havens van de wereld. Als laatste punt heeft de natuur een handje geholpen door de verbinding van Rotterdam met de Noordzee. De verbetering van de Waterweg is in 1872 onder leiding van de waterbouwkundig ingenieur Pieter Caland tot stand gekomen. De Nieuwe Waterweg was oorzaak van een schaalvergroting van het havenverkeer. Na de oorlog voegde Rotterdam de grote industriegebieden Botlek, Europoort en Maasvlakte toe aan het areaal. Zij trokken vervoer aan en stimuleerden de export. Nieuwe transporttechnieken en groter wordende scheepsmaten deden de geografische voordelen steeds sterker uitkomen. Heden ten dage ligt het zwaartepunt van de havenactiviteiten op de Maasvlakte. Rotterdam heeft er zorg voor gedragen dat de toegangsgeul tot dit havengebied bereikbaar is gemaakt voor schepen met een diepgang van 72 voet (22 m). Door de grotere aanvoercapaciteit is Rotterdam niet alleen een doorvoerhaven maar ook een verdeelhaven geworden. Een groot deel van de in Rotterdam aangevoerde goederen wordt overgeladen in kleinere schepen en toegeleverd aan andere Europese havens. Deze functie als hoofdaanvoerhaven zal in de komende jaren verder uitgroeien. Per jaar lopen ruim 30.000 zeeschepen de Rotterdamse haven binnen om goederen te laden en te lossen. 180.000 binnenvaartschepen zorgen voor de aan- en afvoer van en naar het continentale achterland. Ondanks de grote drukte is Rotterdam toch nog een veilige haven. Er wordt gewerkt aan een heel nieuw begeleidingssysteem om veiligheid en efficiëntie van het vervoer te water te optimaliseren.

1.2.3 Scheepvaart bewegingen op de Nieuwe Waterweg.

In verband met de hoge stroomsnelheden is het wenselijk het huidige doorstroom profiel niet of nauwelijks te verkleinen. De hinder voor de scheepvaart zou aanmerkelijk vergroot worden indien de stroomsnelheden toenemen. De huidige scheepvaartverdeling ter plaatse van de Scheur (nabij de Botlekhaven) ziet er als volgt uit:

laadverm. (ton)	alle schepen %	laadverm. (kton)	zeeschip %
50 - 199	3.2	< 1	10.7
200 - 449	19.0	1 - 6	54.1
450 - 749	28.1	6 - 12	12.2
750 - 1149	26.4	12 - 25	14.2
1150 - 1549	10.8	25 - 50	7.5
1550 - 2549	8.2	50 - 125	1.1
2550 - 4999	4.0	> 125	0.2
> 5000	0.4		
totaal per week	474		961

tabel 1.3.

Gemiddeld ongeveer 1500 schepen per week die de Nieuwe Waterweg op gaan. Het aantal schepen dat de Rotterdamse havens aandoet is nog groter, maar een deel gaat via het Calandkanaal naar zijn bestemming en een deel moet op de Maasvlakte zijn. De sluitingsfrequentie van de kering als gevolg van hoog water door storm ligt in de orde van 1 maal per 5 a 10 jaar. In dit geval zal het aanbod van binnenkomende schepen laag zijn. De sluitingsfrequentie van de kering is echter 1 maal per jaar in verband met het onderhoud van de kering. Gezien deze intensiteit en de duur dat de kering gesloten is, is het wenselijk dat er wachtplaatsen voor de scheepvaart worden gecreeerd. Om te voorkomen dat er teveel schepen gebruik moeten maken van de wachtplaatsen is het van het grootste belang, dat er een waarschuwingssysteem aanwezig is. Hiermee is het mogelijk de schepen op andere plaatsen onder te brengen. Hierdoor is het noodzakelijk dat de scheepvaart binnen een straal van 125 km. in wordt gesteld van een voorgenomen sluiting van de kering. Tevens is het van belang dat de scheepvaart binnen een straal van 3 km. visuele informatie krijgt aangaande de stormvloedkering. De locatie van de Stormvloedkering is mede bepalend voor de stremming van de scheepvaart. Dit houdt in dat als men de kering situeert ter hoogte van Hoek van Holland ook de scheepvaart naar het Calandkanaal wordt gestremd. Tevens is het zo dat in geval van een gesloten kering wachtplaatsen buitengaats moeten worden gecreeerd, terwijl bij open Calandkanaal de scheepvaart daar een beschutte wachtplaats kan vinden.

1.2.4 Geologische ondergrond.

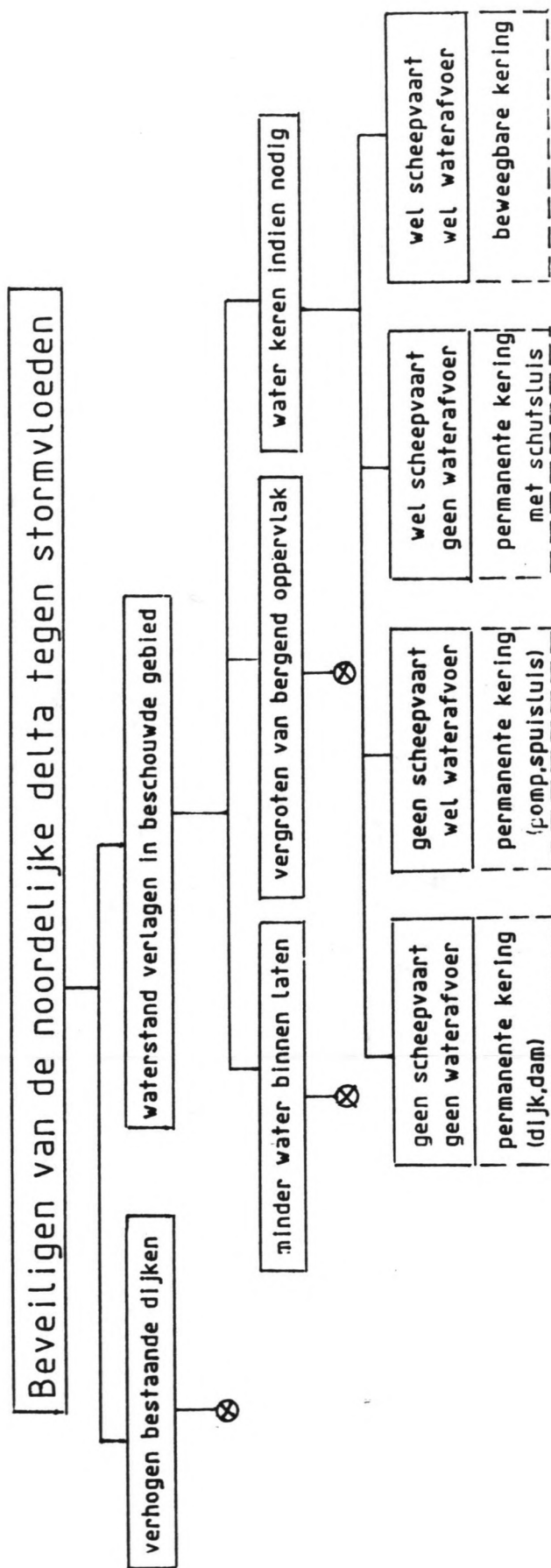
Het geotechnisch profiel (zie bijlage 1) van de Nieuwe Waterweg is gesitueerd aan de noord oever tussen Hoek van Holland en Maassluis. In het gebied ligt op de Pleistocene Formatie van Kreftenheye de Holocene Westland formatie. Die Formatie van Kreftenheye bestaat, in dit gebied, uit grove goed gepakte grindrijke zanden. Plaatselijk ligt er aan de top een leemlaag. De top van deze Pleistocene formatie ligt op circa -20 m N.A.P. Op sommige plaatsen zijn Holocene geulen aanwezig en ligt de top op circa -30 m N.A.P. De Westland formatie bestaat uit afzettingen van Duinkerke. Deze afzettingen zijn door de zee afgezet en bestaan uit zand, kleiig zand en klei. Het zand van deze formatie is los gepakt.

1.3 Gewenste situatie.

Zoals reeds eerder is vermeld wordt als norm voor de veiligheid van de dijken gesteld een overschrijdingsfrequentie van 1/10000 resp. 1/4000 a 1/1250.

Om deze situatie te bereiken wordt aan de hand van een ontwerpboom gekeken naar de mogelijke oplossingen.

ONTWERPBOOM



⊗ deze mogelijke oplossingen zullen verder niet bekeken worden

2 PROBLEEMANALYSE

2.1 Algemeen

Zoals reeds in de inleiding is vermeld moet er een oplossing worden gezocht om de landgebieden achter de rivierdijken te beschermen tegen hoogwater. De beneden rivieren zijn getijrivieren, hetgeen wil zeggen dat hierop getij aanwezig is. Deze randvoorwaarde, die door de zee wordt bepaald, moet in acht genomen worden om tot een oplossing te komen voor de bescherming van het achterland. Tevens is het zo dat ook de bovenstroomse randvoorwaarde van invloed is op de waterspiegelrijzing. Om tot een mogelijke oplossing te komen is hier gebruik gemaakt van de ontwerpboom.

2.2 Ontwerpboom voor mogelijke oplossingen. (zie bladzijde 11).

2.2.1 Verhogen van de bestaande bedijking.

Dit is een mogelijkheid die zeer kostbaar is en tot de nodige uitvoerbaarheids problemen aanleiding geeft. Dit is vooral het geval bij Slie-drecht, Dordrecht en Rotterdam waar de aanwezige bebouwing langs de dijken dijkverzwaring erg duur maakt. Dit geeft namelijk aanleiding tot zeer steile op en afritten naar de bedrijven en woningen die gelegen zijn langs de dijk. Ondanks het feit dat uitgekende oplossingen denkbaar zijn, zijn maatschappelijke problemen niet altijd te vermijden. Deze problemen kunnen bestaan uit het verdwijnen van woningen, vermindering van het woongenot, verslechtering van de verkeerssituatie enz.

2.2.2 Minder water binnen laten.

Dit kan men bewerkstelligen door b.v. de toegang (riviermonding) te verkleinen. Dit heeft echter wel tot gevolg dat er een hogere stroomsnelheid in de monding optreedt en daardoor de scheepvaart in ernstige mate zal belemmeren. Tevens betekent dit een capaciteitsverlaging voor de toegang. Ook zal dit morfologisch consequenties hebben. Door de vergroting van de stroomsnelheid in de monding zal de toegangsgeul zich gaan verdiepen, waardoor na verloop van tijd deze maatregel zijn effect verliest. Men moet er ook rekening mee houden dat door de versmalling van de toegang er ook minder water uit kan. Dit heeft stroomopwaarts als gevolg dat de waterstand bij hoge afvoer hoger is en dus de dijken hoger moeten worden.

2.2.3 Vergroten van het bergend oppervlak.

Dit houdt in dat het binnendringende water wordt geborgen in een groot reservoir. Dit impliceert dat men al het binnendringende water zou moeten bergen op de achtergelegen rivieren. Dit betekent weer dat de waterstanden op deze riviertakken weer worden beïnvloed door

de buitenwaterstand hetgeen men juist wil tegengaan. Deze oplossing is hier in deze situatie dus niet toepasbaar.

2.2.4 Water keren indien dit nodig is.

Deze oplossing is te splitsen in een viertal combinaties van waterafvoer en scheepvaart mogelijkheid.

- 1- geen scheepvaart en wel waterafvoer.
- 2- geen scheepvaart en geen waterafvoer.
- 3- wel scheepvaart en geen waterafvoer.
- 4- wel scheepvaart en wel waterafvoer.

De eerste drie combinaties zijn zondermeer onaanvaardbaar. De mogelijkheid van scheepvaart moet ongehinderd plaats kunnen vinden. Dit om het belang van Rotterdam als wereldhaven niet te schaden. Waterafvoer moet ook plaats kunnen vinden.

2.3 Keuze van oplossingsprincipe.

Zoals reeds uit het bovenstaande blijkt blijven er twee reële oplossingen over. Te weten dijkverzwaring en een stormvloedkering. Er zijn twee criteria waarop deze twee oplossingen met elkaar vergeleken zullen worden.

- 1- Maatschappelijke belangen.
- 2- Kosten om de vereiste veiligheid te bewerkstelligen.

ad.1.

De nog uit te voeren dijkverzwaringen brengen onvermijdelijke aantasting van het leefmilieu met zich mee doordat bestaande bebouwing moet worden afgebroken. Uitzicht over het landschap wordt verminderd door de hoge dijken enz. De cultuurhistorische waarde verminderd doordat oude monumentale gebouwen moeten worden afgebroken. Voor de industrie ontstaan grote problemen omdat bedrijfspanden minder toegankelijk worden door steile op en afritten. Door de verlegging van de dijken verdwijnen meerdere uiterwaarden die een grote natuur en landschappelijke waarde hebben. Met de uitvoering van een stormvloedkering worden deze gevolgen minder ingrijpend en bovendien veel meer op een plaats geconcentreerd.

ad.2.

De kosten die gemaakt moeten worden om de vereiste veiligheid te bewerkstelligen is moeilijk te schatten, Wel is het zo, dat de benodigde tijd om de beoogde veiligheid te bereiken bij dijkverzwaring langer is dan bij de bouw van een stormvloedkering. Volgens een ruwe schatting zou een eventuele dijkverzwaring in 2020 gereed kunnen zijn terwijl een stormvloedkering de vereiste veiligheid in 1996 kan bereiken.

Uit de opsomming van voor en tegen is wel duidelijk dat een stormvloedkering de oplossing is voor het bereiken van de vereiste veiligheid en om die reden is dan ook gekozen voor een stormvloedkering. Wel is het zo dat voor het bereiken van de veiligheid, met inachtneming van de alsnog uit te voeren dijkverzwaringen, de kering aan de volgende voorwaarden moet worden getoetst met betrekking tot de sluitingsstrategie. De waterstand achter de kering is van de volgende factoren afhankelijk:

- De te verwachten waterstand waarbij gesloten wordt.
- De waterstand waarbij daadwerkelijk gesloten wordt.
- Benodigde tijd voor sluiten.
- Benodigde tijd voor openen.
- Tijdstip waarop geopend wordt.
- Momentane rivierafvoer.

2.4 Locatie mogelijkheden voor de stormvloedkering.

Algemeen kan gesteld worden dat de lokatie van de stormvloedkering vrij te kiezen is. Het doel van de kering is het beveiligen van het achterland. Een van de uitgangspunten waren de kosten. Plaatst men de kering ver landinwaarts dan is het voordeel snel verdwenen door de benodigde kosten voor dijkverzwaring voor de kering. Het effect is het grootst als de kering wordt gesitueerd tussen km. 1022 en 1028. Er zijn een aantal argumenten om de kering niet ter hoogte van Hoek van Holland te plaatsen. Een van de uitgangspunten is dat de kering in beginsel geen bezwaar voor de scheepvaart mag opleveren. Door de kering nu ten oosten van de Maasvlakte en Europoort te projecteren blijft een belangrijk deel van het haventerrein voor de kering. Een tweede is dat aan de noordoever van de Nieuwe Waterweg de aanlegplaats van de veerboot naar Harwich is gelegen, welke onder alle omstandigheden moet kunnen blijven functioneren. Een derde en laatste punt is dat de bodemligging in westelijke richting dieper wordt en daardoor de aanleg duurder maakt. Naar het oosten toe wordt de grens opgelegd door het feit dat daar de splitsing van de Oude en de Nieuwe Maas ligt. Dit heeft als gevolg dat er twee in plaats van een kering moet komen. Tussen deze twee uitersten kan vrij gekozen worden en is alleen nog maar afhankelijk van de benodigde extra kosten voor dijkverhoging voor de kering. De waterstand wordt door de zee opgelegd en is o.a. afhankelijk van opslinging. Projecteert men de kering in de bocht van Maassluis (km 1022 -1024) dan wordt tevens een bochtafsnijding overwogen.

3 Doelstellingen en randvoorwaarden.

3.1 Doelstelling.

De doelstelling van deze afstudeeropdracht is met behulp van de geformuleerde randvoorwaarden een zodanige waterkering te ontwerpen die voldoet aan het gestelde eisen pakket.

Doelstelling van de stormvloedkering is het verlagen van de waterstanden in het benedenrivieren gebied. Als gevolg van stormvloeden op de Noordzee wordt de binnenwaterstand opgestuwd. Dit heeft als gevolg dat de dijkhoogten hierop aangepast moeten worden. Tijdens dijkversterkings werkzaamheden is men op grote problemen gestoten door de aanwezige bebouwing langs deze dijken. Dit brengt zulke hoge kosten met zich mee dat een studie naar een stormvloedkering nodig werd geacht. De doelstelling van de kering is dan ook om een waterstandsverlaging te bewerkstelligen waardoor de kosten voor dijkverhoging kunnen worden verlaagd. Als maat voor de te bereiken verlaging wordt gesteld dat de hoogwateroverschrijdingslijnen bij de geldende overschrijdingsfrequenties van 1/10000 en 1/4000, 1.75m resp. 0.60m lager komen te liggen voor Rotterdam en Dordrecht.

3.2 Randvoorwaarden.

3.2.1 Functionele randvoorwaarden.

* Profiel van vrije ruimte

t.b.v. de doorvaart

1. aaneengesloten doorvaartbreedte : tenminste 360 meter.
2. drempel diepte : -17,00 m N.A.P.
3. doorvaarthoogte : onbeperkt.

Deze eisen gelden zowel in de bouw- als gebruiksfase.

* t.b.v. de doorstroming

1. de stroomsnelheden ter plaatse van de kering mogen ten opzichte van de huidige niet meer dan 10% toenemen.
2. ijs- en slibafvoer moeten ongestoord kunnen plaatsvinden.
3. bodemveranderingen als gevolg van de kering mogen nergens aanleiding geven tot schade aan bestaande constructies en/of aanzandingen in de huidige vaargeul.

* Beheer en onderhoud.

- a. voorzieningen moeten worden getroffen om de scheepvaart binnen een straal van 125 km. omtrent voorgenomen opening en sluiting te kunnen informeren.
- b. binnen een straal van 3 km. moet visuele informatie aan de scheepvaart m.b.t. gesloten kering plaatsvinden.
- c. kering mag geen belemmering vormen voor periodiek onderhouds- baggerwerk.

* Stremming van de vaarweg.

De sluitingsfrequentie van de kering in de gebruiksfase mag ten hoogste 1* per jaar zijn in verband met periodiek onderhoud. De sluitingsfrequentie voor zware storm is 1* per 5 a 10 jaar. Stremming ten gevolge van bouwwerkzaamheden mag na overleg met de vaarwegbeheerder plaatsvinden over een periode van 6 uur. Stremming als gevolg van onderhoudswerkzaamheden mag niet plaatsvinden, terwijl stremming voor functioneringscontrole maximaal 1* per jaar is toegestaan.

* translatiegolven in de havens langs de rivier tijdens maximaal verval.
(maximale steilheid 0,1%)

rivierzijde	Htr = 0,10 m	Ttr = 40 min.
zeezijde	Htr = 0,10 m	Ttr = 40 min.

* Translatiegolven op de rivier tijdens maximaal verval (Maximale steilheid 0,1%).

rivierzijde	Htr = 0,40 m	Ttr = 40 min.
zeezijde	Htr = 0,30 m	Ttr = 40 min.

* De belastingen.

De constructie dient bestand te zijn tegen belastingen die voortkomen uit verval, wind- en translatiegolven en alle belastingen die voortkomen uit b.v. scheepsaanvaringen, vallende ankers, passerende hopperzuigers etc. Dit alles zodanig dat de kering in het veilig functioneren niet wordt bedreigd.

* Levensduur van de constructie.

De constructie dient een levensduur te hebben van 100 jaar. Alle niet te vervangen onderdelen dienen hieraan te voldoen. De te vervangen onderdelen mogen een kortere levensduur hebben mits de kosten van vervanging aan het einde van de levensduur is opgenomen in de onderhouds- en exploitatiebegroting.

3.2.2 Natuur randvoorwaarden

* Waterstanden (inclusief seiches en translatiegolven)

tijdens maximaal positief verval

h, zeezijde	= + 5,40 m N.A.P.
h, rivierzijde	= + 0,80 m N.A.P.

tijdens maximaal negatief verval (kering voor 50% geopend)

h, zeezijde	= - 0,70 m N.A.P.
h, rivierzijde	= + 0,80 m N.A.P.

4.1 Ontwikkelen van alternatieven met behulp van morfologische kaart.

De functie van een afsluitmiddel is twee waterniveaus naar wens te kunnen scheiden of met elkaar te kunnen verbinden. In gesloten stand geeft het verval een statische belasting op het afsluitmiddel die deze weer afdraagt naar een vaste constructie. De voornaamste functies van het afsluitmiddel zijn de volgende:

1. waterkering (zowel afdichting als krachtopname)
2. beweegbaarheid.

Er zijn verschillende manieren om, uitgaande van de primaire functies, te komen tot een aantal oplossingsprincipes. Daar er meerdere functies vervuld moeten worden is het gebruik van een morfologische kaart de meest aangewezen oplossingsmethode. Hier wordt gekozen voor een zeer eenvoudige morfologische kaart met een tweetal aspecten. Hierbij wordt onderscheid gemaakt tussen:

1. beweegbaarheid - bewegingsrichting.
2. beweegbaarheid - aantal afsluitmiddelen.

Een lichaam in de ruimte heeft 6 vrijheidsgraden, te weten drie translaties en drie rotaties. Als de X-as wordt gekozen in de stromingsrichting door de kering, dan wordt de Y-as gedefinieerd als een as loodrecht op de X-as in het horizontale vlak, m.a.w. de lengteas van de kering. De Z-as staat loodrecht op het horizontale vlak. In het nu volgende wordt de translatie in X-richting buiten beschouwing gelaten. Dit houdt namelijk in dat er een kering wordt ingevaren ten tijde van een stormvloed melding. Deze procedure is erg omslachtig en niet voldoende betrouwbaar. Wel beschouwd zullen worden de volgende principes:

- a. Rotatie in X-, Y- en Z-richting met inachtneming van de plaats van de rotatie punten.
- b. Translaties in Y- en Z-richting.
- c. Combinaties van a en/of b.

Er zal onderscheid gemaakt worden tussen:

1. afsluiten met een vormvast element.
2. afsluiten met twee of meer vormvaste elementen.

niet vormvaste elementen (opblaasbaar) worden buiten beschouwing gelaten i.v.m. grote kwetsbaarheid en te weinig kennis in deze.

De morfologische kaart ziet er als volgt uit:

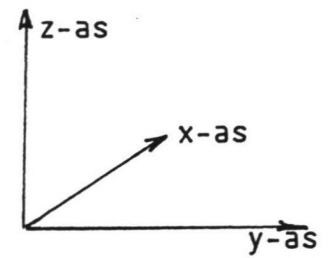
aspect	bewegingsrichting	aantal elementen
	I rotatie X-as	a een element
	II rotatie Y-as	b meer X-ri
	III rotatie Z-as	c meer Y-ri
opl. principe	IV translatie Y-as	d meer Z-ri
	V translatie Z-as	
	VI combinaties.	

tabel 4.1.

Uitgangssituatie:

Mogelijke vormen van afsluutmiddelen

- open stand
- gesloten stand
-  bewegingsrichting

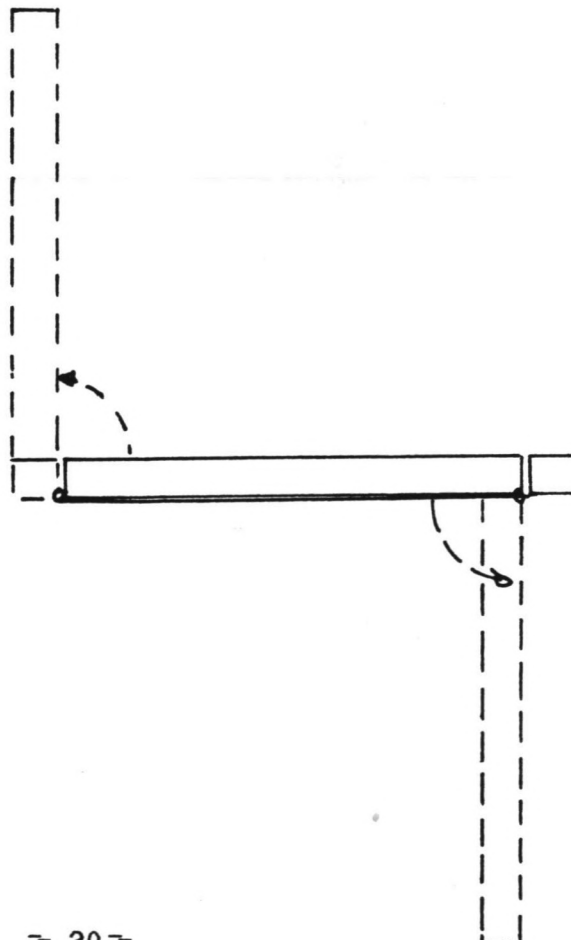


1 Rotatie X-as

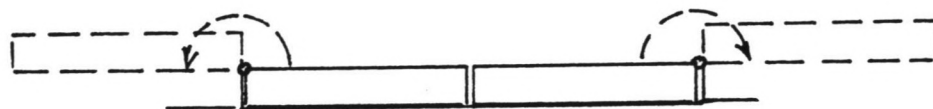
1.a.1. hooggelegen as



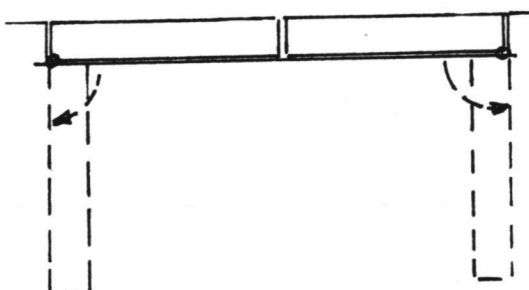
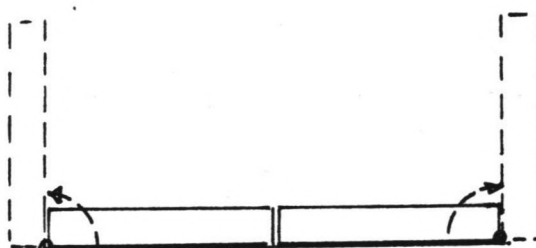
1.a.2. laaggelegen as



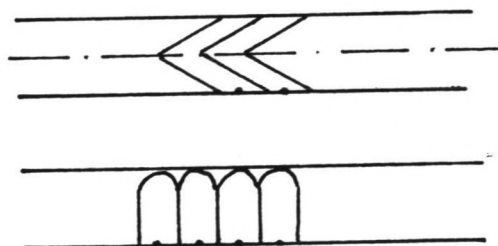
1.a.3. hooggelegen as



1.a.4. laaggelegen as

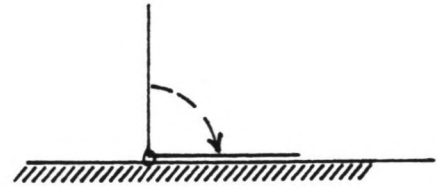


1.b. dakstuw

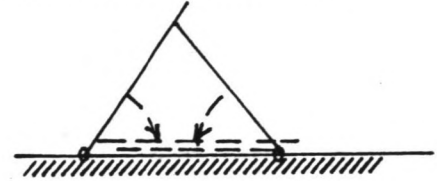


II Rotatie Y-as

2.a.1. laaggelegen as



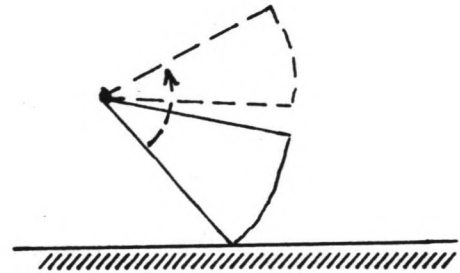
2.a.2. "



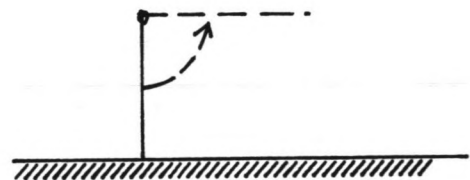
2.a.3. "



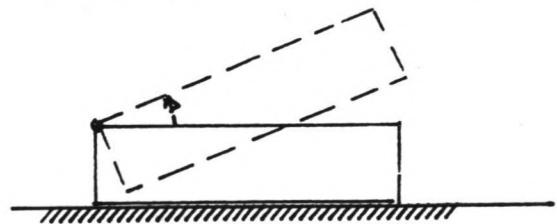
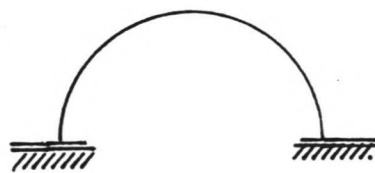
2.b.1. hooggelegen as



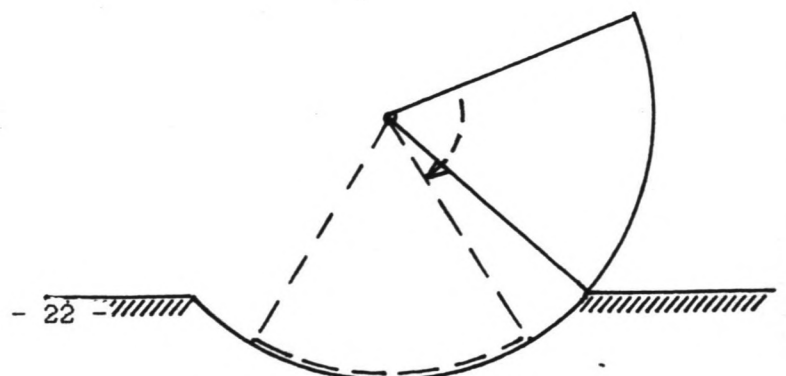
2.b.2. "



2.b.3. "



2.c. as in het midden

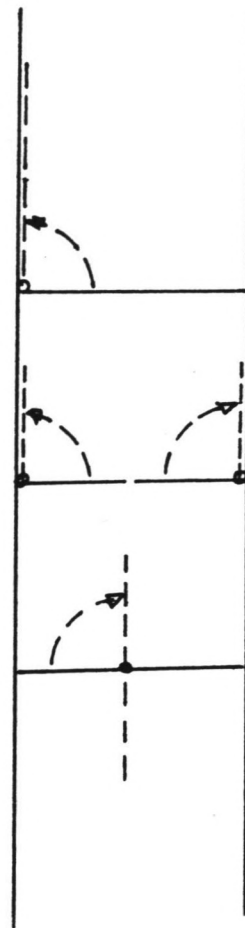


III Rotatie Z-as

3.a.1. as aan de zijkant

3.a.2.

3.b. as in het midden

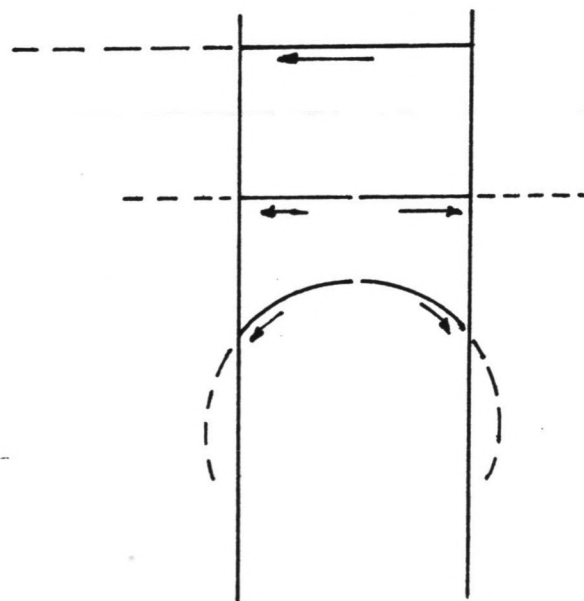


IV Translatie Y-richting

4.a.1.

4.a.2.

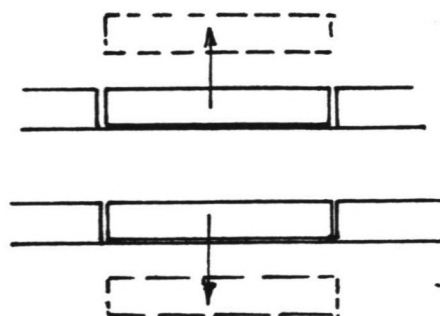
4.a.3.



V Translatie Z-richting

5.a.1.

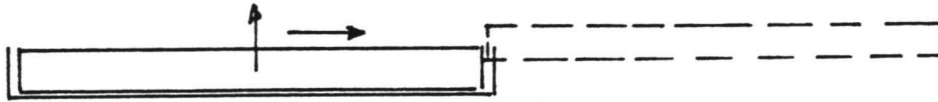
5.a.2.



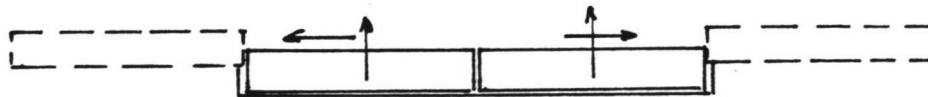
VI Combinaties

Translatie y- en z-richting

6.a.



6.b.

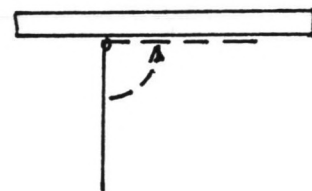
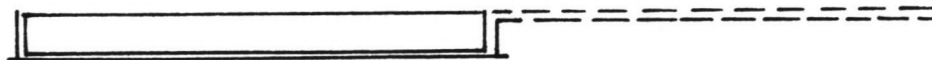


Translatie y-richting en Rotatie y-as

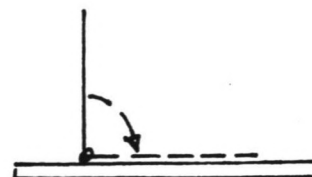
6.c.



6.d.



6.e.



4.2 Beschrijven van de alternatieven.

De met behulp van de morfologische kaart gevonden oplossingen zijn zeker niet compleet maar het aantal mogelijkheden is dan ook erg groot. Er wordt hier volstaan met de gevonden oplossingen. Er zal een beschrijving gegeven worden van de oplossing en de bijbehorende voor en nadelen.

I Rotatie om de X-as.

1.a. Zowel de rotatie om een hooggelegen als een laaggelegen as is moeilijk uitvoerbaar doordat de afsluitelementen erg groot moeten worden. Bij een afsluitelement is de lengte 360 meter en bij twee elementen 180 meter. De te maken bewegingswerken zijn erg groot en sluiten in stromend water is moeilijk beheersbaar. Bij die varianten waarbij de deur naar beneden in een kas draait wordt de kas zeer diep. Deze oplossingen zijn erg gevoelig voor sedimentatie. In geopende toestand vergen deze oplossingen een grote ruimte. De doorvaarthoogte is voor deze oplossingen onbeperkt.

1.b. Opdrijvende dakstuw.

De opdrijvende dakstuw is een ellipsvormige buis in de vorm van een driehoek die middels het vullen met lucht wordt opgedreven en zodanig water kerend werkt. In neergelaten toestand ligt de stuw in de vorm van een V in een drempel. De draaipunten bevinden zich permanent onder water. De krachten worden middels de scharnieren naar de drempel overgebracht hetgeen betekent dat de scharnieren groot en zwaar moeten worden. Alles is permanent onder water wat onderhoud en reparatie moeilijk en duur maakt.

De bewegingswerken kunnen in de landhoofden worden geplaatst, waardoor onderhoud hieraan permanent mogelijk wordt. Ook deze oplossing is gevoelig voor sedimentatie. De doorvaarthoogte is onbeperkt.

II Rotatie om de Y-as.

2.a.1. Klep- of klapdeur.

De klep- of klapdeur is een onder water gelegen deur die middels een druk en/of trek installatie gesloten kan worden. De klepdeur wordt uitgevoerd als staalconstructie en heeft in geheven toestand een helling van ca. 1 op 8 hoogwaterzijde gericht om het vrijkomen van de aanslagen te vergemakkelijken. Ten einde een zo groot mogelijk opdrijvend vermogen te krijgen wordt de deur uitgerust met luchtkisten. De krachten op de bewegingswerken wordt hierdoor klein gehouden. Voor deze deuren gelden de volgende bijzonderheden:

- de doorvaarthoogte is onbeperkt.

- de belasting op de deur wordt evenwijdig aan de kanaalas overgebracht op de aanslagen.
- de draaipunten bevinden zich permanent onder water.
- sedimentatie gevoelig.

2.a.2. Dakstuw.

Deze bestaat in de eenvoudigste vorm uit twee kleppen die beide scharnierend zijn verbonden aan de drempel. Door via een leidingen stelsel water in te brengen naar of te onttrekken aan de ruimte onder de kleppen kan de stuw omhoog of omlaag worden bewogen. De krachten worden via de draaipunten afgedragen aan de fundering. (driescharnierspant) Er moeten hier twee kleppen in de drempel geborgen worden en zal daardoor dieper moeten worden dan bij een klep. Ook neemt de stuw in lengte richting (X-as) meer ruimte in beslag omdat de kleppen onder een hoek water keren en daardoor langer moeten zijn. Dit houdt ook in dat de drempel duurder wordt ten opzichte van de klepdeur.

- De kering bevindt zich permanent onder water.
- Deze oplossing is sedimentatie gevoelig.
- De doorvaarthoogte is onbeperkt.

2.a.3. segmentdeur met as onder water.

De segmentdeur bestaat uit een segment van een cirkelomtrek, dat is bevestigd aan armen, of alleen bij de deureinden, of ook op tussen gelegen punten. De armen zijn bevestigd aan scharnierpunten die de horizontale as vormen. De scharnierpunten zijn in de pijlers opgenomen, of in de overbrugging. De segmentdeur met horizontale as heeft de volgende kenmerken:

- horizontale overspanning
- de waterdrukken zijn gericht naar het middelpunt van de cirkel en worden door de scharnieren opgenomen.
- kan tweezijdig keren.
- voor het bewegen in stroom of onder verval zeer geschikt omdat de hefboomsarm van de kracht uitgeoefend door het bewegingswerk t.o.v. de wrijving in het scharnier groot is.
- de segmentdeur is zeer geschikt voor stroomsluizen door de relatief kleine kracht die nodig is voor het bewegen onder stroom en/of verval.
- bij het onderwater open draaien is de doorvaarthoogte onbeperkt.

2.b.1., 2.c. segmentdeur met hooggelegen as, met as in het midden.

Deze oplossingen zijn in principe het zelfde als de segmentdeur met laaggelegen as. Bij deze oplossingen kan alleen de eis van vrije doorvaarthoogte niet gerealiseerd worden.

2.b.2. Klep- of klapdeur met hooggelegen as.

Deze oplossingen werken op dezelfde wijze als de klepdeur met laaggelegen as maar de vrije doorvaart hoogte is niet mogelijk. Deze oplossingen zijn niet gevoelig voor sedimentatie.

2.b.3. Vizierstuw.

Deze oplossing wordt veel gebruikt om water te keren. Een van de voordelen is dat deze gemakkelijk te bedienen valt in stromend water. De kering is ook niet sedimentatie gevoelig maar kan geen onbeperkte doorvaarthoogte creëren. De eis van een ononderbroken doorvaartbreedte impliceert een grote constructie en zware bewegingswerken. Tevens is het zo dat alle krachten afgedragen worden aan de landhoofden zodat die zwaar uitgevoerd moeten worden.

III Rotatie deuren om Z-as.

3.a.1. een draaideur.

De draaideur heeft de volgende kenmerken:

- horizontale overspanning.
- de beperking van de toepassing hiervan vloeit voort uit de beweging, waarbij de deur tegen het water in wordt gedrukt of getrokken. De weerstand is groot bij een brede doorvaart en bij stroom.
- een draaipunt bevindt zich onder water en dus is inspectie erg moeilijk.

3.a.2. twee draaideuren.

Hiervoor gelden dezelfde kenmerken als voor een draaideur.

3.b. draaideur met as in het midden.

Deze oplossing heeft dezelfde kenmerken als de hierboven genoemde draaideur oplossingen met dien verstande dat deze oplossing beter beheersbaar is in stromend water. De oplossing vergt erg veel ruimte.

IV Translatie in Y-richting.

4.a. translatie deur in horizontale richting. (roldeur)

Kenmerken van een roldeur zijn:

- horizontale overspanning.
- tweezijdig kerend.
- bij het sluiten en openen ontstaat een ongunstige belasting geval a.g.v. stroom en verval op deur.
- heeft een grote kasruimte nodig in geopende stand.
- is gemakkelijk te inspecteren door droogzetten van de deurkas.

V Translatie in Z-richting.

5.a. translatie deur in verticale richting. (hefdeur)

Een deur kan bij het openen in verticale zin naar beneden in een kas zakken of boven water worden geheven. In het eerste geval bovenafvoer, in het tweede geval onderafvoer. De inspectie van een boven water geheven deur is veel gemakkelijker dan een deur die onder water wegzakt. De boven water geheven deur beperkt de doorvaarthoogte. De deur is tweezijdig kerend en kan gemakkelijk onder stroom of verval worden bewogen.

VI Combinaties.

translatie in Y- en Z-richting.

- 6.a. en 6.b. Beide oplossingen kunnen gezien worden als een drijvend caisson dat ingevaren wordt en daarna afgezonken wordt door het vullen met water. Deze oplossingen vragen een grote opberg-ruimte en zijn tijdens het uitvaren zeer moeilijk onder controle te houden.

translatie in Y-richting en rotatie Y-as.

6.c. Drijvende klapdeur.

Deze oplossing houdt in dat er een drijvende ligger wordt ingevaren welke, nadat het in de aanslagen ligt wordt geroteerd. De overspanning is horizontaal en de belasting wordt afgedragen aan de landhoofden. De ligger zelf wordt alleen maar op druk belast. De opberg-ruimte is bij deze oplossing wel lang en breed maar hoeft niet zo diep te zijn. De drempel wordt alleen aan een stroombelasting bloot gesteld.

6.d. Drijvende klepdeur.

Deze oplossing houdt in dat er een ligger uitgerust met kleppen wordt uitgevaren en in de uitgevaren stand de kleppen laat zakken zodanig dat de ligger als boven aanslag fungeert en de drempel als onder aanslag. De opberg-ruimte in rusttoestand is lang en breed maar niet zo erg diep. Deze oplossing vergt meer onderhoud dan het klapponton omdat er stalen kleppen aan zitten.

- 6.e. De roldeur verdeeld in segmenten die elk afzonderlijk weer zijn uitgerust met een klep. De beweging in stromend water is bij deze oplossing voor een groot deel opgelost. Het probleem blijft echter een grote kasruimte. In deze situatie moet ook zeker rekening gehouden worden met een grote mate van sedimentatie.

4.3 Toetsingscriteria waaraan de stormvloedkering moet voldoen.

1. Afmetingen van de doorvaartopening.

De doorvaartopening moet een onbeperkte doorvaarthoogte hebben. De breedte van de opening moet een aaneengesloten lengte hebben van 360 m. De drempelhoogte wordt voor als nog op -17.00 m N.A.P. gedacht.

2. Openen/sluiten van de kering.

Het afsluitmiddel moet in stromend water gesloten en geopend kunnen worden. Openen en sluiten moet middels een eenvoudige procedure geschieden. Het sluitings regiem is zodanig dat de kering ten hoogste 1 maal per jaar gesloten wordt. Dit houdt in dat de overschrijdingslijnen van hoogwater te Rotterdam en Dordrecht bij de huidige overschrijdingsfrequenties van $10\exp^{-5}$ en $2.5\exp^{-4}$ per jaar, 1.75 m resp. 0.60 m lager komt te liggen dan momenteel het geval is. De door het sluiten/openen mogelijk veroorzaakte translatiegolf dient in de havens van Europoort en Rotterdam lager te zijn dan 10 cm. Dit houdt in dat het sluiten/openen niet te vlug mag gebeuren. Mocht een van de keringen niet werken, moet het mogelijk zijn deze kering later nog te sluiten.

Om te voorkomen dat de binnenwaterstand te hoog wordt, moet de mogelijkheid bestaan de kering te openen zodra de buitenwaterstand lager is dan de waterstand aan de binnenzijde.

3. Betrouwbaarheid van de sluitingsprocedure.

Samenhangend met het hierboven vermelde, dient de sluitingsprocedure betrouwbaar te zijn. Als een afsluitmiddel weigert, mag dat geen desastreuze gevolgen hebben voor de stabiliteit van de kering en de waterhoogte in het achtergelegen gebied. Er moet dus gedimensioneerd worden op die maximale stroomaanval. Dit is vooral van belang voor de bodembescherming en de ontgrondingen die instabiliteit van de kering in zijn geheel kunnen veroorzaken.

4. De waterkering.

Het maximaal te keren statisch verval zeezijde - rivierzijde ligt in de orde van grootte van 4.6 m. Hieroverheen moet nog rekening worden gehouden met de belasting door korte golven die ook uit te drukken zijn in een statische belasting (zie par. 5.5). Om een indruk te krijgen van de statische belastingen wordt uitgegaan van de volgende niveaus. Stel de buitenwaterstand op +6.00 m N.A.P. en de binnenwaterstand op +0.00 m N.A.P. Deze waterstanden volgden uit een deterministische eerste orde benadering voor de mogelijke waterstanden. De drempelhoogte waar tevens de waterafdichting plaats vindt, wordt op -17.00 m N.A.P. gesteld. De hydrostatische druk per m^2 is dan:

$$1/2 * \rho * g (23^2 - 17.0^2) = 1200 \text{ kN/m}^2$$

Deze belasting is inclusief seiches en translatie golven.

5. Krachtsoverdracht.

De keuze van het afsluitmiddel is mede afhankelijk van de haalbaarheid van de krachtsoverbrenging. Dit wil zeggen dat de drempel en/of landhoofden hierop gedimensioneerd kunnen worden zonder dat dit leidt tot onzinnig grote afmetingen. Tevens is het zo dat de stroomsnelheden in de huidige situatie van dien aard zijn dat bij versmalling van de doorvaartopening de scheepvaart ernstig wordt gehinderd. Dit houdt in dat het gehele doorstroombrofiel in een keer moet kunnen worden overspannen

6. Estetica.

De konstruktie moet als geheel verantwoord in te passen zijn in het landschap. De omgeving waar de waterkering is geprojecteerd is dusdanig van aard dat hoge en grote konstrukties landschap ontsierend zijn. Tevens is het zo dat hoge konstrukties storend kunnen werken op het scheepvaart geleidingssysteem.

7. Onderhoud en reparatie.

De konstruktie van de kering moet onderhoudsarm zijn, hetgeen wil zeggen dat de konstruktie delen afzonderlijk een dusdanige levensduur bezitten dat ze de levensduur van de waterkering als geheel niet in gevaar kan brengen. Dit houdt tevens in dat onderdelen die een kortere levensduur hebben gemakkelijk moeten kunnen worden vervangen. De scheepvaart mag tijdens de bouw of onderhoud niet langer dan 6 uur gestremd worden en dit dan nog in overleg met de vaarwegbeheerder.

8. Afdichting, golfoverslag, sedimentatie.

Afdichting is geen harde eis, mits de lekdebieten geen aanleiding geven tot uitschuring en/of onaanvaardbare stijging van de waterstand in het achtergelegen gebied. Ook golfoverslag mag plaats hebben. Er dient echter wel op gelet te worden dat de golven niet op de konstruktie breken daar dit zeer grote krachten met zich mee kan brengen. Sedimentatie moet zoveel mogelijk vermeden worden met name ter plaatse van de drempel. Indien toch sedimentatie optreedt mag dit niet de werking van de kering in gevaar brengen.

9. Kalamiteiten.

De kans op schade aan het afsluitmiddel bij kalamiteiten (aanvaring door schepen, vallende/slepende scheepsankers e.d.) moet gering zijn. Dit houdt in dat er een alarmeringssysteem moet zijn die de scheepvaart waarschuwt bij een op handen zijnde sluiting. Schepen moeten dan kunnen uitwijken naar andere havens of een ankergelegenheid hebben. Geleide konstrukties voor en na de kering dienen aanwezig te zijn. Mocht een aanvaring toch plaats vinden dan mag dit geen desastreuze gevolgen hebben voor de werking van de kering.

10. Kosten van de kering.

De kosten van een stormvloedkering hangen niet alleen van de bouwkosten van het keringsmiddel zelf af, maar ook van de kosten die gemaakt moeten worden om de kering in geopende stand te kunnen bergen.

Deze kosten kunnen worden gezien als directe investeringskosten waar ook het aanbrengen van de bescherming onder valt. Een andere en zeker geen onbelangrijke factor is die van het onderhoud gedurende de tijd dat de waterkering functioneert. Men zou deze kosten moeten kapitaliseren en bekijken welke over de levensduur van de waterkering het voordeligst uitvalt. Men zou kunnen overwegen veel direct te investeren met lage onderhoudskosten of een lagere investering met hogere onderhoudskosten.

4.4 Eerste selectie van het afsluutmiddel.

Voor de keuze van het keringsmiddel zijn een aantal toetsingskriteria opgesteld waaraan de oplossing moet voldoen. Om nu van het grote aantal oplossingen een handzamer geheel te maken worden eerst alle oplossingen aan twee criteria getoetst, en wel:

1. Afmetingen van de doorvaart.
2. Openen/sluiten van de kering.

Als het keringsmiddel aan een van de twee criteria niet kan voldoen faalt het hele systeem.

oplossing	kriterium 1	kriterium 2	voldoet/faalt
1a.	+	-	faalt
1b.	+	+	voldoet
2a.1	+	+	voldoet
2a.2	+	+	voldoet
2a.3	+	+	voldoet
2b.1	-	+	faalt
2b.2	-	+	faalt
2b.3	-	+	faalt
2c.	-	+	faalt
3a.1	+	-	faalt
3a.2	+	-	faalt
3b.	-	+	faalt
4	+	+	voldoet
5a.1	-	+	faalt
5a.2	+	+	voldoet
6a/6b	+	+	voldoet
6c/6d	+	+	voldoet
6e.	+	+	voldoet

tabel 4.2.

4.5 Tweede selectie met behulp van waarderingscijfers.

De overgebleven oplossingen worden nogmaals aan een selectie onderworpen waarbij alle criteria worden meegenomen, behalve criterium 3 omdat daar pas wat van te zeggen valt als er onderzoek naar verricht is. De oplossingen krijgen voor ieder criterium een waardering die er als volgt uit ziet:

- ++ = zeer goed.
- + = goed.
- o = matig.
- = slecht.
- = zeer slecht.

Verder kan aan ieder criterium een waarde worden gegeven die aangeeft in welke mate dat onderdeel meetelt in de uiteindelijke waardering. Hierna volgen de waarderingscijfers met de motivatie waarom deze waardering is gegeven.

1. Afmetingen van de doorvaartopening. In de randvoorwaarden zijn harde eisen geformuleerd betreffende de vereiste doorvaartopening in de geopende situatie. Daarom krijgt deze de waarde 5.
2. Openen en sluiten van de kering. Afhankelijk van het sluitingsregiem wordt de binnenwaterstand bepaald, hetgeen dus inhoudt dat er niet altijd op kentering geopend en gesloten kan worden. Dit impliceert dat de kering moet kunnen openen en sluiten onder verval. Een andere bepalende factor voor het sluiten onder stromend water is de tijd die benodigd is om de kering te sluiten. De waardering is daarom 5.
4. Waterkering. Water keren moeten alle oplossingen maar de mogelijkheid tot tweezijdig keren moet aanwezig zijn. Deze eis is niet zo zwaar daar er bij grote bovenafvoer geloosd moet kunnen worden. Dit krijgt daarom de waarde 1.
5. Krachtsoverdracht. De door het water uitgeoefende belasting en de daaruit volgende krachten moeten worden afgedragen. De grootte van deze krachten is een maat voor de grootte van de elementen en daardoor een maat voor de kosten en technische haalbaarheid van de constructie. Dit krijgt dan ook de waarde 3.
6. Estetica is een moeilijk te kwantificeren onderdeel en krijgt hier dan ook de waarde 1.
7. Onderhoud en reparatie. Mede afhankelijk van het soort materiaal waar de elementen uit zijn opgebouwd heeft het veel of weinig onderhoud. Het heeft echter een directe samenhang met de slibgevoeligheid van de kering. Het wordt daarom gewaardeerd met een 3.
8. Sedimentatie. De gevoeligheid voor sedimentatie is een maat voor de extra voorzieningen die benodigd zijn om de kering niet te laten falen. Dit criterium krijgt dan ook de waarde 3.
9. Kalamiteiten. De mate van beschadiging is moeilijk te voorspellen en wordt mede bepaald door de aan te brengen beschermingsconstructies. Dit wordt gewaardeerd met het cijfer 2.

10. Kosten. Dit is een van de belangrijkste criteria voor de haalbaarheid van de kering. De kosten kunnen het hele project doen vervallen als het onvoordeliger blijkt te zijn dan dijkverhoging. Het wordt hier dan ook gewaardeerd met het cijfer 5.

In de hierna volgende tabel zijn alle waarderingen weergegeven en opgeteld in de laatste kolom.

kriterium.	1	2	4	5	6	7	8	9	10	totaal
waardering	5	5	1	3	1	3	3	2	5	
1b	++	++	++	++	++	--	--	o	+	23
2a.1	++	o	o	o	++	--	o	o	+	11
2a.2	++	o	+	o	++	--	o	o	o	7
2a.3	++	++	++	++	++	--	--	o	o	18
4.	++	o	++	++	++	++	++	++	--	28 *
5a.2	+	++	++	++	++	--	--	o	o	13
6a.	++	--	++	++	++	++	++	++	--	16
6b.	++	--	++	++	++	++	++	++	--	16
6c./6d.	++	-	o	+	++	++	++	++	-	21 *
6e.	++	o	++	++	++	++	++	++	--	28 *

tabel 4.3.

Het totaal in de laatste kolom is een eenvoudige optelling van het aantal plusjes en minnetjes vermenigvuldigd met het waarderingscijfer. Die oplossing die het hoogste heeft gescoord is het beste. De waarderingscijfers zijn wel onderhevig aan een persoonlijke inschatting en er zou eigenlijk een gevoeligheidsanalyse gemaakt moeten worden maar dat is hier vanwege tijdgebrek niet gedaan. Het zal duidelijk zijn dat die oplossingen die het hoogst gescoord hebben hier het best toepasbaar zijn. De oplossingen 4, 6c, 6d en 6e (hier aangegeven met een *) zijn reeds door R.W.S. onderzocht. In het kader van het afstudeerwerk zal nu van de overgebleven oplossingen de beste verder worden uitgewerkt. Uit de tabel is te lezen dat dit de oprijvende dakstuw is.

In het kort zal een toelichting worden gegeven op de waardering van de verschillende alternatieven en de verschillende criteria.

Oplossing 1b. (de opdrijvende dakstuw).

De doorvaartopening wordt bij deze oplossing gerealiseerd door het aan een schakelen van kleinere elementen die ieder afzonderlijk hun belasting naar de ondergrond afdragen. Hierdoor is in principe een oneindige doorvaartopening te realiseren. Dit wordt daarom ook met een zeer goed gewaardeerd. De kering moet geopend en gesloten kunnen worden in stromend water. Daar de bewegingsrichting van de keringselementen loodrecht staat op de stromingsrichting wordt geen last ondervonden van stromingskrachten waardoor altijd de kering geopend en gesloten kan worden. Dit wordt daarom dan ook met een zeer goed gewaardeerd. Ieder element van de kering is waterkerend en draagt de door het water uitgeoefende belasting direct naar de ondergrond af. Dit houdt in dat de elementen onderling geen krachten afdragen en daardoor niet extra zwaar worden belast. Dit is zeer gunstig. De waterkering in zijn geheel wordt bereikt door het tegen elkaar aansluiten van de verschillende elementen. Ook dit is zeer gunstig. Estetisch gezien is deze oplossing ook zeer goed daar het overgrote deel permanent onder water is. Er zijn geen hoge gebouwen noodzakelijk die het landschap kunnen verstoren. Onderhoud en reparatie zijn bij deze oplossing een zwak punt daar alle bewegende delen zich permanent onder water bevinden. Dit geven we dan ook een zeer slechte waardering. Sedimentatie gevoeligheid is tevens een zwak punt daar de pijpen zich in een open bak bevinden die gemakkelijk vol kan komen te liggen met zand en slib. Er zullen dus extra voorzieningen gemaakt moeten worden om dit zand en slib te verwijderen of tegen te gaan. Dit zou men kunnen bereiken door een bellen scherm of een zandvang te maken. Deze extra voorzieningen maken de oplossing extra duur en krijgt hierop dan ook een slechte waardering. Gevoeligheid voor beschadiging is een moeilijk in te schatten probleem, maar doordat de kering uit meerdere kleine onderdelen is opgebouwd kunnen zonder grote extra kosten extra reserve onderdelen gemaakt worden en is een relatief snelle reparatie mogelijk. Dit wordt dan ook met een matig gewaardeerd. De kosten die gemaakt moeten worden om de stormvloedkering te bouwen is van groot belang voor de haalbaarheid hiervan ten opzichte van dijkverzwaring. Het is echter een moeilijk te kwantificeren probleem in het huidige stadium en er wordt dan ook geprobeerd om dit te beoordelen aan de hand van de extra voorzieningen en bouwwerken die nodig zijn voor het primair functioneren van de kering. De waardering wordt later verduidelijkt.

Oplossing 2a.1 (de klepstuw).

De klepstuw wordt gedacht opgebouwd te zijn uit meerdere elementen, waardoor de vereiste doorvaartbreedte goed te realiseren is. Dit wordt dan ook gewaardeerd met een zeer goed. Openen en sluiten van de klepstuw is moeilijk in stromend water daar de kleppen extra belast worden door stromingsdruk. Tevens is het zo dat de kering tweezijdig water moet kunnen keren waardoor de bewegingsinrichting zowel trek als druk moet kunnen leveren. De waterbelasting wordt dan via deze duw/trek installatie en de scharnieren overgebracht naar de ondergrond. Deze situatie is beduidend onvoordeliger dan bij oplossing 1b en wordt dan ook met een matig gewaardeerd. Estetisch gezien doet deze oplossing

niet onder voor de bovengenoemde daar ook hier het grootste gedeelte permanent onder water is. Onderhoud en reparatie zijn bij deze oplossing ook moeilijk daar zich ook hier alles onderwater bevindt met inbegrip van de bewegingswerken. Dit is zeer onvoordelig. Sedimentatie is hier van minder belang dan bij oplossing 1b omdat het mogelijk is de kleppen zodanig te maken dat deze de ruimte onder de kleppen volledig afsluiten. Wel is het zo dat de bewegingswerken extra zwaar moeten worden uitgevoerd om de extra slib en zand belasting op de klep te kunnen tillen. Dit wordt hierom gewaardeerd met een matig. In geval van kalamiteiten kan hetzelfde gezegd worden als bij oplossing 1b.

Oplossing 2a.2 (De dakstuw).

Voor de dakstuw geldt de zelfde overweging als bij de klepstuw behalve op het onderdeel van de waterkering waar deze beter in staat is om tweezijdig te keren en daarom een waardering goed krijgt.

Oplossing 2a.3 (Segmentdeur met as onder water).

Voor het realiseren van de vereiste doorvaartbreedte wordt de kering opgebouwt uit meerdere segmenten. Dit houdt in dat dit beoordeeld kan worden met een zeer goed. Zoals reeds uit de beschrijving van de segmentdeur blijkt is deze oplossing gemakkelijk in staat te openen en te sluiten in stromend water daar de resulterende kracht door het middelpunt van de cirkel gaat waar zich tevens het draaipunt bevindt. Het enige wat aan kracht overwonnen moet worden is de wrijving in de scharnieren. De totale kracht op de deur wordt via de scharnieren overgedragen aan de ondergrond. Ook is dit keringsmiddel tweezijdig waterkerend. Dit wordt daarom ook met een zeer goed gewaardeerd. In esthetisch opzicht geldt weer het zelfde als bovengenoemde oplossingen. Onderhoud en reparatie is bij deze oplossing een moeilijke aangelegenheid daar alle bewegingswerken zich permanent onder water bevinden. Dit wordt dan ook net als de vorige als zeer slecht aangemerkt. Ook de sedimentatie gevoeligheid is een slecht punt daar vooral bij de bewegingswerken het slib en zand moeilijk weg te houden is. In geval van kalamiteiten als b.v. scheepsaanvaringen geldt hetzelfde als onder 1b genoemd.

Oplossing 5a.2 (Hefdeur die in de bodem wegzakt).

De gehele doorvaartbreedte is in een keer te realiseren; alhoewel dit gepaard gaat met een grote constructie wordt dit toch gewaardeerd met een goed. Openen en sluiten in stromend water is met deze oplossing geen probleem. Water keren in beide richtingen is goed mogelijk en ook de krachtsoverdracht naar de bodem is geen probleem. Dit wordt dan ook met een zeer goed beoordeeld. Voor estetica geldt weer het zelfde als boven genoemde oplossingen. Onderhoud en reparatie is bij deze oplossing een hele moeilijke zaak. Daar de kering uit een geheel bestaat betekent dit dat tijdens reparatie werkzaamheden de kering niet kan functioneren. Dit wordt als zeer slecht ervaren. Voor sedimentatie gevoeligheid geldt dat de benodigde opbergruimte voor de kering groot is en er daardoor veel kan bezinken wat heel moeilijk te verwijderen is. In geval van kalamiteiten kan gezegd worden dat de constructie sterker is en daardoor minder gevoelig. Het nadeel is wel dat als de constructie zo zwaar wordt beschadigt dat functioneren niet meer mogelijk is de hele beschermende functie wegvalt. Daarom wordt dit beoordeeld met een matig.

Oplossing 6a/6b. (drijvende deuren).

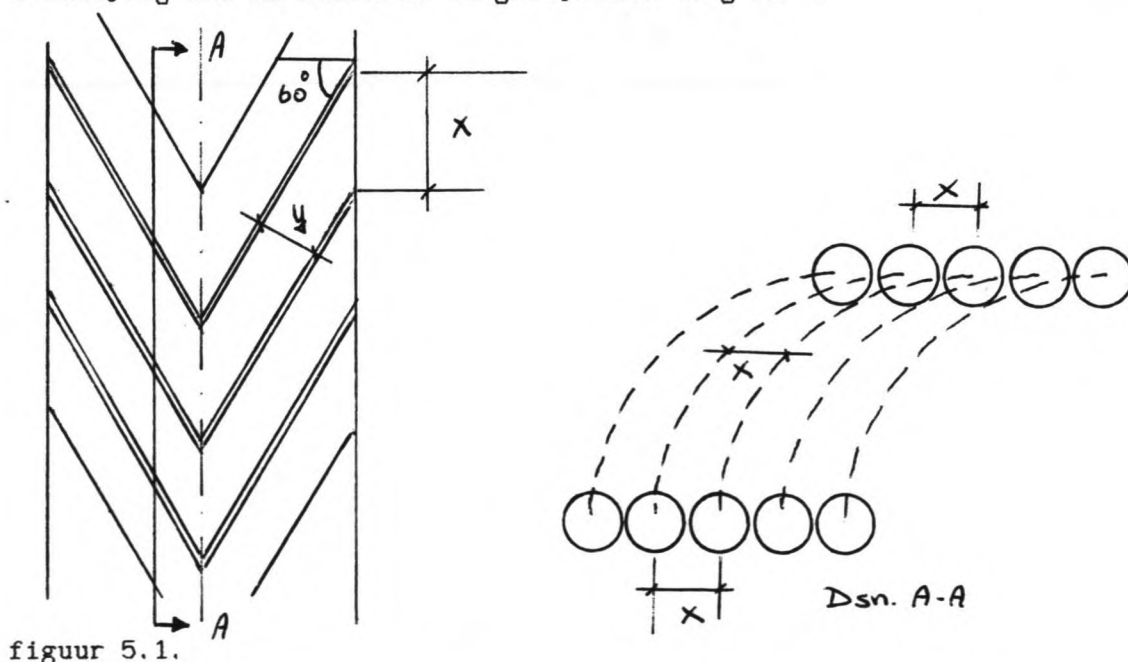
Voor beide oplossingen geldt dat ze de vereiste doorvaartbreedte kunnen bewerkstelligen. Openen en sluiten in stromend water geeft echter grote problemen. Zodra de kering wordt uitgevaren wordt deze bloot gesteld aan stromingskrachten. In bijna gesloten stand houdt dit een ingeklemde ligger in. Dit inklemmingsmoment wordt zo groot dat materiaalspanningen ter plaatse van de oplegging overschreden wordt. Hierom wordt dit dan ook beoordeeld met een zeer slecht. Op de overige onderdelen is de beoordeling zeer goed. Vooral wat onderhoud en reparatie aan gaat zijn dit goede oplossingen daar alles plaats kan vinden in een droogstaand dok.

Kosten vergelijking.

De oplossingen 6a en 6b hebben als grote nadeel ten opzichte van de andere oplossingen dat er grote dokken gemaakt moeten worden met extra voorzieningen om deze droog te zetten. Dit wordt als zeer nadelig ervaren. Tevens is het zo dat deze oplossingen zoveel ruimte vergen dat ze niet overal gemaakt kan worden. De oplossingen 2a.2/2a.3 en 5a.2 hebben als nadeel dat ze een diepe drempel nodig hebben om het kerings-element en de bewegingswerken in op te bergen.

5.1 Principe werking van de kering.

Alvorens tot de uitleg van de werking over te gaan, wordt hier eerst in het kort aangegeven hoe de oplossing van de opdrijvende dakstuw tot stand is gekomen. De eerste basis gedachte was een kering te ontwerpen die in rusttoestand op de bodem van de Nieuwe Waterweg is gelegen en middels het inbrengen van lucht moest kunnen worden geheven. De tweede basisgedachte was de bewegingswerken zo veel mogelijk op de landhoofden te plaatsen waardoor onderhoud en reparatie gemakkelijker en goedkoper zou zijn. De eenvoudigste vorm van een dergelijke oplossing is die men ontworpen heeft in Venetie. Dit zijn ronde buizen die gevult worden met lucht en dan water kunnen keren door het opdrijvend vermogen. Het eerste probleem komt hier al om de hoek kijken en wel het te keren verval. In de deterministische benadering van de mogelijke waterstanden kwam een maximaal te keren verval van 6,0 meter voor. Om dit grote verval te kunnen keren zijn buizen benodigd met een diameter van ca. 10,0 meter. Dit vereist een diepe drempel. Uit de randvoorwaarden blijkt dat de kering tweezijdig kerend moet zijn. In het geval van bovengenoemde oplossing bestaat de kans dat de buizen, zodra de binnenwaterstand hoger wordt dan de buitenwaterstand, willen doorslaan. Aan beide problemen kan het hoofd worden geboden door over te gaan op een vormvaste driehoek. Zo is de opdrijvende dakstuw ontstaan. Alvorens tot de verdere uitwerking van het ontwerp over te gaan wordt eerst het principe van de kering nader verklaart. De kering is opgebouwd gedacht uit ellipsvormige buizen die in de vorm van een visgraat zijn gelegen in een betonnen drempel. De vorm van de buizen is zodanig gekozen, dat zowel in geheven als in neergelaten toestand de buizen theoretisch tegen elkaar aan blijven. Om bouwtechnische redenen is een onderlinge afstand van 10 cm gekozen. De hoek tussen de as van de buizen en de as evenwijdig aan de kanaalas is gelijk aan 60 graden.



Dit houdt in dat de verhouding van de lange en de korte as van de buizen precies 2 op 1 is. In het doorsnijdingsvlak loodrecht op de

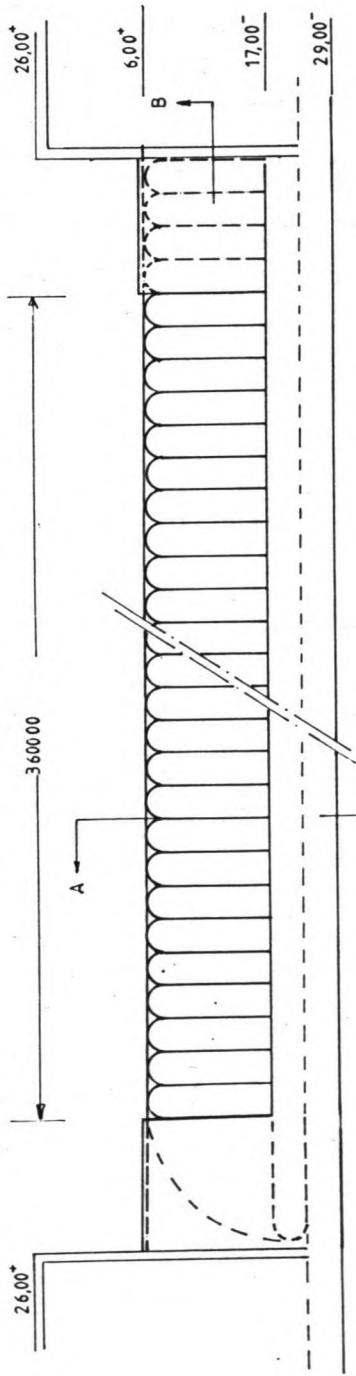
draaiingsas ontstaat nu een cirkel met een diameter gelijk aan die van de lange as van de ellips. Als de buizen geheven worden, doordat er lucht wordt ingeblazen, blijft de afstand tussen de middelpunten van de verschillende cirkelvormige buisdoorsneden op gelijke afstand van elkaar, hetgeen betekent dat er nergens tijdens deze beweging sprake is van een overlap in de bewegingsbanen. Een voorwaarde hierbij is wel dat de buizen gelijktijdig geheven moeten worden. Aan deze voorwaarde is te voldoen door de buizen middels staalkabels aan elkaar te koppelen waardoor gelijktijdig heffen mogelijk is. In de rusttoestand zijn de buizen gelegen in de betonnen drempel en liggen de ellipsvormige buizen op hun lange as. In kerende toestand staan de lange assen loodrecht op de stromingsrichting, hetgeen betekent dat de buizen door de waterdruk worden belast op de korte as. Het heffen van de elliptische buizen zal geschieden door het inbrengen van lucht zodanig dat het eigengewicht van de elementen wordt opgeheven en deze vanzelf willen gaan opdrijven. Om ongecontroleerde bewegingen te voorkomen worden alle buizen middels staalkabels met elkaar verbonden. Zoals later bij de bepaling van het opdrijvend vermogen wel duidelijk zal worden drijven de pijpen ongecontroleerd omhoog totdat ze het wateroppervlak bereiken zodra het opdrijvend vermogen groter wordt dan het eigen gewicht. Dit kan worden voorkomen door de pijpen middels een kabel aan elkaar te verbinden. Het voordeel hiervan is tevens dat als een van de buizen niet of niet voldoende opdrijvend vermogen heeft gekregen deze door de andere buizen vanzelf wordt meegenomen. Door nu extra lucht in de andere buizen te blazen wordt een extra opdrijvende kracht opgewekt die de niet voldoende met lucht gevulde pijp mee naar boven kan nemen. Zou dit niet het geval zijn dan ontstaat er een gat in de kering. Deze niet met lucht gevulde pijp is in een later stadium niet te heffen daar deze dan tegen de naast gelegen pijp vastloopt. De benodigde lucht wordt aangevoerd via de drempелеlementen die een doorlopende tunnel vormen en in contact staan met de buitenlucht. Een volgend voordeel van de onderlinge samenhang door de kabels verkregen is dat de kering beheersbaar wordt vanaf de landhoofden. Hierop wordt nog teruggekomen in een later stadium. Het inbrengen van lucht in de buizen geschiedt op de volgende wijze. In eerste instantie zijn alle buizen gevuld met water en begint men met lucht inbrengen in de middelste buizen en zo achter elkaar naar de beide oevers toewerken. In het midden beginnen met luchttoevoer houdt verband met het feit dat de spankabels een paraboolvorm willen aannemen onder een gelijkmatig verdeelde belasting. Deze belasting vindt zijn oorsprong in het feit dat voor het loskomen uit de drempel extra lucht nodig is om eventueel vuil en andere extra gewicht veroorzakende factoren te overwinnen. Hoe groot de diameter van deze kabels moeten worden wordt verderop in het verslag uitgerekend. Nu kan dus de vaarweg gecontroleerd worden afgesloten daar de bewegingswerken op de landhoofden op iedere willekeurige hoogte kunnen worden gefixeerd. Zoals reeds eerder is vermeld is het van belang dat de benodigde sluitingstijd niet te lang is, maar ook zeker niet te kort. In deze situatie kunnen we de benodigde sluitingstijd definieëren als die tijd die benodigt is voor het inblazen van lucht om tot opdrijving te komen en die tijd die benodigt is om de vaarweg af te sluiten. De tijd die nodig is om de benodigde hoeveelheid lucht, om tot opdrijven in staat te zijn, in te brengen is afhankelijk van de pompcapaciteit. Hierop wordt nader ingegaan bij de bepaling van het opdrijvend vermogen.

Bewegingswerken op de landhoofden.

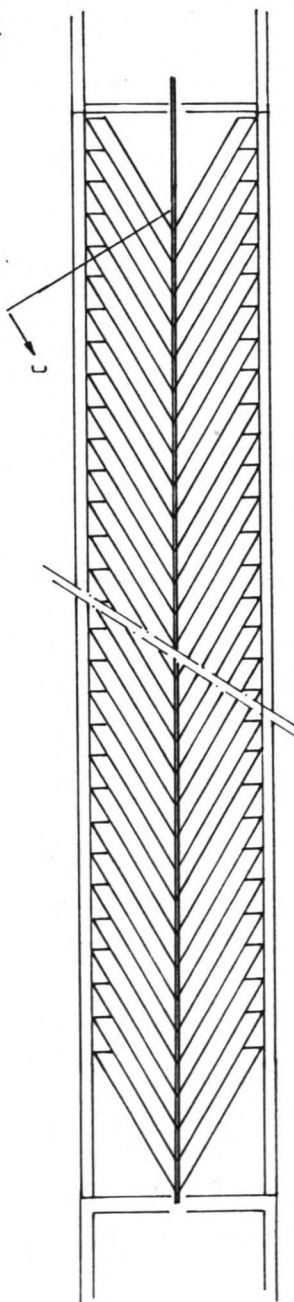
De uitvoeringsvorm van de bewegingswerken vinden hun oorsprong in het feit dat de kering gecontroleerd open en dicht moet kunnen om te hoge translatiegolven te vermijden. Dit betekent dat de beweging niet te snel mag gaan en dat hij op ieder willekeurig punt moet kunnen worden vastgehouden. Dit is met name van belang om in die situatie dat de binnenwaterstand hoger is dan de buitenwaterstand water te kunnen lozen. Daar de top van de keringselementen een cirkelbaan beschrijven tijdens de beweging moet ook het bewegingswerk dit kunnen volgen. Dit betekent dat de kabel over schijven moet lopen. Om de diameter van deze schijven te bepalen wordt gebruik gemaakt van de volgende empirische formule.

$$D_{\text{schijf}} = 25 \cdot d_{\text{kabel}} = 25 \cdot 180 = 4500 \text{ mm.}$$

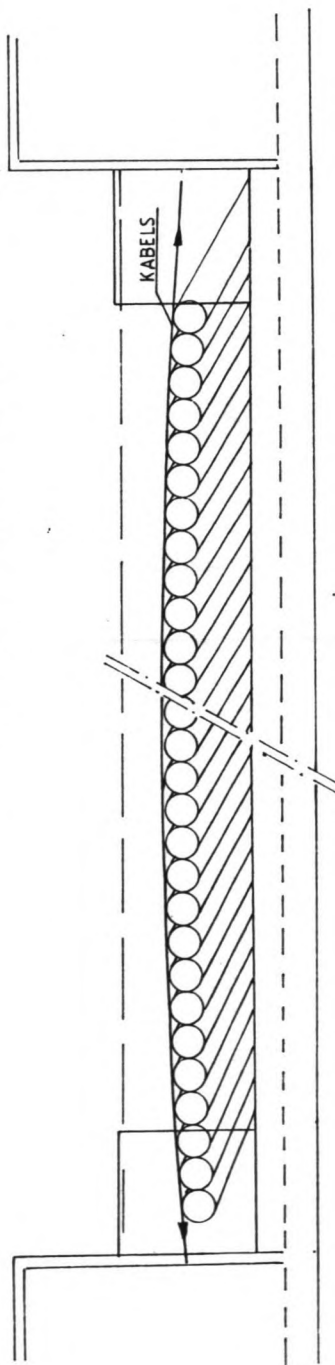
De benodigde spankracht in de kabel kan worden verkregen door te werken met contragewichten. Deze worden zodanig geplaatst dat de vijzel die de verticale beweging verzorgt deze niet hoeft te tillen. Voor uitvoering zie tekening op volgende bladzijden.



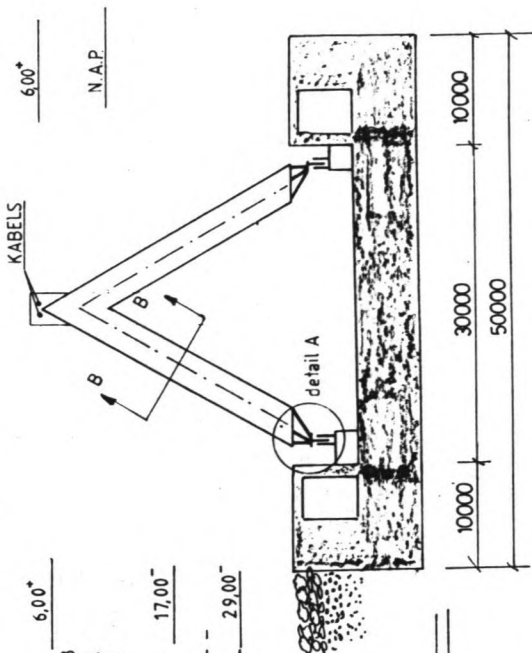
VOORAANZICHT GEHEVEN TOESTAND
schaal 1:1000



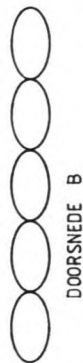
BOVENAANZICHT NEERGELATEN TOESTAND



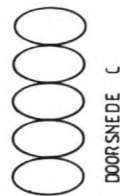
KERING HALF GEHEVEN



DOORSNEDE A-A
schaal 1:500

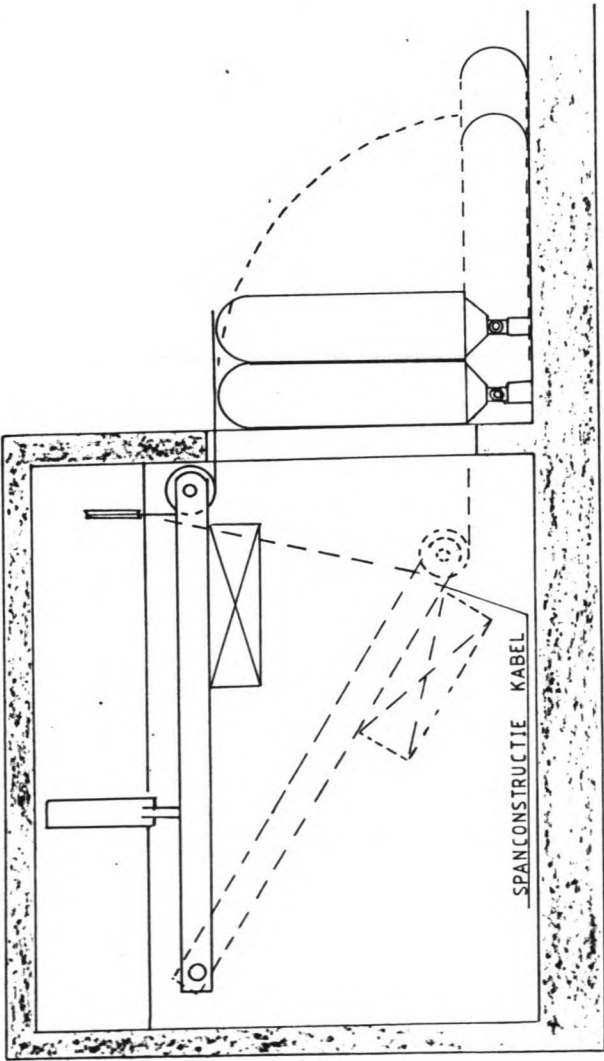
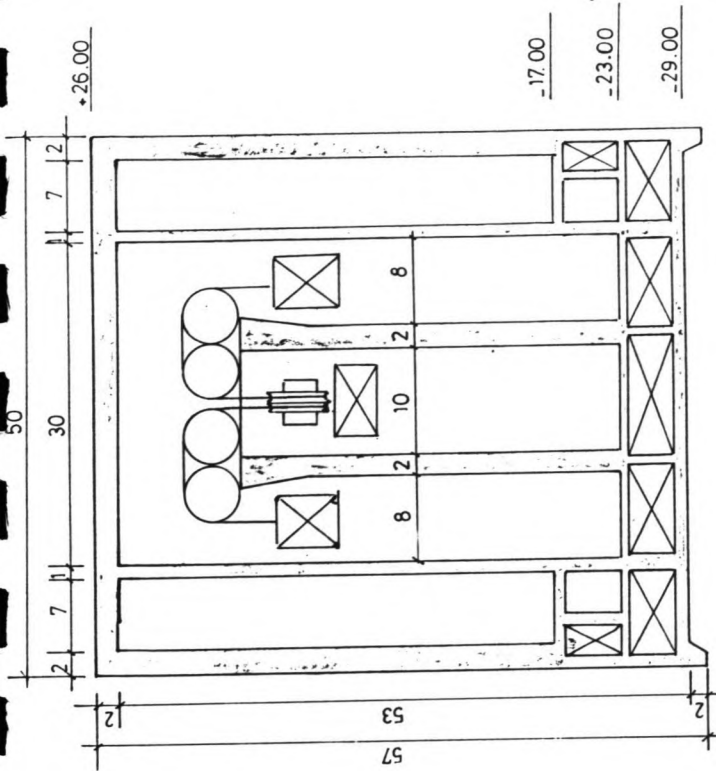


DOORSNEDE B

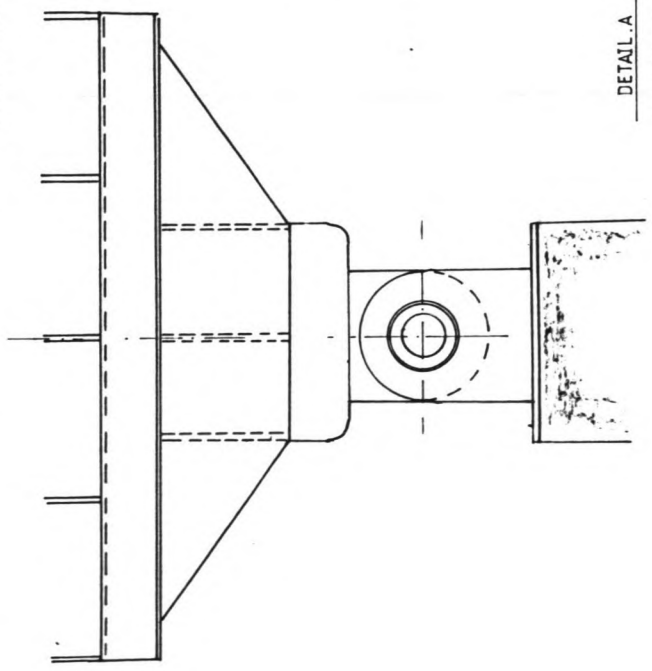


DOORSNEDE C

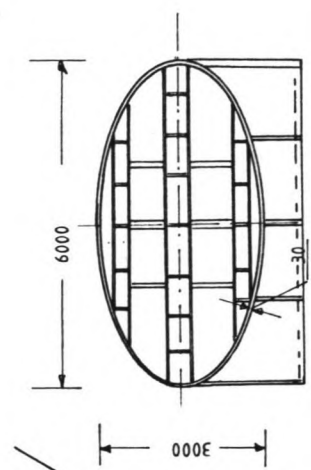
hoogtepunten in meters t.o.v. N.A.P.		overige punten in mm.	
RIJKSWATERSTAAT		TOETSINGSPLAN	
STORMVLOEDKERING NIEUWE WATERWEG			
projectleider:		"VISGRAAT" OPLOSSING	
groepleider:			
get: E RIENERS		school:	
gez:		gew.	A B C
		SW2	



BEWEGINGSWERK OP LANDHOOFDEN



DETAIL A
DRAAIPUNT



DOORSNEDE ELLIPS T.P.V.
OPLEGGING BIJ DRAAIPUNT

hoogtepunten in meters t.a.v. N.A.P.		overige maten in mm.	
RIJKSWATERSTAAT		TOETSINGSPLAN	
STORMVLOEDKERING NIEUWE WATERWEG			
projectleider:		" VISGRAAT " OPLOSSING	
groepstleider:			
get: E. RIEMERS		school: _____	
gez:	gez.	A	B
			C
			SW 2 _____

5.2 Locatie aspecten

Een van de belangrijkste aspecten van een stormvloedkering is waar deze te bouwen. Dit is afhankelijk van meerdere factoren en wel:

- 1- Belangen van scheepvaart en waterregime (m.i.v. erosie en aanzanding.
- 2- Hoe is de funderings grondslag.
- 3- Is er ruimte om haar te bouwen.
- 4- Hoe wordt de kering gebouwd.
- 5- Wat zijn de bijkomende werken.
- 6- Wat zijn de gevolgen voor de belasting door water als gevolg van opgeslingerde seiches en deininggolven vanuit zee.

ad.1. De locatie van de Stormvloedkering is zoals reeds eerder is vermeld belangrijk voor het creëren van wachtplaatsen voor de scheepvaart. Een andere en heel belangrijke overweging is de stemming van de scheepvaart tijdens de aanleg van de kering. Dit wordt verder bekeken bij punt 4. De plaats van de kering is ook van invloed op het natuurlijke verloop van aanzanding en erosie van de bodem.

Door de gemeente Rotterdam is als minimale doorvaartopening 360 meter geeist. Deze eis is gebaseerd op het feit dat de breedte van de vaarweg tussen de kribben op -2.00 m N.A.P. 360 meter is, en dat de profielvernauwing niet meer dan 10% stroomsnelheidsverhoging tot gevolg mag hebben in verband met de hinder voor de scheepvaart. Deze kribben liggen bij hoge waterstanden onder water waardoor de breedte van de waterweg beschikbaar voor waterafvoer groter is. Dit houdt in dat bij een breedte van 360 meter voor de kering de stroomsnelheid ter plaatse iets zal toenemen waardoor ook de hinder voor de scheepvaart toe zal nemen. Bij een vernauwing van het doorstroomprofiel treedt er opstuwning van het water op, waardoor er bovenstrooms stroomvertraging optreedt en daardoor extra aanslibbing wat een bodemverhoging tot gevolg heeft en daardoor weer een waterstandsverhoging hetgeen we juist wilden tegengaan. Wordt de kering gesitueerd in de bocht bij Maassluis wordt een rechte trek van de rivier geadviseerd. De sedimentatie is hier groot, met name in de binnenbocht. Bij een rechte trek van de bocht zal de sedimentatie over een groter oppervlak worden uitgespreid. Bij locatie keuze in de rechtstand zal geen noemenswaardige verschuiving plaatsvinden.

ad.2. Hoe is de funderings grondslag in de omgeving van de locatie van de kering. Het geotechnisch profiel (zie bijlage 1) van de Nieuwe Waterweg is gesitueerd aan de noord oever tussen Hoek van Holland en Maassluis. In het gebied ligt op de Pleistocene Formatie van Kreftenheye de Holocene Westland formatie. Die Formatie van Kreftenheye bestaat, in dit gebied, uit grove goed gepakte grindrijke zanden. Plaatselijk ligt er aan de top een leemlaag. De top van deze Pleistocene formatie ligt op circa -20 m N.A.P. Op sommige plaatsen zijn Holocene geulen aanwezig en ligt de top op circa -30 m N.A.P. De Westland formatie bestaat uit afzettingen van Duinkerke. Deze afzettingen zijn door de zee afgezet en bestaan uit zand, kleiig zand en klei. Het zand van deze formatie is los gepakt. De

drempelhoogte van de stormvloedkering moet liggen op -17 m N.A.P. Deze maat voor de hoogte van de drempel is een eis van de gemeente Rotterdam. De huidige diepte van de vaargeul ligt op -15 m N.A.P., maar voor de toekomst verwacht Rotterdam grotere en diepere schepen te kunnen toelaten en heeft daarom als eis -17 m N.A.P. gesteld. Daar er grote horizontale krachten op de drempel komen vanwege het grote verval moet, om te allen tijde evenwicht te maken, de drempel zwaar worden. Dit houdt in, zoals later zal blijken, dat de drempel een hoogte krijgt van ongeveer 12 meter. De onderkant van de drempel zal dus liggen op ongeveer -29 m N.A.P. Dit wil zeggen dat de bodem van de drempel op het Pleistoceen komt te liggen welke een goede pakking heeft en daardoor een grote draagkracht kan ontwikkelen. De lokatie van de stormvloedkering is dus niet beperkt door een eventuele slechte grondslag.

ad.3. Ruimte om de kering te kunnen bouwen. (zie bijlage 2). De breedte van de Nieuwe Waterweg is tussen Hoek van Holland en Maassluis ongeveer 600 meter. Aan de noord oever van de Nieuwe Waterweg is ongeveer 120 meter vanaf de N.A.P. lijn een dubbele spoorbaan gelegen welke de verbinding vormt tussen Hoek van Holland en Rotterdam. Omleggen van een spoorlijn is een uiterst kostbare aangelegenheid. Verhogen van de spoorbaan is ook een mogelijkheid maar is afhankelijk van de hoogte die nodig is om over het keringselement te komen. Daar de op- en afritten niet steil mogen zijn is voor het bereiken van de hoogte een grote lengte benodigd waardoor de lokatiemogelijkheden voor die keringen, welke een groot dok behoeven, zeer beperkt zijn. Aan de zuid oever van de Waterweg is het Calandkanaal gelegen. De beschikbare ruimte is hierdoor beperkt tot ca. 850 meter. Alleen bij gebruikmaking van een bochtafsnijding is het mogelijk een grotere breedte te creëren. Tevens is het zo dat in de bochtafsnijding het werk zodanig te faseren is dat de hinder voor de scheepvaart tot een minimum beperkt blijft.

De kering kan niet op iedere plaats in de Nieuwe Waterweg gebouwd worden i.v.m. het feit dat er twee plaatsen zijn waar kabels onder de waterweg doorlopen en wel ter hoogte van km.1027 en ter hoogte van het Oranjekanaal (km.1025,6). Tevens is het zo dat ter hoogte van km.1026,5 drie oude scheepswrakken in de bodem liggen. Deze wrakken hebben geen historische waarde waardoor verwijderen hiervan geen problemen met zich mee zal brengen.

Dit betekent dat de kering geplaatst zou kunnen worden op de volgende trajecten.

1. km. 1027,1 - km. 1028
2. km. 1025,8 - km. 1026,9
3. km. 1022 - km. 1025,5

ad.4. Hoe wordt de kering gebouwd.

Hierin kan men onderscheid maken tussen een bouwwijze die in den natte of in den droge plaatsvindt. In den droge wil zeggen dat er een bouwput gemaakt moet worden die dan vervolgens droog wordt gezet

door het uitpompen van het water. In de bouwput wordt dan de kering gemaakt. In onze situatie is het zo dat de te maken damwand of keermuur, die de bouwput begrensd, een zeer grote belasting krijgt door de benodigde diepte. Deze belasting bestaat uit het grond- en waterdrukken. Ook is het zo dat er een bemaling aangebracht moet worden om de bouwput droog te houden.

Zoals reeds eerder is vermeld bestaat de ondergrond uit Pleistoceen zand met grind welke gemakkelijk water doorlaat. Dit houdt weer in dat de omgeving grote hinder zal ondervinden bij toepassing van een bemaling. De benodigde pompcapaciteit zal ook erg groot moeten zijn. Theoretisch gesproken is het mogelijk om in den droge te bouwen. Deze manier van bouwen is hier alleen mogelijk in de bocht bij Maassluis. Dit houdt tevens in dat er dan een bochtafsnijding zal plaatsvinden wat als bijkomend voordeel heeft dat het het algemene overzicht vergroot. Bouwen in den natte is ook een methode. De drempel elementen kunnen dan elders worden vervaardigd en drijvend worden aangevoerd, om daarna ter plaatse afgezonken te worden. De benodigde landhoofden kunnen bijv. pneumatisch worden afgezonken. (hierop wordt nog terug gekomen bij de bespreking van de uitvoeringswijze).

ad.5. Bijkomende werken om de kering te kunnen maken.

Om de drempel te kunnen plaatsen is het noodzakelijk dat er een cunet gegraven wordt tot op een diepte van ca. -30 m N.A.P. Deze sleuf zal tijdens de bouw schoon gehouden moeten worden daar hij in deze situatie fungeert als slibvang. Daar de hellingen onder water niet groot kunnen worden zonder stabiliteits verlies zal er dus veel weggebaggerd moeten worden. De latere aanvulling zal dan met grover materiaal plaatsvinden wat dan moet dienen als bodembescherming.

ad.6. De belasting op de kering is mede afhankelijk van de locatie keuze. Naarmate we verder landinwaarts gaan wordt de invloed van de deining van zee kleiner, maar de invloed van de windgolven groter door de grotere strijklengte. Het opslingeren van seiches in het afgeloten bekken is hier ook van afhankelijk. Dit is te reduceren door de kering als overlaat te laten werken. Al met al zijn de invloeden zo klein dat gesteld kan worden dat de locatie keuze hier niet van invloed is.

5.2.2. Aanvullende werkzaamheden.

Zoals in de inleiding reeds is vermeld, is de bedoeling van een stormvloedkering in de Nieuwe Waterweg een waterstandsverlaging te bewerkstelligen op de benedenrivieren. De waterstand wordt dan in hoofdzaak bepaald door de boven afvoer van deze rivieren en het stuweffect van de kering op de waterstand. Dit wil zeggen dat er onderzoek verricht zal moeten worden naar de duur dat de kering gesloten blijft en het voorkomen van hoge boven afvoer. Deze situatie is maatgevend voor de stijging van de rivierwaterstand en hierop moeten dus de dijkhoogten worden aangepast. Aan de zeezijde van de kering moet rekening worden gehouden met een waterstands

verhoging. De stormvloedstand (astronomisch getij en windopzet) worden hoger als gevolg van de aanwezigheid van een kering. Seiches worden in het afgesloten bekken opgeslingerd. Tevens ontstaan er translatie golven. Deze translatie golven zijn waarschijnlijk te verwaarlozen daar de bijdrage klein is op het maximaal te keren verval. Deze waterstandsverhogende effecten zijn maatgevend voor de hoogte van de waterkering. Ook is het zo dat er een goed waarschuwings systeem gebouwd moet worden om de scheepvaart tijdig te waarschuwen bij een naderende sluiting of opening van de stormvloedkering. Als de kering voor langere tijd gesloten is moeten er voldoende wachtplaatsen gecreeerd worden om de wachtende schepen te kunnen bergen. Afhankelijk van het soort constructie waarvan de stormvloedkering wordt gemaakt moet er een aanvaarconstructie worden gebouwd. Afhankelijk van de locatie van de kering kan de bouw plaats vinden in de natte of gedeeltelijk in de droge. Bij de bouw in de droge wordt buiten de bestaande rivier gebouwd. Dit is mogelijk in de bocht bij Maassluis. Dit houdt in dat er dan een bochtafsnijding plaats vindt. Er zal gekeken moeten worden naar de veranderingen in het sedimentatie patroon. Hierop zal in het deelontwerp geprobeerd worden een antwoord te geven.

5.3 Belastingen op het keringsmiddel.

5.3.1 Algemeen.

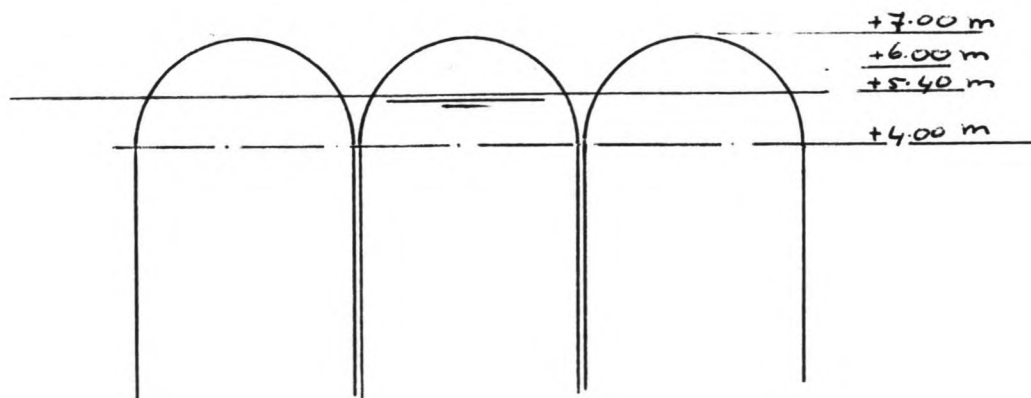
Voordat aan de bepaling van de door het water uitgeoefende krachten op de constructie kan worden overgegaan, moet eerst een aanname gedaan worden omtrend de waterafdichting van de kering. Dit is van groot belang voor de optredende belasting op de keringselementen. Aan de pijpen worden neuzen gemonteerd die de waterafdichting moeten verzorgen. (zie hiervoor fig 5. blz.).

Hierdoor kan aangenomen worden dat de belasting reikt tot de bovenzijde van de drempel. Dit draagt er toe bij dat de kering niet onnodig zwaar behoeft te worden uitgevoerd. Om nu de belasting te kunnen bepalen moet voorts bekend zijn wat de kerende hoogte van de elementen is.

De volgende gegevens zijn bekend. (zie randvoorwaarden)

Bovenkant drempel	- 17,00 m N.A.P.
Max. buitenwaterstand	+ 5,40 m N.A.P.

Zouden we golfoverslag en lekkage willen voorkomen moeten we rekening houden met golfoploop tegen de elementen. In de randvoorwaarden is echter reeds gesteld dat lekkage en golfoverslag mag plaats vinden mits dit niet de vereiste waterstandsverlaging in gevaar brengt. In de randvoorwaarden is deze lekopening op 1000 m² gesteld. Door er nu voor te zorgen dat de korte windgolven niet op de kering kunnen breken, door ze er gedeeltelijk overheen te laten lopen, kunnen golfklappen worden voorkomen en de terugkaatsing gereduceerd. Dit houdt dan tevens weer in dat de dijken aan de zeezijde niet behoeven te worden berekend op waterstandsverhoging door staande golven. In de navolgende figuur is de vorm van het keringselement in vooraanzicht getekend.



figuur 5.2.

Uit de tekening blijkt dat de lekopening niet noemenswaardig toeneemt van +4,00 m N.A.P. tot +5,40 m N.A.P. derhalve kan gesteld worden dat de kerende hoogte, voor de berekening van de hydrostatische- en golfbelasting, gelijk is aan +6,00 m N.A.P.

5.4 Algemene belasting vormen.

De waterkering wordt belast door verschillende soorten belastingen. Hier is onderscheid te maken tussen de belastingen die optreden in de gebruikstoestand als mede in de bouwfase. Tevens is het zo dat de belastingen verschillend zijn in de situatie dat de kering gesloten is en dat de kering bezig is te openen dan wel te sluiten. Om enig inzicht te verkrijgen welke belastingen er werken wordt het volgende verschil gemaakt:

- I Belastingen in gesloten stand.
 - a. hydrostatische belasting (door waterstandsverschil).
 - b. golfbelasting.
 - c. golfklappen.
- II Belasting tijdens openen of sluiten van de kering.
- III Windbelasting.
- IV Belastingen door grondlichamen.

Ia Belasting door verval.

Hier is onderscheid te maken in een positief verval, dan wel een negatief verval. Positief verval houdt in dat de buiten waterstand hoger is dan de binnen waterstand, terwijl negatief verval inhoudt dat de binnen waterstand hoger is dan de buiten waterstand. De belasting door verval is afhankelijk van het waterstandsverschil wat beïnvloed kan worden door de sluitingsstrategie. Aannemende dat er een stormverwachting is waardoor de kering gesloten moet worden, overschreiding van alarmpeil +3.00 m N.A.P. De waterstandsverschillen zullen anders zijn als men op de laagwaterkentering sluit, dan als men bij een hogere waterstand sluit. Het tijdstip van sluiten zal mede afhangen van het feit of er een grote dan wel een kleine bovenafvoer aanwezig is. Dit houdt in dat bij een hoge afvoer men eerder zou willen sluiten om een zo groot mogelijke bergingscapaciteit te bewerkstelligen. Bij een kleine bovenafvoer zou men op een hogere waterstand willen sluiten om het optredende verval te reduceren. Tevens is het zo dat het verval beïnvloed wordt door de seiches die op zee (tijdens storm) voorkomen en in het afgesloten bekken kunnen opslingeren. Uit proefonderzoek is gebleken dat de opslingerfactoren liggen tussen 4 a 6. Bij een volledig reflecterende kering komen onafhankelijk van de locatie meerdere frequenties en opslingerfactoren voor die kunnen oplopen tot een factor 10. Al deze zaken in aanmerking genomen kan het volgende worden geconcludeerd.

Verval bij sluiten op kentering en op +2 m N.A.P.
statisch (inclusief translatie golf en seiches).

positief verval
kerende hoogte +6.00 m N.A.P. $h_z - h_r = 4.6 \text{ m.}$



negatief verval
 $h_r - h_z = 1,5 \text{ m}$

waterstanden (inclusief translatie golf en seiches)

tijdens maximaal positief verval
 $h_{\text{zeezijde}} \quad 5,4 \text{ m}$
 $h_{\text{rivierzijde}} \quad +0,8 \text{ m}$

tijdens maximaal negatief verval
 $h_{\text{zeezijde}} \quad -0,7 \text{ m}$
 $h_{\text{rivierzijde}} \quad +0,8 \text{ m}$

translatie golven tijdens maximaal verval

rivierzijde	$H_{tr} = 0,1 \text{ m}$	$T_{tr} = 40 \text{ min}$
zeezijde	$H_{tr} = 0,1 \text{ m}$	$T_{tr} = 40 \text{ min}$
seiches	$H_{sei} = 1,2 \text{ m}$	$T_{sei} = 35 \text{ min}$

1b. Golfbelasting.

Voor het vaststellen van de golfbelasting wordt als volgt te werk gegaan. De oppervlakte uitwijking η wordt bepaald door de sommatie van de inkomende en gereflecteerde golf voor de constructie. De zogenaamde reflectiecoëfficiënt wordt gedefinieerd als de verhouding tussen de gereflecteerde golfhoogte en de inkomende golfhoogte. r is een functie van de golfsteilheid, de hellingshoek α , die het afsluitmiddel maakt met de horizontaal en van het type materiaal waar de golf tegenaan komt (ruw of glad). Aangenomen wordt dat de kering vertikaal staat en als een gladde wand functioneert. Voor de inkomende golf betekent dit volledige reflectie dus $r=1$ als geen overslag plaats vindt. Golfoverslag zal niet plaats vinden indien de kering hoger is dan de invloed van H_W + de invloed van de golven tezamen. Dit zal uit economische gronden niet gedaan worden. Tevens is het zo dat uit de randvoorwaarden blijkt dat golfoverslag is toegestaan. In dit geval staat de kering ook niet verticaal maar onder een hoek van 60° waardoor extra reductie optreedt. In de rest van het verhaal zal een terugkaatsingscoëfficiënt van 0,6 worden aangehouden. In een modelonderzoek zou onderzocht moeten worden wat de uiteindelijke reflectiecoëfficiënt wordt.

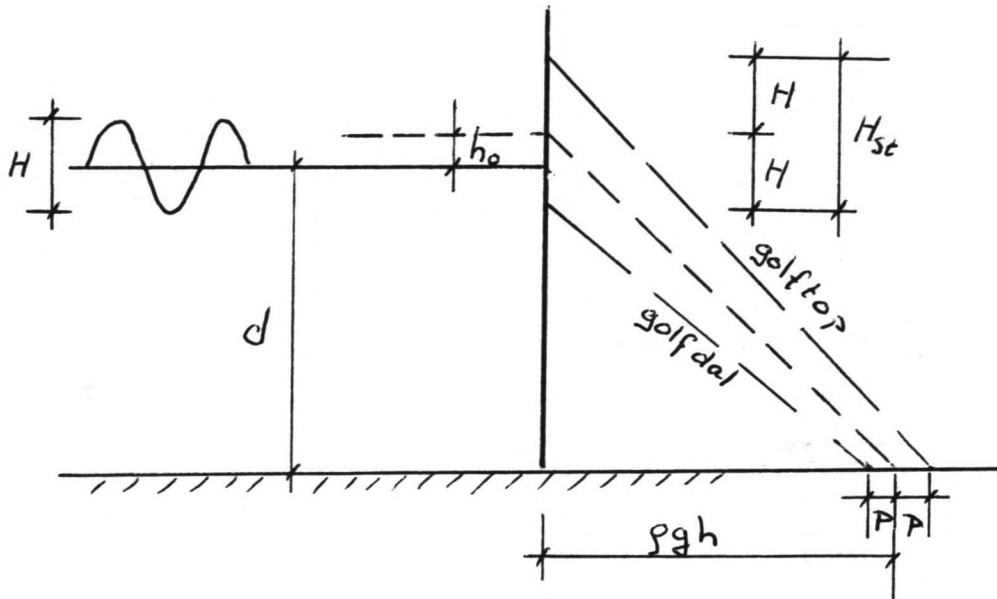
$H_{st} = (1+r) \cdot H_{ink} = 1,6 \cdot H_{ink}$. Voor de berekening van de belasting wordt uitgegaan van het principe van Sainflou. Sainflou heeft uitgaande van een trochoïde vorm, een berekening gegeven voor de druk opbouw door golven. Bij een trochoïde vorm ligt de middenstand (halve afstand golftop - golfdal) hoger dan de stilwaterniveau. Het werkelijke kromlijnige verloop van de drukken tegen een wand wordt geschematiseerd door rechte lijnen. De verhoging van de middenstand H_o wordt gegeven door:

$$H_o = (\pi \cdot H_{st}^2 \cdot \coth(2 \cdot \pi \cdot d/L)) / 4 \cdot L$$

De drukvariatie aan de bodem bedraagt:

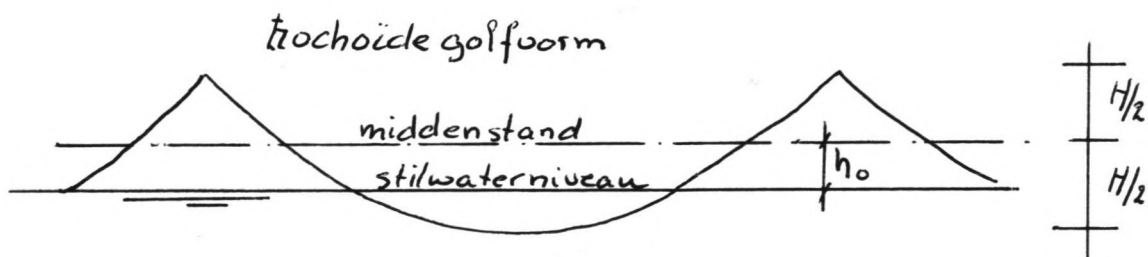
$$P = \rho * g * H_{st} / 2 * \cosh(2 * \pi * d / L).$$

definitie figuur principe van Sainflou.



figuur 5.3

definitie figuur golfvorm.



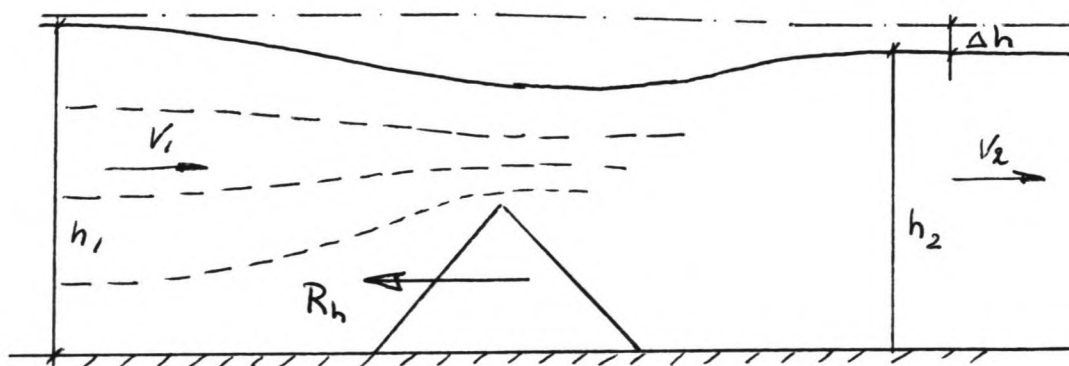
figuur 5.4.

1.c. Golfklappen.

Golfklappen zijn zeer kort durende drukstoten, die door korte golven op een constructie worden uitgeoefend. Zowel brekende als niet brekende golven kunnen golfklappen veroorzaken. Over golfklappen is theoretisch weinig bekend en om een uitspraak hierover te kunnen doen moeten modelproeven gedaan worden. Wel zijn een aantal constructieve maatregelen te noemen die golfklappen vermijden dan wel kunnen reduceren.

- zorg er voor dat geen golven op de constructie breken.
- als golfoverslag optreedt zorg er dan voor dat er geen horizontale vlakken op de constructie staan die door overstortende golven kunnen worden geraakt.
- draag er zorg voor dat de kering niet dusdanig hoog is dat alle golven (ook de ontwerp golf) worden tegen gehouden. Voor de hoogte van de kering moet daarom gekozen worden voor een hoogte die de gemiddelde golf blokkeert en daarboven golfoverslag toelaat. De grootste golfklappen treden op op het moment dat de kering net gesloten is en dus geen overslag plaatsvindt. Golfklappen zijn van belang voor het dimensioneren van de vasthoud elementen en niet voor de kering in zijn geheel. Dit omdat golfklappen een zeer plaatselijk karakter hebben van optreden.

De kering in een gedeeltelijk gesloten toestand geeft het volgende stromingsbeeld.



figuur 5.5.

Op deze situatie is de impulsvgl. van toepassing.

$$F dt = d(mv)$$

$$1/2 * \rho g (h_1^2 - h_2^2) - \rho (h_2 v_2^2 - h_1 v_1^2) = R_h$$

wegens continuïteit geldt:

$$q = v_1 h_1 = v_2 h_2$$

$$R_h = 1/2 * \rho * g * (h_1 * h_1 - h_2 * h_2) - \rho * q^2 * (1/h_2 - 1/h_1)$$

Wanneer is deze uitdrukking maximaal?

Dit is zo als de uitdrukking tussen haakjes rechts gelijk aan nul is, immers de stromingsdruk is afhankelijk van q, dus:

$$d R_h / d q = 2 * \rho * q * (1/h_2 - 1/h_1) = 0$$

- dit geldt als:
1. $h_1 = h_2$ dan is er of geen debiet of de kering ligt in de drempel.
 2. $q = 0$ de kering is gesloten.

De belasting is maatgevend als de kering gesloten is. De belasting die ontstaat tijdens het sluiten of het openen word direkt via de scharnieren naar de ondergrond afgedragen. Eventuele liftkrachten die de kering in verticale zin belasten en hun oorsprong vinden in de overlaat werking van de kering zullen relatief klein blijven. De stromingsbelasting zou wel ongewenste trillingen kunnen veroorzaken. Om hier een uitspraak over te kunnen doen zullen modelproeven gedaan moeten worden in een stroomgoot.

Windbelasting.

Windbelasting ontstaat door de stuwende en zuigende werking op de constructies door lucht. Deze stuwdruk kan berekend worden met de formule:

$$q = 0,5 * \rho * v^2$$

v = maximale windsnelheid.

De hoogte van het keringsmiddel is in deze situatie +6,00 m N.A.P. Bij maximaal varval loopt er water over de kering en is de windbelasting gelijk aan nul. De belasting van wind is ook een orde lager dan de belasting door water en er wordt daarom ook niet met windbelasting rekening gehouden.

Grondbelasting.

Voor de grondbelasting op de kering wordt rekening gehouden met een neutrale gronddruk. Er wordt uitgegaan van een kering die niet of nauwelijks mag verplaatsen waardoor zich geen actief of passief glijvlak kan ontwikkelen.

Zoals later duidelijk zal worden, worden de landhoofden pneumatisch afgezonken en wordt er een grondaanvulling gedaan totdat de aansluitende waterkering de vereiste hoogte heeft bereikt. Hierdoor zal de gronddruk meer actief dan neutraal zijn. Door grondzettingen kan deze gronddruk echter toenemen en meer naar neutraal gaan neigen. Hier wordt daarom met een neutrale gronddruk gerekend.

5.5 BEREKENEN VAN DE BELASTINGEN.

5.5.1 Belasting op de kering.

De belasting op het afsluitmiddel is samengesteld uit meerdere componenten en wel:

1. hydrostatische druk.
2. golfbelasting door korte golven.
3. golfklappen.

Voor de hydrostatische belasting worden de volgende waterstanden aangehouden.

hoogwaterzijde $h_{z\text{ee}} = +5.40$ m N.A.P.

laagwaterzijde $h_{r\text{iv}} = +0.80$ m N.A.P.

Voor de golfbelasting worden de volgende gegevens gebruikt.

deining van zee $H_{\text{sig}} = 0.3$ m $T_{\text{sig}} = 8$ sec.

windgolven lokaal $H_{\text{sig}} = 1.6$ m $T_{\text{sig}} = 3.5$ sec.

Met deze gegevens is het mogelijk om met de bekende theorie voor de belasting door korte golven (zie college diktaat B76N) de belastingen op de kering uit te rekenen.

Als eerste wordt nu de golflengte op diep water berekend.

$$L_0 = g \cdot T^2 / 2\pi = 100 \text{ m.}$$

Met behulp van de tabellen is het nu mogelijk de golflengte te bepalen in het ondiepe water voor de kering. De waterdiepte h ter plaatse van de kering in de stormsituatie bedraagt: $h = 23,4$ m.

$$h/L_0 = 23,4/100 = 0.234.$$

$$h/L = 0.2592 \quad L = 92.6 \text{ m (golflengte voor de kering)}$$

Om nu de belasting door deze korte golven te kunnen bepalen is het noodzakelijk om te weten hoe hoog de golven tegen het keringsmiddel oplopen. Deze golfoploop η wordt hierna berekend met de gegevens die hier van toepassing zijn.

Golfdrukken op de kering bij een reflectiecoëfficiënt van 0.6 op de kering.

1. als gevolg van deining.

$$a = 0.5 \cdot H_s = 0.5 \cdot (1 + 0.6) \cdot 0.3 = 0.24 \text{ m}$$

$$kh = 1.629$$

$$k = 0.0679$$

$$\coth = 1.08$$

$$(\sinh kh)^2 = 6.0025$$

$$(\cosh kh)^2 = 7.0067$$

$$\eta_{\text{max}} = a(1 + 0.5 \cdot k \cdot a \cdot \coth((1 + 3/4 \cdot (\sinh kh)^2) - (1/4 \cdot (\cosh kh)^2))) \\ = 0.24 \text{ m.}$$

De belasting aan de bodem wordt gegeven door:

$$P_0 = \int g \cdot H_s t / 2 \cdot (\cosh kh) = 0.02 \text{ kN/m}^2$$

2. als gevolg van windgolven.

$$a = 0.5 * H_s = 0.5 * (1 + 0.8) * 1.6 = 1.28 \text{ m.}$$

$$k = \omega^2 / g = 0.322$$

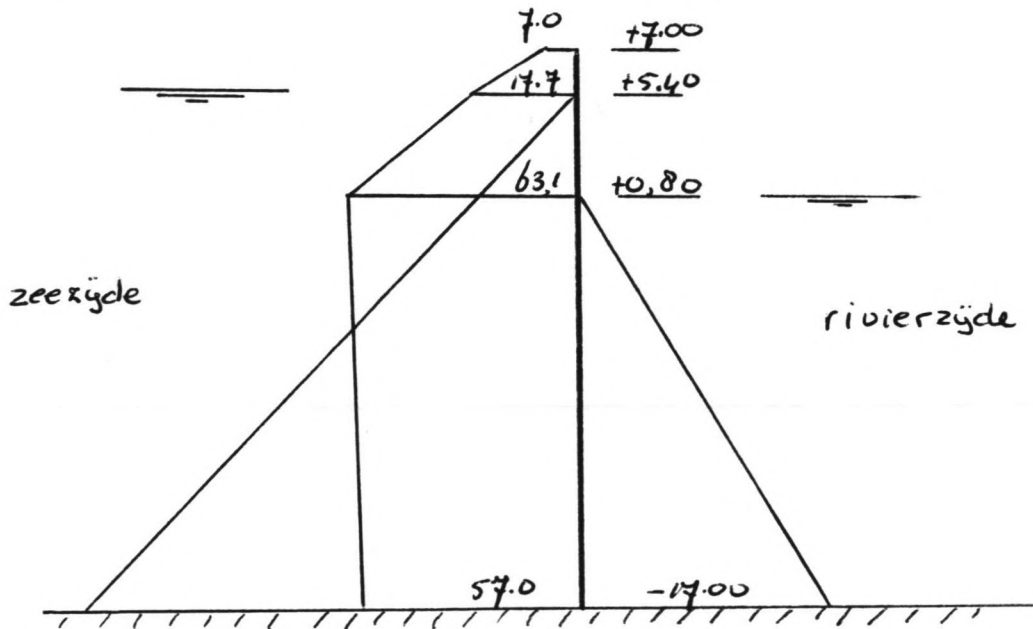
$$kh = 7.54$$

$$\eta_{\max} = 1.28(1 + 0.5 * 0.322 * 1) = 1.49 \text{ m.}$$

De belasting aan de bodem wordt gegeven door:

$$P_o = \rho * g * H_{st} / 2 * (\cosh kh) = 1.00 \text{ kN/m}^2$$

Om een idee te krijgen hoe groot de krachten op het keringsmiddel worden, wordt aangenomen dat de drukfiguren als gevolg van deining en windgolven kunnen worden opgeteld. Als maatgevende belasting ontstaat dan de volgende drukfiguur.



figuur 5.6.

$$P_b = \rho * g * h = 10 * 23.4 = 234 \text{ kN/m}^2.$$

$$P_{b \text{ tot}} = 234 + 0.02 + 1.0 = 235 \text{ kN/m}^2.$$

$$P_{+5.40} = 0 + 2.7 + 14.4 = 17.7 \text{ kN/m}^2.$$

$$P_{+0.80} = 10.0 \text{ kN/m}^2.$$

$$P_{b \text{ rivier}} = 10 * 17.8 = 178 \text{ kN/m}^2.$$

5.6 UITVOERINGSVORM VAN DE DAKSTUW.

Voor de berekening van de constructie wordt uitgegaan van een gemiddelde q belasting van 60 kN/m^2 . Dit om het rekenwerk te vergemakkelijken zonder afbreuk te doen aan het principe van de oplossing.

Voor de berekening worden twee verschillende oplossingen bekeken.

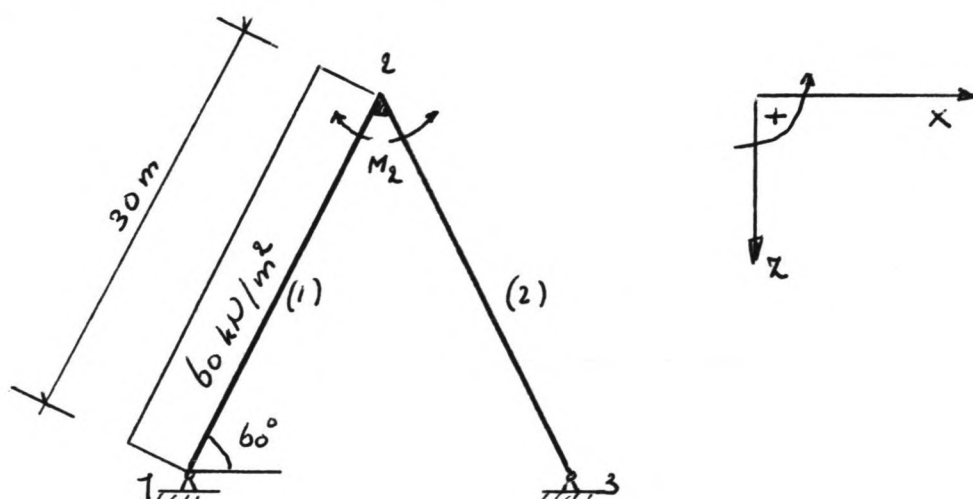
De eerste mogelijkheid is om de dakstuw te construeren in de vorm van een omgekeerde V, waarvan de tophoek vormvast is en de benen zijn opgelegd op scharnieren. De andere mogelijkheid is dat de tophoek wordt uitgevoerd als een scharnier. Nu ontstaat er een driescharnierspant.

De optredende momenten en reactiekrachten kunnen dan berekend worden.

Aangenomen wordt dat de scharnieren zich bevinden op $-20,00 \text{ m N.A.P.}$

Aangenomen wordt dat de waterstand binnen de driehoek gelijk is aan de rivierwaterstand. Daar alleen aan de zeezijde neuzen aan de pijpen worden gemonteerd is de lekopening aan de zeezijde kleiner dan aan de rivierzijde en is dus de uitstroomweerstand kleiner. Hierdoor mag aangenomen worden dat de waterstand in de driehoek gelijk is aan de waterstand op de rivier.

5.6.1 1. Dakstuw met vormvaste tophoek.



figuur 5.7.

$$\begin{aligned}\phi_{11} &= + M_2 \cdot l / 6EI - q \cdot l^3 / 24EI \\ \phi_{21} &= - M_2 \cdot l / 3EI + q \cdot l^3 / 24EI \\ \phi_{22} &= + M_2 \cdot l / 3EI \\ \phi_{32} &= - M_2 \cdot l / 6EI\end{aligned}$$

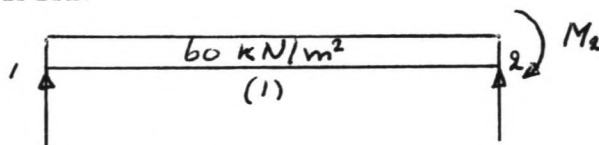
$$\begin{aligned}\phi_{21} &= \phi_{22} \\ + M_2 \cdot l / 3EI &= - M_2 \cdot l / 3EI + q \cdot l^3 / 24EI\end{aligned}$$

$$M_2 = q \cdot l^2 / 16 = 60 \cdot 30^2 = 3375.00 \text{ kNm/m.}$$

Maximale veldmoment is:

$$M_v = q \cdot l^2 / 8 - q \cdot l^2 / 32 = 5062.50 \text{ kNm/m.}$$

De reactie krachten worden:
staaf (1).



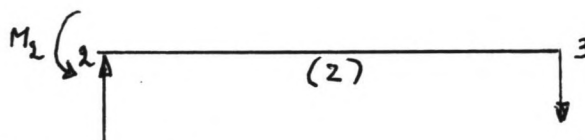
$$\sum M_1 = 0. \quad - q \cdot l^2 / 2 + R_2 \cdot l - q \cdot l^2 / 16 = 0$$

$$R_2 = 9 \cdot q \cdot l / 16 = 9 \cdot 60 \cdot 30 / 16 = 1012.50 \text{ kN/m.}$$

$$\sum V = 0. \quad - 9 \cdot q \cdot l / 16 + q \cdot l - R_1 = 0$$

$$R_1 = 7 \cdot q \cdot l / 16 = 7 \cdot 60 \cdot 30 / 16 = 787.50 \text{ kN/m.}$$

staaf (2).



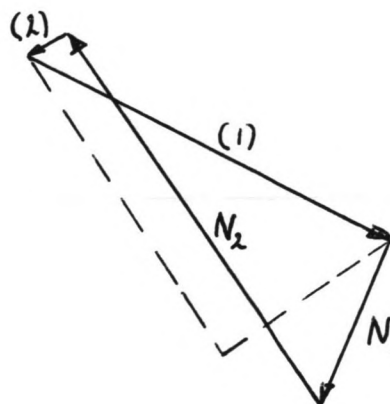
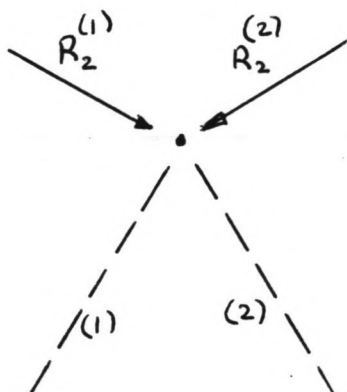
$$\sum M_2 = 0. \quad M_2 - R_3 \cdot l = 0$$

$$R_3 = q \cdot l / 16 = 60 \cdot 30 / 16 = 112.50 \text{ kN/m.}$$

$$\sum V = 0. \quad - R_2 + R_3 = 0$$

$$R_2 = q \cdot l / 16 = 60 \cdot 30 / 16 = 112.50 \text{ kN/m.}$$

Evenwicht van knoop 2



$$N_1 = (0.5 \cdot 1012.50 - 112.50) / 0.5 \cdot \sqrt{3} = 454.66 \text{ kN/m.}$$

$$N_2 = 0.5 \cdot 1012.50 \cdot \sqrt{3} + 0.5 \cdot 454.66 = 1104.18 \text{ kN/m.}$$

Oplegreacties.

oplegging 1.

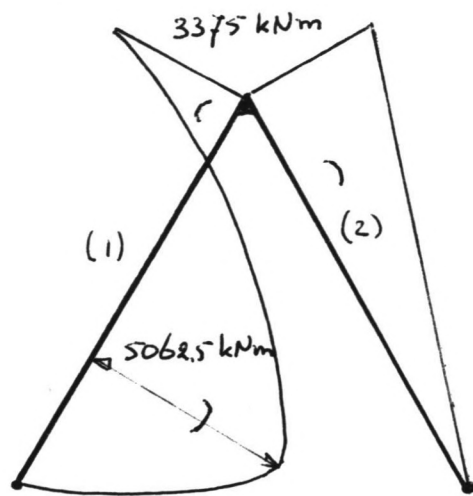
$$R_h = + 0.5 \cdot 454.66 - 0.5 \cdot 787.50 \cdot \sqrt{3} = -909.32 \text{ kN/m.}$$

$$R_v = + 0.5 \cdot 454.66 \cdot \sqrt{3} - 0.5 \cdot 787.50 = 0$$

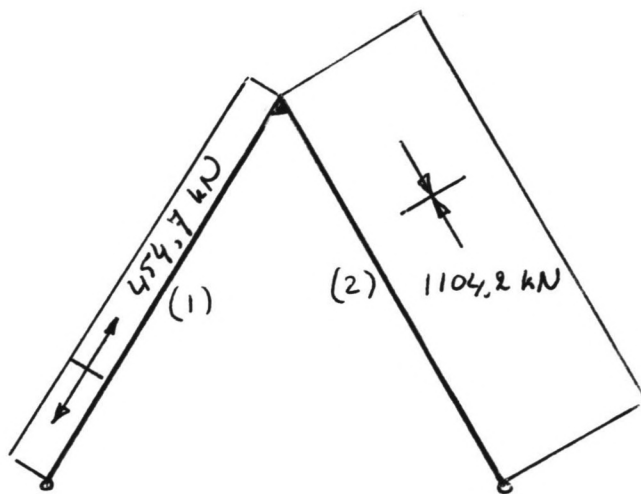
oplegging 2.

$$R_h = - 0.5 \cdot 1104.18 - 0.5 \cdot 112.50 \cdot \sqrt{3} = -649.52 \text{ kN/m.}$$

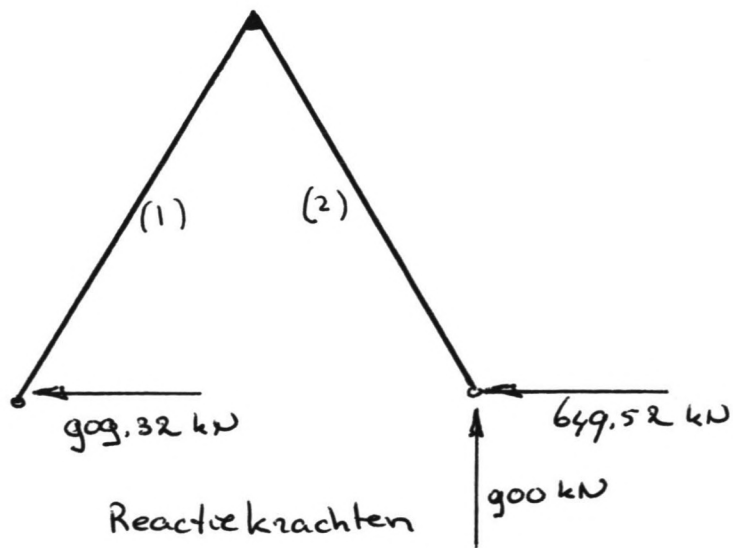
$$R_v = - 0.5 \cdot 1104.18 \cdot \sqrt{3} + 0.5 \cdot 112.50 = -900.00 \text{ kN/m.}$$



Momentenlijnen

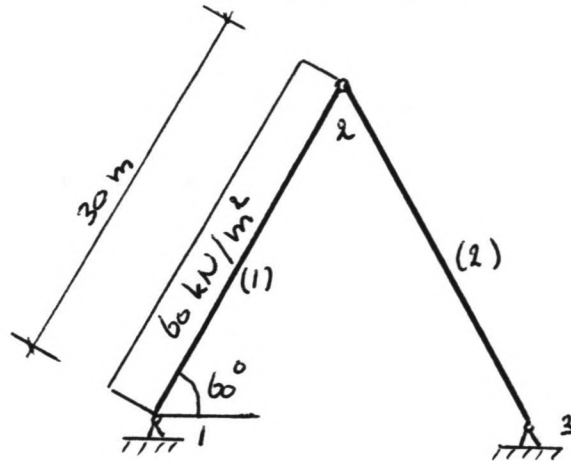


Normaalkrachten



Reactiekrachten

5.6.2 2. Dakstuw met scharnierende tophoek.



figuur 5.8.

Veldmoment.

$$M_v = q \cdot l^2 / 8 = 60 \cdot 30^2 / 8 = 6750.00 \text{ kNm/m.}$$

Evenwicht knoop 2.

Uitwendige belasting.

$$R_z = 0.5 \cdot q \cdot l = 0.5 \cdot 60 \cdot 30 = 900.00 \text{ kN/m.}$$

$$N_1 = 900.00 / \sqrt{3} = 519.61 \text{ kN/m.}$$

$$N_z = 2 \cdot 900.00 / \sqrt{3} = 1039.23 \text{ kN/m.}$$

Oplegreacties.

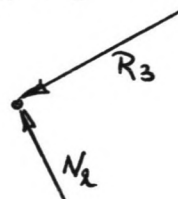
oplegging 1.



$$R_h = -0.5 \cdot 900 \cdot \sqrt{3} - 0.5 \cdot 519.61 = -1039.23 \text{ kN/m}$$

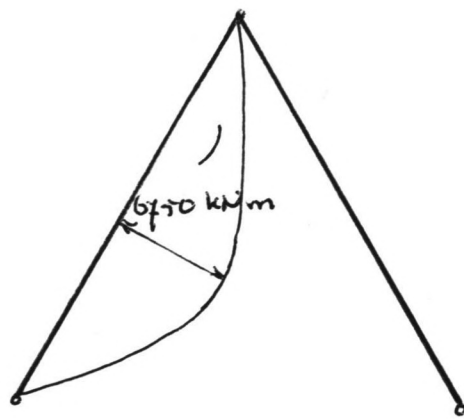
$$R_v = -0.5 \cdot 900 + 0.5 \cdot 519.61 \cdot \sqrt{3} = 0$$

oplegging 2.

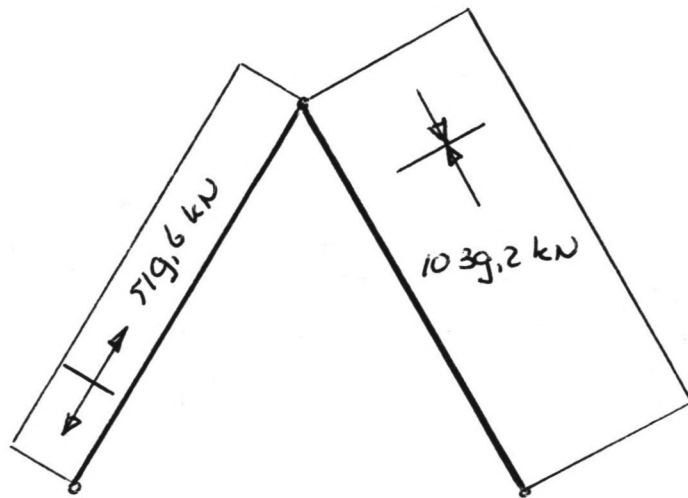


$$R_h = -0.5 \cdot 1039.23 = -519.61 \text{ kN/m.}$$

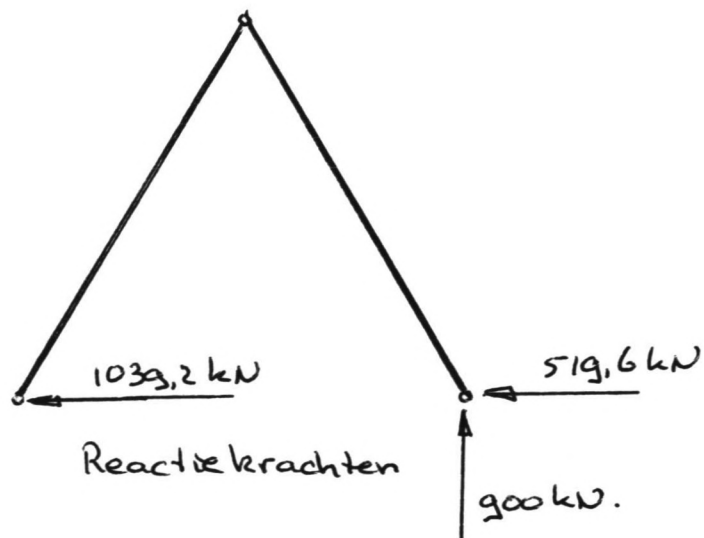
$$R_v = -0.5 \cdot 1039.23 \cdot \sqrt{3} = -900.00 \text{ kN/m.}$$



Momentenlijnen



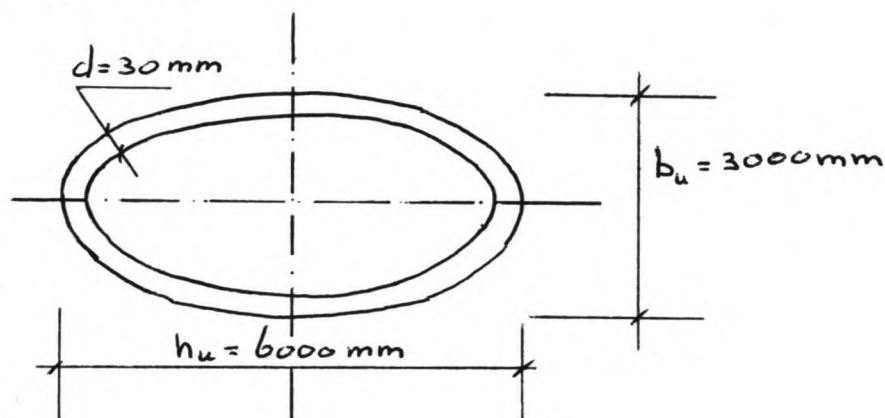
Normaalkrachten



Reactiekrachten

5.6.3 Keuze van de vormgeving.

Zoals uit de voorgaande berekening volgt is het veldmoment in de buis met een vormvaste tophoek beduidend kleiner dan in de buis met een scharnierende tophoek. Het is echter wel zo dat in het geval van een vaste tophoek de drukstaaf wordt belast met een normaalkracht en een moment aan de top. Er zal dus gekeken moeten worden of de buis geen gevaar loopt om onder invloed van deze belasting uit te knikken. In eerste instantie wordt er van uitgegaan dat dit uitknikgevaar niet aanwezig is. Dit betekent dat het uit materiaaleconomisch oogpunt verstandiger is om de oplossing met de vormvaste tophoek te kiezen. Om nu de optredende spanningen in de maatgevende belastingssituatie te kunnen berekenen moet een profiel gekozen worden. Het gekozen profiel hoeft echter niet het meest economische profiel te zijn maar dit zou men in een later stadium verder kunnen optimaliseren. Hier wordt voor het volgende profiel gekozen.



figuur 5.9.

Het maximale veldmoment dat in de ellips kan optreden is in de vorige paragraaf berekend. Dit moment is berekend per strekkende meter breedte en moet daarom dan ook nog worden vermenigvuldigd met de lengte van de lange as. Dus $M_v = 6 * 5062,5 = 30375 \text{ kNm}$.

De volgende gegevens van de ellips zijn nu te berekenen:

$$I_{e11} = \pi * (h_u * b_u^3 - h_i * b_i^3) / 64$$

$$W_{e11} = \pi * (h_u * b_u^2 - h_i * b_i^2) / 32$$

De wanddikte van de ellips is nog onbekend. Het weerstandsmoment is echter uit te drukken in een vergelijking waarin de wanddikte d de enige onbekende is. Door nu het benodigde weerstandsmoment uit te rekenen door het maatgevende moment te delen door de toelaatbare spanning vindt men de benodigde dikte d .

Hier wordt gekozen voor een staalkwaliteit Fe360. Deze heeft een maximale vloeispanning van 240 N/mm^2 .

$$W_{ben} = \pi * (d^3 - 12*d^2 + 45*d) / 32 \quad [\text{m}^3]$$

$$W_{ben} = M / \sigma = 5062,5 * 6 * 1,5 * 10^{-3} / 240 = 0,1898 \text{ m}^3.$$

Hieruit volgt een wanddikte van $d = 30 \text{ mm}$.

Nu is het mogelijk geworden de overige gegevens te berekenen.

$$I_{e11} = 5,43 \cdot 10^{11} \text{ mm}^4$$

$$W_{e11} = 2,61 \cdot 10^8 \text{ mm}^3$$

$$A_{e11} = 4,21 \cdot 10^5 \text{ mm}^2$$

De normaalkracht in de buis is: $F = 1,5 \cdot 6 \cdot 1104 = 9936 \text{ kN}$.

$$\sigma = F/A = 23,6 \text{ N/mm}^2$$

De kniklengte van de buis kan als volgt worden geschematiseerd. De bovenzijde is ingeklemd terwijl de onderzijde scharnierend is. Dit betekent dat de werkelijke lengte vergroot moet worden met een factor $1/\sqrt{2}$.

$\sigma = l_{kr}/i = l_{kr}/\sqrt{I/A} = 18,7 < 20$ Dit houdt in dat er geen gevaar voor uitknikken aanwezig is.

De maximale spanning als gevolg van het moment aan de top bedraagt:

$$\sigma = M/W = 3375 \cdot 6 \cdot 1,5 \cdot 10^6 / 2,61 \cdot 10^8 = 116,4 \text{ N/mm}^2.$$

Dus de samengestelde spanning $= 116,4 + 23,6 = 140 \text{ N/mm}^2 < 240 \text{ N/mm}^2$.

De ellipsvormige buizen zullen verstevigd moeten worden met ribben om een zekere stevigheid te krijgen en om niet samengeknepen te worden onder de optredende belastingen. Tevens dragen deze ribben er zorg voor dat de pijpen niet gaan plooien. Een detailberekening zal moeten uitwijzen welke onderlinge afstand van de ribben benodigd is. Hierbij moet dan rekening worden gehouden met de kromming van de buiswand. Deze berekening wordt hier niet uitgevoerd.

De gekozen oplossing heeft als nadeel dat de totale belasting via de draaipunten afgedragen moet worden aan de drempel. Dit houdt in dat de draaipunten weerstand moeten kunnen bieden aan horizontale en verticale krachten en dat deze ook nog in staat moeten zijn een zekere hoekverdraaiing te kunnen ondergaan. Daarom is het gewenst om te kijken of een dergelijk scharnier te realiseren valt. Een volgend probleem is de overgang van de pijpen naar het draaipunt. De kracht op het lager wordt als volgt berekend. (zie bijlagen 3/4).

$$P = x \cdot Fr + y \cdot Fa$$

$$Fa/Fr \leq 0,46 \quad x=1, y=0$$

$$Fa/Fr > 0,46 \quad x=0,1, y=2,1$$

Fa = axiale kracht op het scharnier.

Fr = radiale kracht op het scharnier.

In de maatgevende situatie is:

$$Fr = 0, \quad Fa = 910 \cdot 6 = 5460 \text{ kN}.$$

$$P = 2,1 \cdot 5460 = 11466 \text{ kN}.$$

Deze kracht P is nu de maatgevende kracht waarop het scharnier gedimensioneerd moet worden. Het scharnier moet de belasting overdragen. Het scharnier wordt geplaatst in een stalen plaat (1) die bevestigd is aan de onderkant van de pijp. De optredende horizontale kracht wordt nu via een as afgedragen aan de drempel. Voor deze as is niet de horizontale belasting maatgevend maar de verticale belasting. Daar de kering ook negatief verval moet kunnen keren worden de scharnieren aan beide

zijden het zelfde uitgevoerd en moeten ze dus zowel de horizontale als de verticale balasting kunnen weerstaan. Voor de berekening van de verticale balasting op het scharnier kan de as geschematiseerd worden als een ligger op twee steunpunten met de balasting in het midden. De afstand tussen deze oplegpunten wordt gesteld op $l = 1,5 \text{ m}$.

$$P_v = 1.5 * 5460 = 8190 \text{ kN.}$$

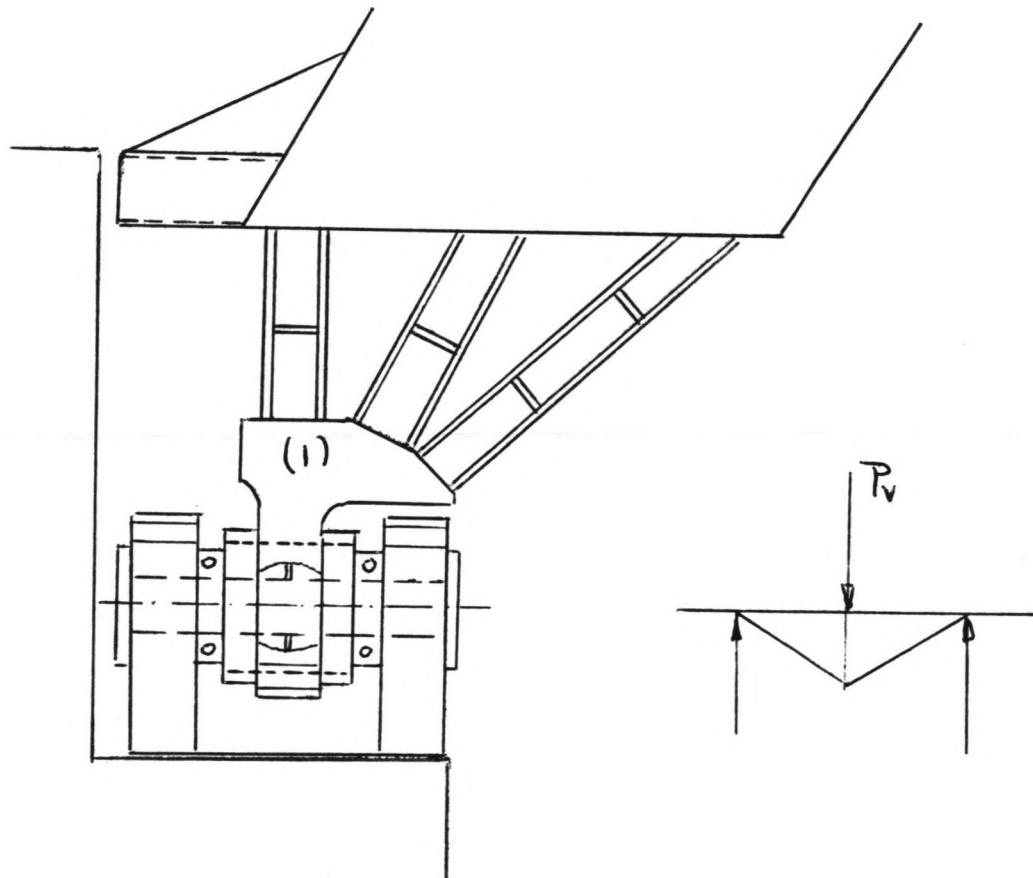
$$M_p = 0.5 * 0.75 * 8190 = 3071.25 \text{ kNm.}$$

$$W = \pi * d^3 / 32.$$

$$\sigma = M/W$$

staalkwaliteit Fe360 maximale vloeispanning $\sigma = 240 \text{ N/mm}^2$

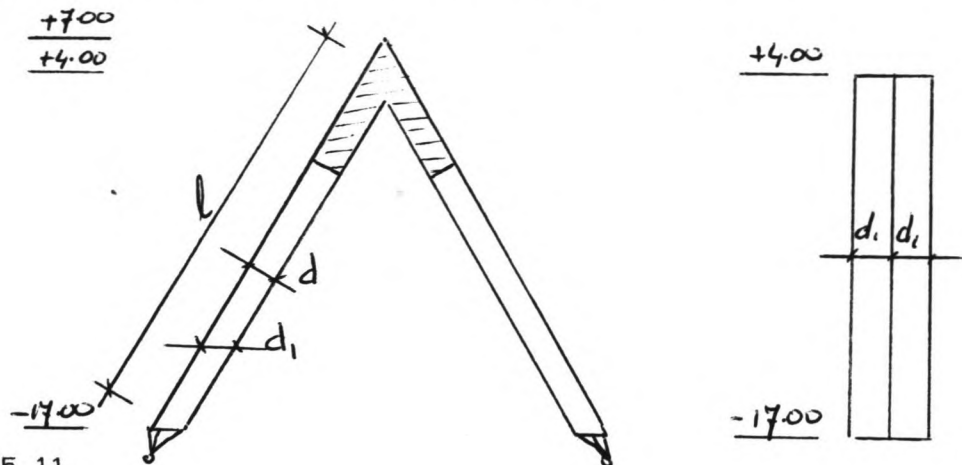
hieruit volgt een benodigde as van $d = 550 \text{ mm}$.



figuur 5.10.

5.7 Bepalen van de opdrijving van de dakstuw.

Voor de berekening van de opdrijving wordt gerekend met een equivalente buisdiameter en een equivalente buislengte zodanig dat dit overeenkomt met de werkelijke beweging van de stuw. Tevens wordt de ellipsvormige buis geschematiseerd tot een rechthoek.



figuur 5.11.

$$l = 21 / \sin 60 = 24.25 \text{ m.}$$

$$d_1 = d / \cos 60 = 3.46 \text{ m.}$$

Totaal gewicht van de buis.

$$G = \pi * (h_u * b_u - h_i * b_i) * \sqrt{s} / 4 =$$

$$= \pi * (6 * 3 - 5.94 * 2.94) * 80 / 4 = 33.7 \text{ kN/m.}$$

Arbitrair wordt aangenomen dat het extra gewicht veroorzaakt door verstijvingsribben, tussenschotten en kleppen voor water in en uit laten, ongeveer 40% zal bedragen.

$$G_{\text{tot}} = 1.4 * 33.7 * 24.25 * 2 = 2288 \text{ kN.}$$

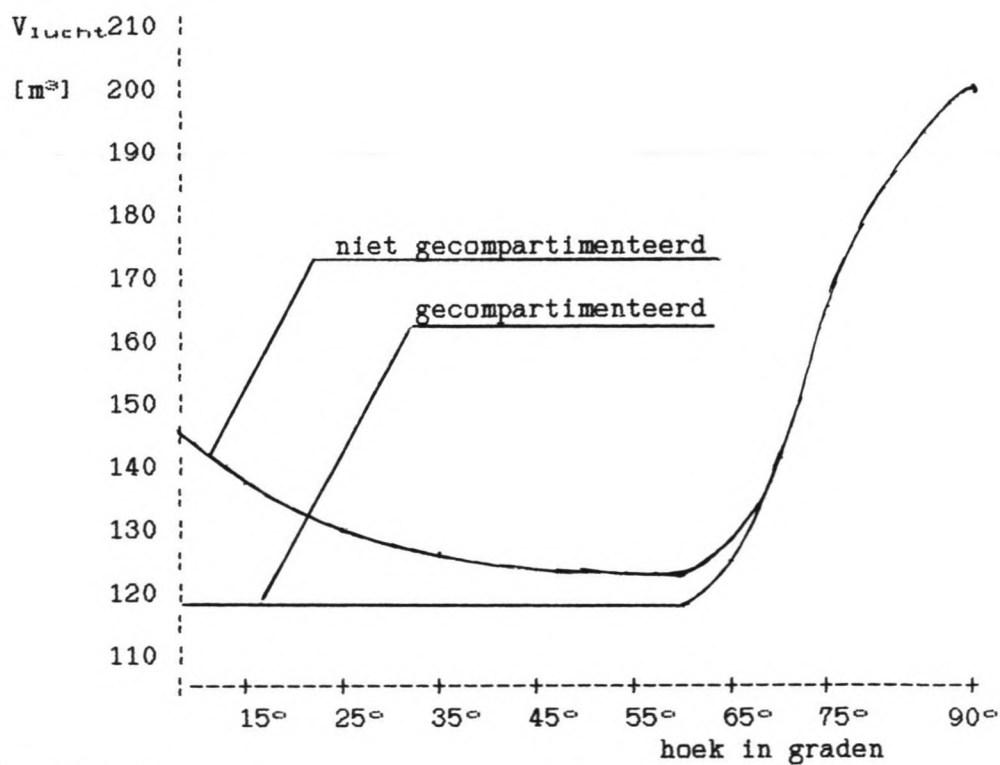
Voor de beweging van de pijpen onder invloed van de toegevoerde lucht wordt de kering in verschillende standen doorgerekend. Voor iedere stand wordt de benodigde lucht uitgerekend waarbij de stuw in evenwicht is. Het momenten nulpunt ligt in het scharnier. Op het moment dat de pijpen het wateroppervlak raken wordt de waterverplaatsing kleiner waardoor er meer lucht benodigd is om de beweging door te zetten. Doordat de stroming van het water loodrecht op de beweging van de pijpen staat ondervinden deze geen stromingsdruk. Zoals uit het volgende figuur zal blijken is de benodigde hoeveelheid lucht om evenwicht te maken steeds kleiner naarmate de kering verder omhoog komt. Dit heeft te maken met het feit dat de luchtbel in de ruststand de vorm heeft van een rechthoek waardoor de opwaartse kracht aangrijpt ter hoogte van het zwaartepunt van de constructie. Naarmate de kering verder omhoog komt verandert de luchtbel in een driehoek en verplaatst daardoor het zwaartepunt meer naar de top van de constructie. Dit betekent dus dat de kering op

deze manier niet te beheersen valt. Om dit probleem te verhelpen moeten de pijpen worden gecompartmenteerd. (zie voor de berekening de bijlagen 5 t/m 9)

Benodigde hoeveelheid lucht.

hoek [graden]	$V_{lucht} [m^3]$	$V_{lucht} [m^3]$ gec.	$V_{max}/V_{ben} [\%]$	
0°	200	118	29	17
15°	136	118	20	17
25°	130	118	19	17
35°	126	118	18	17
45°	124	118	18	17
55°	123	118	18	17
65°	128	125	19	18
75°	165	165	24	24
90°	200	200	29	29

tabel 5.1.



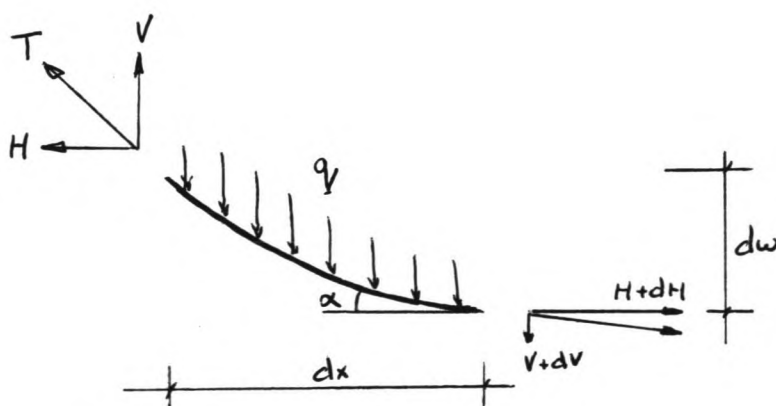
figuur 5.12.

5.8 Beheersbaarheid van de kering.

De beheersbaarheid van het keringsmiddel is een maat voor de haalbaarheid hiervan. Dit houdt in dat de kering in alle situaties controleerbaar moet zijn. De optredende belastingen worden dan ook gesplitst in statische en niet statische belastingen. De statische belastingen zijn geen probleem maar de niet statische worden verder bekeken. Een niet statische belasting is de stromingsbelasting veroorzaakt door de overlaat werking van de kering. Daar de kering loodrecht op de stroming wordt geopend kan een onderdruk ontstaan door turbulentie. Deze zal gering zijn. Een andere niet exact te controleren belasting wordt veroorzaakt voor de lucht toevoer. Dit kan te veel of te weinig zijn. Tevens kan het gebeuren dat een pijp niet met lucht gevuld wordt. Deze moet dan door de andere pijpen omhoog getrokken worden. Een andere belasting die opgenomen moet kunnen worden is die van de zuiging door scheepvaart. Hierop moeten de kabels worden gedimensioneerd. Aangenomen wordt dat de belasting door turbulentie en een te veel aan lucht gelijk is aan 10 kN/m kabel.

5.8.1 Beheersbaarheid van de kering tijdens de opgaande beweging met behulp van de spankabel.

Alle pijpen worden middels kabels met elkaar doorverbonden zodanig dat de kering als een geheel kan werken. Op het moment dat de kering gesloten moet worden, worden alle pijpen met lucht gevuld beginnende bij de middelste buizen en naar de kanten toewerken. De spankabel draagt er nu zorg voor dat de ene pijp niet te veel kan verplaatsen ten opzichte van de andere. Dit om het vastlopen tijdens de opgaande beweging tegen te gaan. De kabel gaat nu in de vorm van een parabool staan en kan vanaf de landhoofden op en neer bewogen worden. De trekkracht in de kabel wordt nu als volgt berekend.



figuur 5.13.

$$V = H \tan \alpha = H dw/dx$$

$$\sum H = 0 \quad -H + H + dH = 0.$$

$$\sum V = 0 \quad -V + q dx + V + dV = 0. \quad -q = dV/dx$$

$$H d^2 w / (dx)^2 = -q$$

$$H dw/dx = -q x + C1.$$

$$H w = -q x^2 / 2 + C1 x + C2.$$

randvoorwaarden:

$$x = 0, w = 0 \quad C2 = 0.$$

$$x = l, w = 0 \quad C1 = q l^2 / 2.$$

de vergelijking wordt dan:

$$H w = -q x^2 / 2 + q l x / 2 = \\ = q x (l - x) / 2.$$

In deze vergelijking zijn de zakking w en de belasting q maatgevend voor de spankracht in de kabel. De q belasting wordt veroorzaakt door het te veel aan lucht in de pijpen en de zuiging die optreedt, doordat de kering als korte overlaat gaat functioneren. Aangenomen wordt dat de q belasting maximaal 10 kN/m kan bedragen. De lengte van de kabel wordt op $l = 400$ m gesteld. De opbolling in het midden van de kabel kan als volgt worden berekend.

$$w(l/2) = f \quad H f = q l^2 / 8 \quad H = q l^2 / 8 f$$

$$\Delta = H l / EA$$

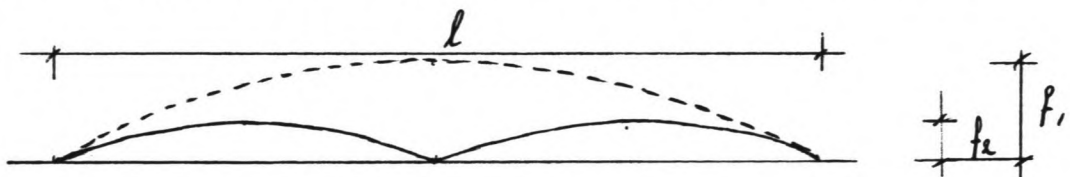
$$H l / EA + L = \int_0^l (1 + 0.5 (dw/dx)^2) dx. \\ \int_0^l dx + \int_0^l 0.5 ((4 f / l^2)^2 (l - 2x)^2) dx$$

$$\Delta = 8 f^2 / 3 l$$

$$f^3 = 3 q l^4 / 8 \cdot 8 \cdot EA = 3 \cdot 10 \cdot (400000)^4 / 8 \cdot 8 \cdot 2.1 \cdot 10^5 = 50000$$

$$f = 10,455 \text{ m} \quad H = 19129 \text{ kN}.$$

De opbolling in het midden is niet aanvaardbaar en dus nemen we nu een kabel die in het midden wordt vastgehouden. Dit is te verwezelijken door een kabel die vanaf het landhoofd wordt bediend. De berekening van deze kabel gaat als volgt. De kabel heeft een lengte $l = 400$ m en wordt belast door een q belasting en een puntlast zodanig dat de zakking w in het midden gelijk aan nul is.



Kabel belast door een puntlast.

$$\begin{array}{ll} 0 < x < 1/2 & 1/2 < x < 1 \\ H \cdot d^2 w / (dx)^2 = -q = 0 & H \cdot d^2 w / (dx)^2 = -q = 0 \\ H \cdot dw / dx = -q \cdot x + C_1 = C_1 & H \cdot dw / dx = -q \cdot x + C_3 = C_3 \\ H \cdot w = C_1 \cdot x + C_2 & H \cdot w = C_3 \cdot x + C_4 \end{array}$$

Randvoorwaarden

$$\begin{array}{ll} x = 0, w = 0 & C_2 = 0 \\ x = 1, w = 0 & C_4 = 0 \end{array}$$

$$\begin{array}{l} w(1/2) = w(1/2) \\ C_1 \cdot 1/2 \cdot H = C_3 \cdot 1/2 \cdot H \quad C_1 = C_3 \\ \text{evenwicht} \quad C_1 = F/2 = C_3 \end{array}$$

$$H \cdot w = F \cdot x / 2 \quad \text{voor } x = 1/2 \quad H \cdot f = F \cdot 1/4$$

$$\begin{aligned} ds &= \int_0^1 (1 + 0.5(dw/dx)^2) dx \\ &= \int_0^1 dx + \int_0^1 (0.5(F/2 \cdot H)^2) dx \\ &= 1 + F^2 \cdot 1/8 \cdot H^2 \\ &= 2 \cdot f^2 / 1 \end{aligned}$$

$$H \cdot L / EA = \Delta = F \cdot 1^2 / 4 \cdot f \cdot EA = 2 \cdot f^2 / 1 \quad f^3 = F \cdot 1^3 / 8EA$$

De zakking in het midden van de kabel als gevolg van de puntlast wordt nu gelijk gesteld aan de zakking als gevolg van de q belasting. Dit houdt in dat de uiteindelijke zakking in het midden gelijk aan nul wordt.

$$F \cdot 1^3 / 8EA = 3 \cdot q \cdot 1^4 / 64EA \quad F = 3 \cdot q \cdot 1/8 = 1500 \text{ kN.}$$

$$f^3 = 3 \cdot 10 \cdot (200000)^4 / 8 \cdot 8 \cdot 2.1 \cdot 10^5 \cdot 50000.$$

$$f = 4.15 \text{ m.}$$

$$H = 10 \cdot (200000)^2 / 8 \cdot f = 12051 \text{ kN.}$$

De opbolling van de kering wordt hier sterk gereduceerd en de spankracht in de kabel is ook een stuk kleiner waardoor de kabeldiameter kleiner kan zijn dan in het eerste geval. Als extra nadeel van deze oplossing is dat er een extra kabel benodigd is. Gekozen worden nu de volgende kabels.

✓ breuk = 1770 N/mm²; diameter d = 180 mm; breukkracht F_b = 26500 kN. De te gebruiken veiligheidscoëfficiënt is afhankelijk van vele factoren o.a. lopen over wielen en schijven, spanningswisselingen, milieu etc. Hier wordt gekozen voor een veiligheid v = 3. F_w = 26500/3 = 8833 kN

Gekozen wordt voor twee kabels met een totale kracht van F_w = 17666 kN.

5.8.2 Beheersbaarheid van de kering tegen opdrijven door zuiging

Door de passage van grote zeeschepen wordt er door de retourstroom een zuigende werking op de kleppen in de bodem uitgeoefend. De grootte van deze kracht wordt arbitrair vastgesteld op $P = 20 \text{ kN/m}^2$ en werkend over een breedte van 40 meter. De belasting moet opgenomen worden door het eigengewicht van de pijpen zelf en een eventuele vasthoudkracht die door de kabels kan worden opgewekt. De belasting die op de kabels komt kan als volgt worden berekend.

$$P = 1,5 \times 20 = 30 \text{ kN/m}^2.$$

oppervlakte van de klep in liggende toestand is:

$$O = 24,25 \times 3 \times 2 = 145,5 \text{ m}^2.$$

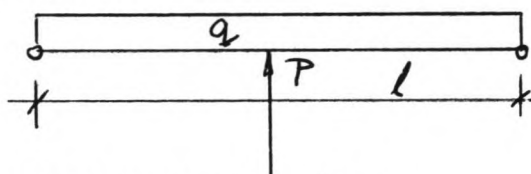
$$P = 145,5 \times 30 = 4365 \text{ kN}$$

Het gewicht van de pijp onder water bedraagt:

$$G = 2000 \text{ kN}.$$

$$P - G = 4365 - 2000 = 2365 \text{ kN}.$$

De helft van deze kracht wordt opgenomen door de beide scharnieren. Dat wil zeggen dat er 1182,5 kN per pijp opgenomen moet worden door de kabels. Zoals hierboven is gesteld werkt deze kracht over een lengte van 40 meter. De meest ongunstige plaats waar dit kan optreden is in het midden van de overspanning. De belasting op de kabel wordt als volgt geschematiseerd.



figuur 5.14.

Belasting door eigengewicht van de pijpen.

$$q = 2000/2 \times 1/6 = 166,7 \text{ kN/m}.$$

De belasting door zuiging wordt als een puntlast ingevoerd

$$p = 4365/2 \times 1/6 \times 40 = 14550 \text{ kN}.$$

De lengte waarover de kabel wordt belast is ongeveer:

$$l = 14550/166,7 = 87 \text{ m}.$$

De kabel staat onder een permanente voorspanning van 17000 kN. Dit houdt in dat zodra de kabel een opbolling krijgt deze een neerwaarts gerichte kracht ontwikkelt afhankelijk van de grootte van de opbolling. Middels een iteratief proces is de uiteindelijke opbolling te bepalen. Deze opbolling bedraagt ongeveer 1,1 meter. Hierbij is dan wel aangenomen dat er onder de pijpen geen onderdruk ontstaat. Dit is echter niet waar daar de belasting een korte tijd werkt en door het oplichten van de pijpen ontstaat een holle ruimte die gevuld moet worden met water. Deze onderdruk is afhankelijk van de toestroom mogelijkheid van water door de kieren. De opbolling zal daardoor minder bedragen dan hier uitgerekend is. Tevens is de aanname van een puntlast niet waar maar heeft de belasting meer een sinusvormig verloop, waardoor de opbolling ook kleiner zal zijn dan uitgerekend is.

6.1 INLEIDING.

Om tot een goed en verantwoord ontwerp te komen worden de functies van de landhoofden en drempel eerst eens op een rijtje gezet. Hieruit kunnen dan ontwerpeisen worden afgeleid.

De voornaamste functies van de drempel zijn:

- 1- Het afdragen van de belasting op het afsluitmiddel en de drempel zelf naar de ondergrond.
- 2- Het bergen van het keringsmiddel zelf in rustpositie.
- 3- Het bergen van machines ten behoeve van de beweging van de kering.
- 4- Het functioneren als onderdeel van de totale kering, dus waterkerend, waardoor een goede afsluiting nodig is met de omringende bodem en bodembescherming.
- 5- Het samen met de landhoofden vormen van de omtrekken van het af te sluiten dwarsprofiel.

De voornaamste functies van de landhoofden zijn:

- 1- Het afdragen van de belasting door het afsluitmiddel (voorspankracht in de spankabel) en op de landhoofden zelf naar de ondergrond.
- 2- Het bergen van bewegingsmechanismen en bedieningsfaciliteiten.
- 3- Het samen met de drempel vormen van de omtrekken van het af te sluiten dwarsprofiel.

Uit deze functies vloeien een aantal ontwerpeisen voort.

Voor de drempel geldt:

Alle belastingen moeten zodanig naar de ondergrond worden afgedragen, dat geen ontoelaatbare spanningen en dus zettingen of verschuivingen ontstaan.

Bij de mogelijke constructie alternatieven is dus de met verschillende uitvoeringswijzen te verkrijgen plaats en standzekerheid van groot belang. In principe kunnen zich, zowel in de bouwfase als in de gebruiksfase, twee soorten deformaties voordoen.

- translaties in x-, y-, en z-richting.
- rotaties om de x-, y-, en z-assen.

Mede afhankelijk van hoe men de constructies bouwt, kunnen de afwijkingen veroorzaakt worden door:

- plaatsings fouten (bij prefab elementen)
- fabricage fouten tijdens de bouw van de elementen.
- deformaties van de ondergrond.
- onvlakheid van de fundatie.

6.2 Mogelijke bouwwijzen voor een kering.

Allereerst zullen hiernavolgend de algemene oplossingen voor het bouwen van een kunstwerk in een waterweg worden behandeld. Hierna zal een korte toelichting worden gegeven op de mogelijke oplossingen die hier in de gegeven situatie toepasbaar zijn met in achtneming van randvoorwaarden. Om een goede keuze te kunnen maken omtrent de bouwwijze moet eerst gekeken worden naar de mogelijkheden hiervan. De bouwwijze is afhankelijk van de volgende factoren:

- De vereiste nauwkeurigheid voor het plaatsen en standzekerheid van de verschillende elementen.
- De technische mogelijkheden met inbegrip van:
 - 1- kosten om het te maken.
 - 2- milieueffecten (o.a. grondwaterstandsverlaging).
 - 3- scheepvaart hinder (profiel vernauwing)

Allereerst worden nu de mogelijke oplossingen behandeld welke zijn te onderverdelen in:

- bouwen in een bouwput.
- pneumatische caisson methode.
- combinaties hiervan.

6.2.1 Het maken van een bouwput.

Er zijn verschillende manieren om een bouwput te maken t.w.

- 1- Klassieke bouwput met taluds.
- 2- Damwandkuip gevord door verankerde of gestempelde stalen damwanden en een vloer van onderwaterbeton eventueel verankerd aan trekpalen.

ad.1. De klassieke bouwput is een door taluds begrensde ingraving, waarvan de bodem ligt op het niveau van de onderzijde van de te maken elementen. De breedte van de bouwput correspondeert met de buitenmaten van de definitieve constructie vermeerderd met enige ruimte voor het plaatsen van de bekistingen en eventuele werkwegen en kraanbanen. Vanaf de bodem worden onderloopsheidschermen geheid en de werkvloer van de constructie gestort. De taluds worden als regel zo steil mogelijk opgezet ten einde het grondverzet zo gering mogelijk te houden. In Nederland ligt dit in de orde van 1:2 a 1:3 afhankelijk van de grondsoort. Een gedetailleerde evenwichts berekening is echter noodzakelijk. Tijdens de uitvoering moet de bouwput middels een bemaling droog worden gehouden waarbij de waterspiegel ca. 0,5 meter beneden de putbodem moet liggen. Ook voor de taluds is een goede ontwatering van groot belang in verband met het stabiliteitsverlies door uittredend grondwater. Een ander probleem is het opbarsten van de putbodem indien daaronder een slecht doorlatende laag is gelegen. Indien de stijghoogte in een hieronder gelegen watervoerende laag niet voldoende wordt verlaagd, bestaat de kans dat het eigengewicht van de daarboven gelegen laag kleiner is dan de waterdruk en daardoor de bodem opdrukt. Hoe de bemaling er uit zou moeten zien wordt verderop in het verhaal behandeld.

ad.2.

In principe zijn voor het maken van een stalen bouwkuip diverse mogelijkheden. Voorop staat dat de bouwkuip zo klein mogelijk moet zijn in verband met de versmalling van het doorstroomprofiel en de hoeveelheid te ontgraven grond. Constructievormen die mogelijk zijn:

- 1- enkele stalen damwand.
- 2- dubbele stalen damwand.
- 3- celvormige stalen damwand.

-1- enkele stalen damwand.

Deze damwand wordt zeer veel toegepast. De bouwput wordt gemaakt van damwandplanken die tot de vereiste diepte worden ingeheid. De tegenover elkaar liggende damwanden worden op elkaar afgestempeld of middels trekankers verankerd aan de erachter liggende grondmassa. De bouwput kan dan in den natte ontgraven worden tot de vereiste diepte is bereikt. Daarna kan er een laag onderwaterbeton worden gestort, die tegen opdrijven moet worden behoed door van te voren in te brengen trekpalen, trekankers of een drainage. Is de waterdruk aan de onderzijde van de vloer niet al te groot kan overwogen worden om de betonvloer zo dik te maken dat deze door zijn eigengewicht blijft liggen. De bouwput kan nu droog gezet worden. Bij een grote kerende hoogte kan men zonodig nog een tweede of derde stempeling aanbrengen tussen de eerst en de betonvloer. Problemen kunnen ontstaan als de damwand planken niet goed in het slot zitten want dan kan er lekkage optreden met als gevolg dat de achterliggende grond wordt uitgespoeld. De verdere bouw van de kering kan in den droge plaatsvinden. Ten behoeve van bouwmaterieel kan men een werkplatvorm aanbrengen in de vorm van een tijdelijke steigerconstructie.

-2- Dubbele stalen damwand.

Deze methode wordt hoofdzakelijk gebruikt op die plaatsen waar het niet mogelijk is de tegenover elkaar liggende damwandplanken op elkaar af te stempelen door en te grote onderlinge ruimte of het niet aanwezig zijn van een grondlichaam waar de grondankers in zouden kunnen. De kistdam is opgebouwd uit twee evenwijdige damwandrijen waar tussen grondaanvulling plaats vindt. De damwanden worden middels trekankers aan elkaar bevestigd. Deze constructie is echter veel breder dan een enkele damwand, waardoor het doorstroomprofiel extra verkleind wordt. Het is een constructie die een grote mate van waterdichtheid garandeert en men hoeft geen extra steigers te bouwen voor het bouwmaterieel. Deze oplossing is echter wel veel duurder dan een enkele damwand daar er twee rijen geheid moeten worden.

-3- celvormige stalen damwand

Deze oplossing is eigenlijk gelijk aan de oplossing met twee rijen damwand planken alleen wordt nu de wand opgetrokken uit cellen of cylinders die aangevuld worden met zand. Ook deze oplossing heeft als nadeel dat hij duur en breed is. De kerende hoogte is echter groter dan bij een enkele damwand door het grote weerstandsmoment.

In iedere bouwput ontstaat het probleem van wateroverlast. Dit houdt in dat er voorzieningen getroffen moeten worden om de bouwput droog te houden. In principe zijn er twee bemalingstypen mogelijk:

- I- Een open bemaling, waarbij de afvoersloten of drains langs de teen van het talud het water naar de putten brengen en van daaruit met vuilwaterpompen uit de bouwput verwijderen.
- II- Een bronbemaling welke weer onder te verdelen zijn in
 - a- Een vacuum bemaling met gesloten putten, waarbij de stijgbuis van elke put via een flexibele leiding wordt aangesloten op de gemeenschappelijke leiding. De onderdruk wordt verkregen door een centrifugaalpomp of plunjerpomp.
 - b- Een vacuumbemaling met open putten. Dit systeem is gelijk aan dat onder a genoemde, zij het dat iedere put een haalbuis heeft. Het voordeel hiervan is dat de waterstand maximaal kan worden verlaagd.
 - c- Een bemaling met onderwaterpompen. Hierbij worden de pompen in een buis gehangen en voeren het water op naar een verzamelbuis die het weer verder afvoert. De opvoerhoogte van de pomp is een maat voor de waterstandsverlaging die men kan verwezelijken.

Een vacuumbemaling is slechts mogelijk bij een geringe verlaging in slecht doorlatende gronden. Dit omdat de onderdruk niet meer kan bedragen dan ongeveer 10 meter waterkolom. Om nu toch een diepe droge bouwput te krijgen moet deze bemaling in trappen worden uitgevoerd. Dit probleem speelt niet bij onderwaterpompen. Ook de bedrijfszekerheid van de onderwaterpompen is groter dan bij de vacuumbemaling. Als er ergens lucht lekkage optreedt valt het vacuum-systeem uit. Dit is te verhelpen als men op iedere buis een pomp zet (zie -b-), maar blijft met de beperkte waterstandsverlaging zitten.

Nu er gekeken is naar de wijzen waarop een bouwput drooggehouden kan worden moet ook nog gekeken worden naar de grond onder de bouwput. Zoals reeds bij de open bouwput is vermeld is de ondergrond niet overal gelijk (homogeen). Dit houdt in dat goed doorlatende lagen afgewisseld kunnen worden door slecht doorlatende lagen. Dit betekent dat we de grondwaterspiegel kunnen verdelen in twee soorten t.w. freatisch- en spanningswater. Bij freatisch water stelt zich in een goeddoorlatende laag een vrije grondwaterspiegel in. Hierbij kunnen beide bemalingstypen gebruikt worden om de bouwput droog te houden. Bij spanningswater bevindt zich onder de bouwput een slechtdoorlatende laag. Is de waterdruk onder deze waterondoorlatende laag hoger dan het gewicht van de bovenliggende grondmassa bestaat de kans op opbarsten. Dit kan men verhelpen door water weg te pompen onder deze ondoorlatende laag. Dit heet dan een spanningsbemaling. Moet men nu een diepe bouwput maken in een homogene goeddoorlatende zandlaag dan kan men een ondoorlatende laag aanbrengen door b.v. een kunststof doek of door de grond te injecteren met een watercementoplossing. Hiermee kan men dan bereiken dat een waterstandsverlaging niet zover doorgevoerd hoeft te worden waardoor de omgeving hiervan minder hinder ondervindt.

6.2.2 Pneumatische caissonmethode.

Met de pneumatische caissonmethode is het mogelijk een constructie vertikaal in de grond te laten wegzakken tot de gewenste diepte is bereikt. Dit gebeurt door de grond onder het element weg te graven. Deze kamer wordt onder druk gezet zodanig dat de druk in de werkkamer evengroot is als de heersende grondwaterdruk zodat geen water via de zijkanten kan toestromen. Deze methode wordt daar toegepast waar het erg moeilijk is de constructie gelijk op de juiste diepte te maken. Dit kan zijn omdat geen bemaling is toegestaan of dat het zo diep ligt en de ruimte zo beperkt dat er geen bouwput of bouwkuij gemaakt kan worden. Door aan de zijkanten van de constructie een snijrand te maken van bijv. 2 meter hoog is een kamer gecreeerd waarin gewerkt kan worden. Deze methode is zowel op het land als in het water toepasbaar. Op het land gaat dit als volgt. De constructie wordt op de juiste locatie op maaiveldhoogte gemaakt en nadat een gedeelte gereed is wordt deze pneumatisch afgezonken tot de vereiste diepte is bereikt. In het water wordt de constructie drijvend aangevoerd en op de juiste locatie afgezonken tot op de bodem. Van daaruit wordt de juiste diepte dan bereikt door hem verder pneumatisch te laten afzinken.

Bij pneumatisch afzinken moet echter wel in de gaten gehouden worden dat de mensen onder de constructie onder hogere druk werken dan de buiten luchtdruk, hetgeen betekent dat de werktijd snel afneemt met het toenemen van de luchtdruk. De verblijftijd in de decompressieruimte is vaak veelvoud van de tijd dat er werkelijk gewerkt kan worden. De positie van het af te zinken element kan middels het meer of minder weggraven op een bepaalde plaats geplaatst worden met een tolerantie van 5 a 10 cm. De afstand tussen de afgezonken elementen is ongeveer 50 cm. Hier moet de verbinding gemaakt worden onder water en in de grond. Om te voorkomen dat water kan binnendringen moet er een waterdichte verbinding gemaakt worden om de constructie. Dit kan gebeuren door de grond te injecteren of te bevriezen. In deze situatie kan het werk als volgt geschieden. De landhoofden worden drijvend aangevoerd in een ter plaatse gebaggerde ondergrond. Hier wordt deze dan afgezonken en verder afgebouwd terwijl hij daarna pneumatisch wordt afgezonken tot de juiste diepte. Daarna worden damwanden geheid voor het tegengaan van onderloopsheid. Als deze damwanden zijn geplaatst wordt de sleuf daartussen uitgebaggerd zodanig diep dat de laatste 2 meter pneumatisch gebeurt, zodat een goede fundering wordt gewaarborgt.

In de voorgaande paragrafen zijn de mogelijke oplossingen genoemd. We zullen nu nagaan welke in de gegeven situatie toepasbaar zijn. Hier wordt dan nog wel onderscheid gemaakt waar de kering gebouwd kan worden. Deze mogelijkheid bestaat uit twee locaties en wel het bouwen in de rechtstand van de Nieuwe Waterweg of in de bocht bij Maassluis.

-1- Bouwen in de rechtstand.

In dit geval is het niet mogelijk de kering te bouwen in een bouwput en wel vanwege de randvoorwaarde dat het scheepvaartverkeer niet gedurende lange periode geheel of gedeeltelijk gestremd mag worden. Dit betekent dat de drempel elementen elders vervaardigd moeten worden en drijvend worden aangevoerd. Voor de bouw van de beide landhoofden zou men in

overweging kunnen nemen deze ter plaatse te bouwen in een bouwput. Een klassieke bouwput met taluds is hier uitgesloten doordat dit te veel ruimte in beslag neemt en daardoor de doorvaartbreedte te veel zou versmallen. Een alternatief hiervoor is de bouwput uit te voeren met stalen damwandplanken. In het geval dat we de landhoofden gelijk op de juiste diepte willen hebben moeten we er rekening mee houden dat het te keren verval in de orde van 40 meter komt te liggen. Dit is niet te verwezelijken met een enkele damwand. We zijn nu genoodzaakt deze bouwput uit te voeren met behulp van een dubbele damwand of celwand. Deze oplossing is erg duur maar vereist ook de nodige breedte. We zouden wel kunnen overwegen een ondiepe bouwput te maken waar de landhoofden worden gebouwd en naderhand pneumatisch op de juiste diepte worden gebracht. Een andere oplossing, die mijns inziens de beste is, is de landhoofden in hetzelfde bouwdok waar de drempel elementen worden gemaakt gedeeltelijk te bouwen en daarna drijvend worden aangevoerd. Ter plaatse aangekomen worden ze op een van te voren opgespoten drempel afgezonken en verder afgebouwd. Nadat ze afgebouwd zijn worden ze pneumatisch op de juiste diepte gebracht.

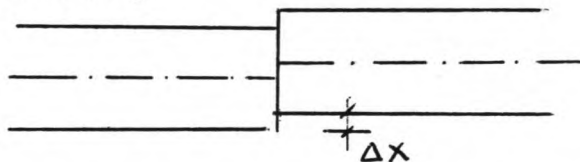
-2- Locatie in de bocht bij Maassluis.

In de bocht bestaat de mogelijkheid de kering voor een groot deel in een bouwdok te maken. Dit betekent echter wel dat er een bochtafsnijding moet plaatsvinden. Niet alleen het realiseren van de bochtafsnijding is kostbaar maar de kering is nu verder landinwaarts gelegen hetgeen betekend dat de dijkverhoging over een grotere lengte moet plaatsvinden. Deze extra kosten in aanmerking genomen geeft de voorkeur voor het bouwen in de rechtstand. Er wordt hier dan ook niet verder op de mogelijke bouwwijze ingegaan. In par. 6.10 wordt nader ingegaan op de bouwwijze van de kering.

6.3 Maatafwijkingen en hun gevolgen.

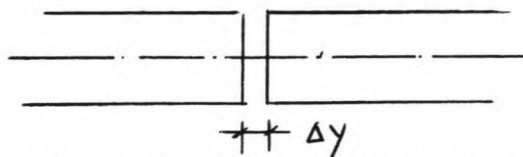
Zoals hierboven reeds is vermeld zijn de plaatsingsfouten afhankelijk van de wijze waarop de kering wordt gebouwd. Dit houdt in dat de gevoeligheid van de kering voor deze fouten een eis met zich meebrengt hoe de kering gebouwd moet worden. Allereerst wordt er gekeken naar het gedrag van de kering bij de verschillende afwijkingen. In de randvoorwaarden is gesteld dat een lekopening van 1000 m^2 is toegestaan. In dit geval is deze lekopening opgebouwd uit lek tussen de verschillende pijpen en de lek aan de onderzijde van de pijpen waar deze aansluiten tegen de rand van de drempel. Aangenomen wordt dat de ruimte tussen de onderaanslag en de drempel ongeveer 10 cm bedraagt. Dit komt overeen met een lekopening aan de bodem van $0,1 * 360 = 36 \text{ m}^2$. De ruimte tussen de pijpen onderling wordt gesteld op 20 cm, hetgeen overeen komt met een lekopening van $59 * 23 / \sin 60 * 0,2 = 313 \text{ m}^2$. Uitgaande van deze totale lekopening van 350 m^2 wordt nu bekeken wat de maatafwijkingen mogen bedragen opdat dit geen falen van de kering tot gevolg heeft. Eerst wordt gekeken naar verplaatsingen veroorzaakt door misplaatsing of verzakkingen van de drempel elementen.

-a- Verplaatsing in x-richting.



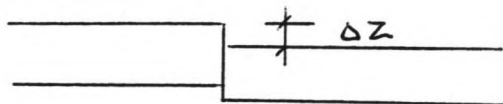
De verplaatsing in x-richting heeft voor de beweging van de pijpen geen noemenswaardige gevolgen. De spleet die tussen de pijpen onderling aanwezig is, is nu niet evenredig verdeeld maar dit wordt te niet gedaan tijdens de opgaande beweging. Het is wel een bezwaar voor de kabel die over de pijpen doorloopt, omdat deze een knik gaat maken waardoor een extra horizontale kracht (in x-richting) wordt uitgeoefend op de pijpen. Deze krachten blijven klein als de verplaatsingen klein blijven (in de orde van enkele cm). De plaatsingsnauwkeurigheid van de drempel-elementen is het kleinst bij afzinken. De te behalen nauwkeurigheid hierbij ligt in de orde van 2 cm, afhankelijk van de te gebruiken meetopstelling. Deze afwijking is voor de werking van de kering geen bezwaar.

-b- Verplaatsing in y-richting.



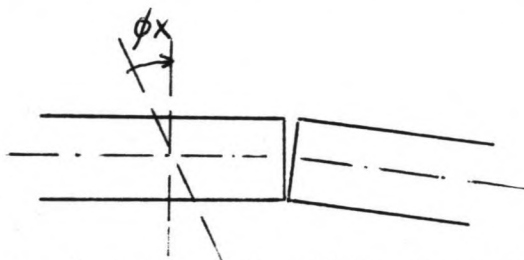
De verplaatsing in y-richting heeft voor de beweging van de pijpen geen enkele consequentie. Wel is het zo dat de spleet tussen twee opeenvolgende pijpen groter wordt waardoor extra water door de spleet kan stromen. Dit zou kunnen betekenen dat er ongewenste trillingen kunnen ontstaan maar dit moet in een laboratorium onderzocht worden.

-c- Verplaatsing in z-richting.



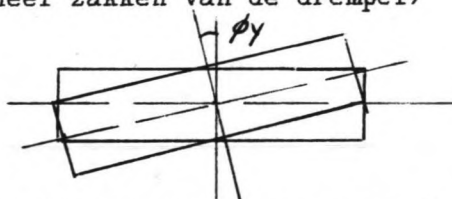
De verplaatsing in z-richting heeft geen gevolgen voor de beweging van de kering maar wel voor de spankabel. Deze kabel moet dan een knik maken waardoor extra verticale krachten op de pijpen worden uitgeoefend. Zolang de verplaatsingen klein blijven, blijven deze krachten ook klein (in de orde van enkele cm). Zou onder de pijpen geen ruimte aanwezig zijn bestaat de kans dat de pijpen op de overgang gaan liggen.

-d- rotatie van de x-as.



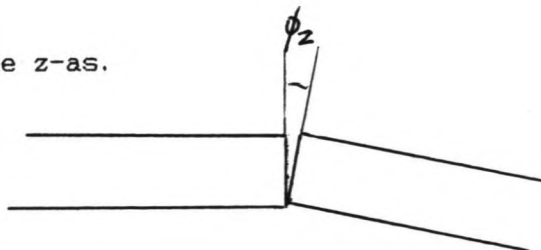
Rotatie van de x-as geeft aan de top van de pijpen een verplaatsing in de y-richting. Dit heeft als gevolg dat de pijpen niet helemaal met hun as loodrecht op de drempel staan. Dit is voor de beweging geen enkel probleem.

-e- rotatie van de y-as. (scheef zakken van de drempel)



Door de rotatie van de y-as krijgt de kering in de gesloten stand een verplaatsing in de x-richting. Dit betekent dat de kans bestaat dat de pijpen tijdens de opgaande beweging tegen elkaar komen en daardoor vast lopen. Tevens is het zo dat de spankabel een verplaatsing krijgt en daardoor een extra kracht gaat uitoefenen. Stel nu dat een drempel element 0,5 graad gedraaid is ten opzichte van een ander drempel element. Dit houdt in dat de verplaatsing aan de top ongeveer 25cm bedraagt. Dit geeft dus aan dat de drempel elementen te allen tijde een goede standzekerheid moeten hebben. Dit zou men kunnen bereiken door de drempel te onderheien of met deuvels te koppelen.

-f- rotatie van de z-as.



Rotatie van de z-as geeft aan de pijpen in de liggende situatie een uitwijking in de x-richting. Net zoals bij de rotatie om de x-as zullen deze rotaties gering zijn in verband met de grote lengte van de drempel elementen (in de orde van 120 m).

Er is nu alleen gekeken naar de maatafwijkingen die voortvloeien uit de plaatsingsfouten van de drempel elementen. Er moet echter ook gekeken worden naar de fouten die ontstaan door bouwafwijkingen. Met name ter plaatse van de scharnieren.

Verplaatsingen in de x-richting.

Deze verplaatsingen zijn voor de beweging van de pijpen geen enkel probleem. Wel geeft deze misplaatsing een extra topmoment, daar de basis kleiner is dan de oorspronkelijke. Het grootste probleem zal zijn om de elementen te plaatsen.

Verplaatsing in de y-richting.

Verplaatsing in de y-richting heeft als gevolg dat de spleet aan de ene kant van de pijp groter is dan de andere kant wat mogelijkwerijs onaangename trillingen kan veroorzaken. Ook is het zo dat verplaatsing aan de voet in y-richting een verplaatsing aan de top geeft in x-richting. Deze verplaatsing kan als consequentie hebben dat tijdens de neergaande beweging de pijp vastloopt op de voorgaande. Door de verplaatsing aan de top wordt door de spankabel een extra horizontale belasting ingevoerd. Zolang deze afwijkingen in de orde van enkele centimeters blijft is er ruimte voldoende om dit op te vangen en zullen de krachten door de kabel gering blijven.

Verplaatsing in de z-richting.

Deze verplaatsing geeft dezelfde gevolgen als bij het scheef zakken van het drempel element.

Om deze afwijkingen de baas te kunnen worden moet het scharnier verstelbaar zijn. Tevens is het zo dat de rotaties om de verschillende assen opgenomen kunnen worden door het scharnier als bolscharnier uit te voeren. De plaatsingsfouten van de drempel elementen zal het grootst zijn als deze werken in den natte worden uitgevoerd. Dit betekent dat als de drempel ter plaatse wordt afgezonken men rekening moet houden met plaatsingsfouten in de orde van 2 cm. Deze nauwkeurigheid kan men alleen maar bereiken met goede meetinstrumenten en vanuit de tunnelelementen zelf. Doet men het middels meettorens op de drempel elementen dan zullen grotere afwijkingen plaats vinden.

Doordat de drempel elementen te allen tijde in een bouwdok gemaakt kunnen worden kunnen de maatafwijkingen van de scharnieren klein gehouden worden. Verplaatsingen van de drempel zijn moeilijker te voorkomen. Zoals hierboven reeds vermeld is moet de drempel een goede standzekerheid bezitten. Hierom worden de drempel elementen bij de voegovergangen opgelegd op stelplaten en over de volle lengte ondergrout.

6.4 De funderingswijze

De fundering van de kering kan op de volgende wijzen worden uitgevoerd:

- fundering op staal.
- fundering op palen.

Om een nadere uitspraak over de funderings wijze te kunnen doen worden eerst een aantal geotechnische gegevens op een rij gezet.

De Nieuwe Waterweg heeft een bodemprofiel met een sterk alluviaal karakter. Het is zeer moeilijk een vast patroon van laagopbouw vast te stellen, omdat de diverse lagen soms opeens verdwijnen en een stuk verder weer tevoorschijn komen. Uit een niet erg uitgebreid onderzoek dat gedaan is, zijn de volgende karakteristieken af te leiden ter plaatse van de kering.

laagdikte in meters N.A.P.			grondgesteldheid
m. v.	-	1,00 ⁺	losgepakt zand
1,00 ⁺	-	1,00 ⁻	hoofdzakelijk klei
1,00 ⁻	-	4,00 ⁻	zand
4,00 ⁻	-	6,00 ⁻	klei
6,00 ⁻	-	15,00 ⁻	zand, fijn tot middel, kleiig
15,00 ⁻	-	19,00 ⁻	klei
19,00 ⁻	-	23,00 ⁻	zand, fijn tot middel, kleiig
23,00 ⁻	-	37,00 ⁻	zand, middel tot grof, plaatselijk grind
37,00 ⁻	-	40,00 ⁻	klei, overgeconsolideerd
40,00 ⁻	-		zand, middel tot grof, plaatselijk grind

tabel 6.1.

Enkele conclusies kunnen wel getrokken worden uit dit onderzoek.

- 1- De gemiddelde karakteristieken van de samendrukbaarheid en de schuifspanning zijn redelijk goed. De bovenste lagen zullen toch weggebaggerd of afgegraven moeten worden, waardoor de te verwachten zetting relatief klein zal blijven.
- 2- Konsolidatietijden zullen relatief kort zijn vanwege het grote percentage zand en de kleine kleilaagdikte.
De punten -1- en -2- zijn gunstig voor de standzekerheid van de constructie.

- 3- Toch moet worden geconcludeerd, dat het niet zeker is of de van nature aanwezige grondlaag voldoende zekerheid biedt voor een veilige fundering.

Een eenvoudige berekening laat dit zien.

De verticale korrelspanning op funderingsniveau -29.00 m N.A.P.

$$\text{stel } \gamma_{\text{nat}} = 20 \text{ kN/m}^3.$$

$$\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3.$$

geen grondwater stroming

vertikale schuifspanning = 0.

diepte waterweg -17.00 m N.A.P.

$$\sigma_{\text{vert}} = (\gamma_n - \gamma_w) \cdot d = (20 - 10) \cdot 12 = 120 \text{ kN/m}^2.$$

$$= 0.12 \text{ N/mm}^2.$$

Zoals reeds uit het geologisch profiel blijkt komt de onderkant van de fundering op de pleistocene grondslag te liggen. De conus weerstand van deze laag is groter dan 30 MN/m². Uit de formules voor de bepaling van het grensdraagvermogen van de grond zijn een aantal eenvoudige vuistregels te verkrijgen voor de grondeigenschappen. Een van die vuistregels is de bepaling van de toelaatbare funderingsdruk op de grondlaag. Deze vuistregel zegt dat de toelaatbare funderingsdruk gelijk is aan 0,1*conusweerstand. In dit geval betekent dat, dat de toelaatbare spanning gelijk mag zijn aan 3 MN/m². Wel moet uit een zettingsberekening blijken of de optredende zettingen toelaatbaar zijn. Dit mag niet tot gevolg hebben dat de kering daardoor faalt.

Als de funderingsdruk lager is dan 0.12 N/mm² gebeurt er niets met de grond beneden het funderingsniveau en zullen er geen zettingen optreden. De ondergrond reageert dan als een elastisch medium. Wordt de funderingsdruk hoger dan wordt het draagvermogen van de grond aangesproken. Waar de kering dan ook komt een landhoofd komt er minimaal in de huidige vaarweg te liggen. De uiteindelijke dimensionering moet uitwijzen of door dit landhoofd de korrelspanning wordt overtroffen. Uitgaande van een fundering op staal zal deze in ieder geval aan de volgende gevallen weerstand moeten kunnen bieden.

- I- Kriterium van Mohr-Coulomb, ofwel de maximaal optredende horizontale belasting (schuifspanning moet kleiner zijn dan de toelaatbare in het funderingsvlak):

$$\tau < \bar{\tau} = c + \sigma^1 \tan \phi$$

c = cohesie

σ^1 = verticale korrelspanning

ϕ = hoek van inwendige wrijving.

Bij cohesieloze grond (zand, zandige klei) kan ook gesteld worden.

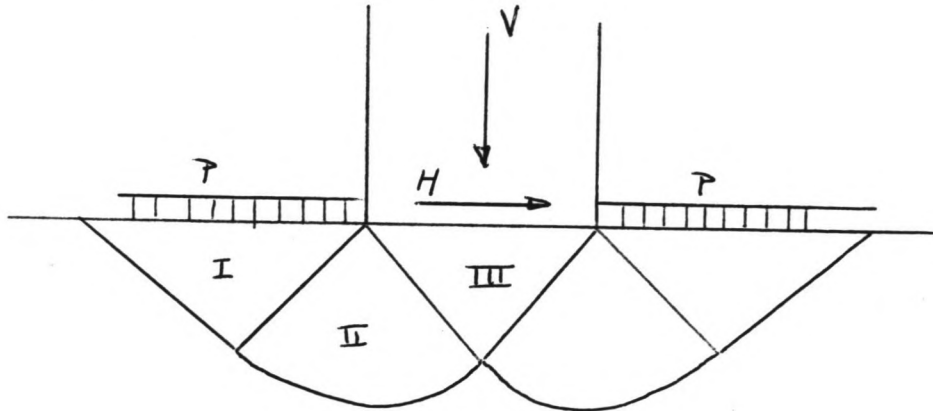
$$\tau < \sigma^1 \tan \phi \quad \text{of}$$

$$H < V \tan \phi$$

Behalve door wrijving langs de bodem kan de horizontale belasting ook worden opgenomen door passieve gronddruk. Er zou dan moeten gelden:

$$H < V \cdot \tan \phi + R_{\text{passief}} - R_{\text{actief}}$$

- II- Behalve langs een recht glijdvlak kan de constructie ook afglijden langs een gekromd glijdvlak.



figuur 6.1.

Brinch - Hansen heeft een vergelijking opgesteld voor de bepaling van het grensdragvermogen van een fundering.

$$Q/B \cdot L = 0.5 \cdot \gamma_b \cdot B \cdot N_\gamma \cdot i_\gamma \cdot s_\gamma + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot i_q$$

waarbij:

Q = grensdragvermogen van de grond

B = breedte van de fundering

L = gereduceerde lengte = L - 2e

e = excentriciteit = resulterend moment uit H en V

$$\gamma_b = \gamma_n - \gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3.$$

N_γ, N_q = dimensiloze constanten afhankelijk van

i_γ, i_q = dimensiloze reductiefactoren i.v.m. aanwezigheid van horizontale belasting.

s_γ, s_q = factoren die de vorm van de fundering in rekening brengen.

Gesteld kan worden, dat wanneer $Q > V$ (V = resulterende verticale belasting) de standzekerheid van de constructie is verzekerd.

6.5 Bepaling van de globale maten en gewichten van de drempel.

Zoals reeds eerder is bepaald wordt de drempel geprefabriceerd waaraan dan de volgende eisen kunnen worden gesteld:

1. De drempel moet het keringsmiddel in de rusttoestand kunnen bergen.
2. De drempel moet goed aansluiten aan de bodem en bodembescherming.
3. De drempel moet transportabel zijn. Dit betekent dat er voldoende holle ruimte aanwezig moet zijn om hem drijvend te houden en later te kunnen ballasten.

De afmetingen van de drempel worden in de breedte richting hoofdzakelijk bepaald door de afmetingen van de pijpen. De hellingshoek waaronder de pijpen water keren is 60 graden. De kerende hoogte bedraagt 24 meter. Dit houdt in dat de inwendige ruimte gelijkgesteld kan worden aan 30 meter.

De opstaande wanden vormen de overgang tussen de drempel en de bodembescherming. De hoogte van deze wanden wordt bepaald door de diameter van de pijpen en wel de lengte van de lange as van de elliptische buis. Deze bedraagt zoals reeds eerder is vastgesteld 6,00 meter. De hoogte van de drempel wordt bepaald door de sterkte eis. In de eerste plaats kan men de drempel schematiseren als een ligger op twee steunpunten als men er van uitgaat dat de drempel na het afzinken is opgelegd op de twee uiteinden. Een benaderingsformule uit de bruggenbouw geeft een globale maat voor de liggerhoogte.

$$h_{tot} = 1/20 = 120/20 = 6,00 \text{ m.}$$

De drempel moet in de afgezonken toestand een zekere veiligheid tegen opdrijven bezitten. Voor tunnels stelt men deze veiligheid (in de vorm van overgewicht) gelijk aan 7,5% Dat houdt dus in dat het eigen gewicht plus eventuele ballast gelijk moet zijn aan:

$$G_{drempel} = 1,075 * \text{opdrijving.}$$

De opdrijving is gelijk aan het gewicht van de verplaatste hoeveelheid watermassa. (zie voor doorsnede van de drempel volgende pagina).

$$G_{beton} = A_{beton} * \gamma_{beton} = 167,25 * 24 = 4014 \text{ kN/m}$$

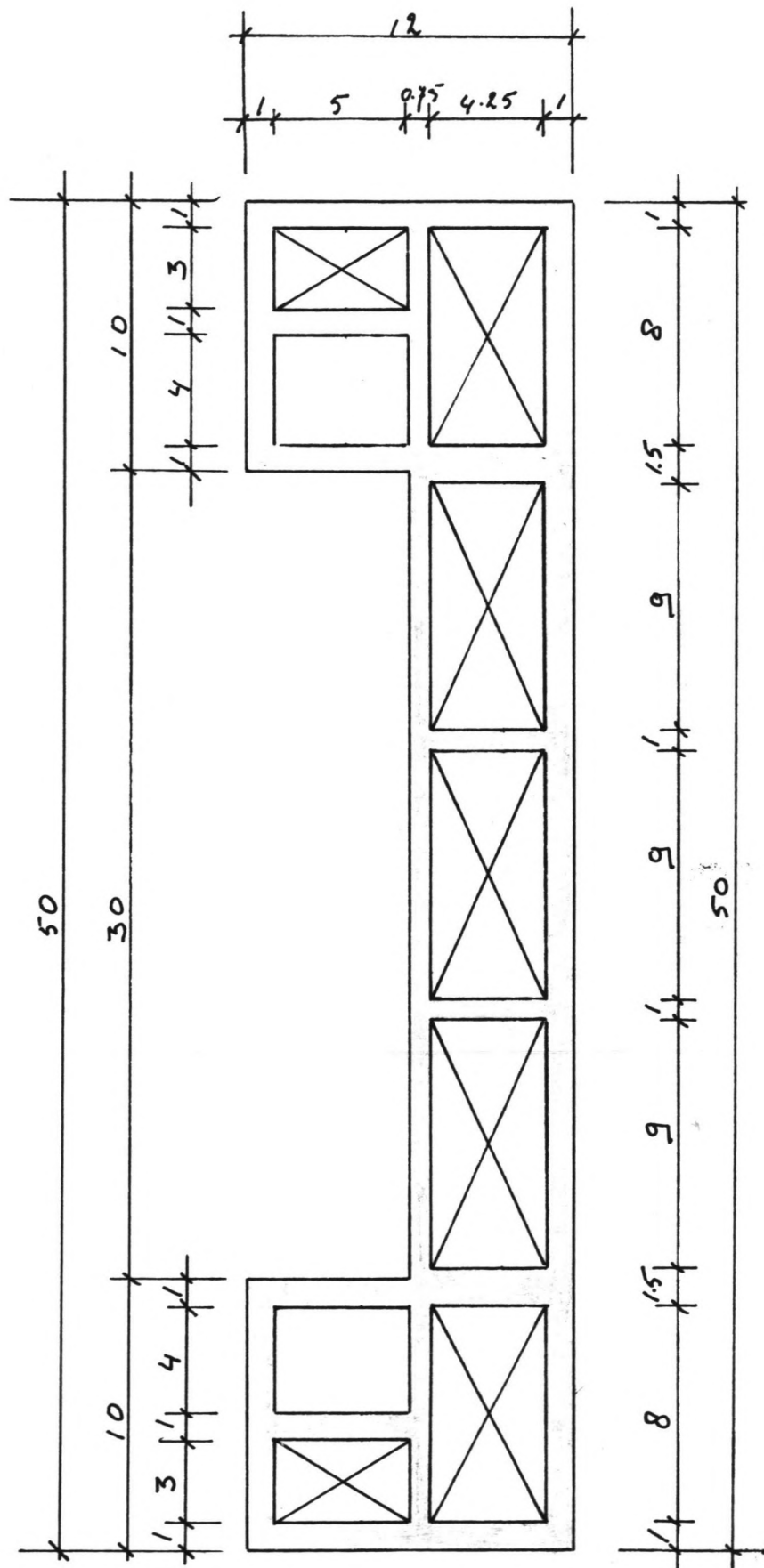
$$A_{beton} = 50*12 - 30*6 - 2*4*5 - 2*3*5 - 2*8*4,25 - 3*9*4,25 = 167,25 \text{ m}^2.$$

$$A_{ballast} = 2*3*5 + 2*8*4,25 + 3*9*4,25 = 212,75 \text{ m}^2.$$

Het opdrijvendvermogen wordt als volgt berekent. Hierbij wordt er van uitgegaan dat de holle ruimten zijn gevuld met lucht.

$$\begin{aligned} \text{Opdrijvende kracht} &= (50*12 - 30*6)*10 = 4200 \text{ kN/m.} \\ \text{Gewicht drempel} &= 4014 \text{ kN/m.} \end{aligned}$$

Daar de opdrijvende kracht groter is dan het gewicht van de drempel zal deze blijven drijven. Door nu ballasttanks aan te brengen en deze te vullen met water kan het element afgezonken worden. De benodigde



hoeveelheid water volgt uit het verschil van opdrijvende kracht en het gewicht van de drempel.

Voor afzinken is benodigt: $V_{\text{water}} = (4200 - 4014)/10 = 18,6 \text{ m}^3/\text{m}$.

Om aan de eis te voldoen van 7,5% overgewicht in de afgezonken situatie is een extra ballast benodigt van $0,075 \cdot 4200 = 315 \text{ kN/m}$. dit komt overeen met een volume water van $V_{\text{water}} = 31,5 \text{ m}^3/\text{m}$. Totaal benodigt $V_{\text{water}} = 18,6 + 31,5 = 50,1 \text{ m}^3/\text{m}$. Door nu de twee buitenste ballastkamers voor deze operatie te gebruiken is voldoende stabiliteit tegen opdrijven verkrijgen. Voor de benodigde ballast in de kerende situatie wordt verwezen naar de stabiliteits berekeningen in paragraaf 6.6.

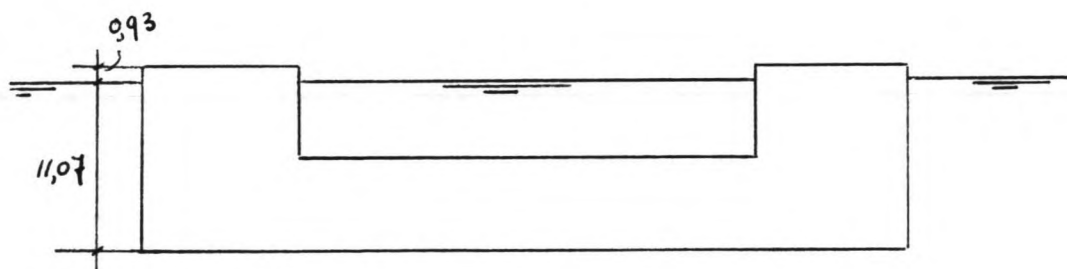
Transport over water.

Bij tunnelmoten is het gewicht tijdens het transport van groot belang. Men eist vaak dat dit zodanig is, dat de tunnelmoot een zo gering mogelijk vrijboord heeft. Dit in verband met de later aan te brengen ballast die men vanwege de kosten zo laag mogelijk wil houden. Dit komt dan neer op een vrijboord van 10 a 15 cm. In dit geval kan de drempel drijvend worden vervoerd. Bij het zojuist bepaalde eigen gewicht van de drempel hebben we een vrijboord van:

$$d \cdot \omega \cdot g = 10 \cdot 50 \cdot 6 + 10 \cdot 20 \cdot d = 3000 + 200 \cdot d$$

$$200 \cdot d = 4014 - 3000 = 1014 \text{ kN/m} \quad d = 6 + 5,07 = 11,07 \text{ meter.}$$

$$\text{dus een vrijboord van } h = 12,00 - 11,07 = 0,93 \text{ meter.}$$

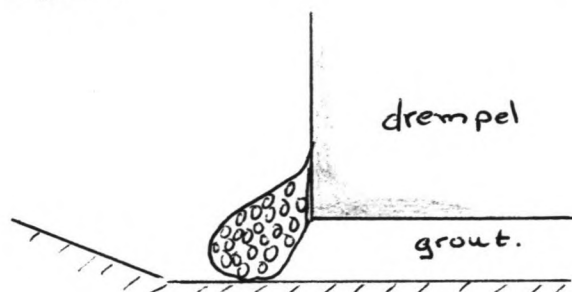


figuur 6.2.

Er is wel van uitgegaan dat de holle ruimten aan de uiteinden van de drempелеlementen zijn afgesloten met waterdichte schotten.

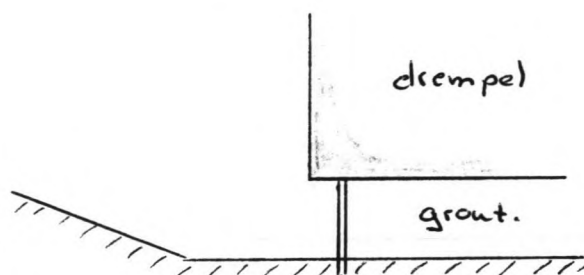
Als de drempелеlementen bij deze diepgang stabiel zijn kunnen ze zo vervoerd worden. Men kan de drempелеlementen dan afzinken door de ballastkamers te vullen met extra water. Op een zeker moment wordt het eigen gewicht plus de ballast groter dan het opdrijvend vermogen en zullen deze vanzelf naar de bodem zinken. Dit betekent wel dat in deze situatie een vasthoudkracht benodigd is. Men moet wel de drempel compartimenteren om schommelingen te voorkomen waardoor gevaar van instabiliteit kan ontstaan. In de afgezonken situatie kunnen dan de ballasttanks worden vervangen door permanente ballast zodanig dat de drempel niet meer wil opdrijven. Nu kan dan de extra

ballast benodigd voor stabiliteit in de uiteindelijke situatie worden aangebracht. Hierop wordt nog in een later stadium teruggekomen. Om een goede afdichting van de drempel aan de bodem te verkrijgen is het nodig dat deze ondergrout wordt. Daar het ondergrouten onder overdruk gebeurd moet er voor gezorgd worden dat dit mengsel onder de drempel blijft. Dit kan men bereiken door aan de zijkant van de drempel grindzakken te bevestigen welke dan de afsluiting verzorgen. (zie onderstaande figuur).



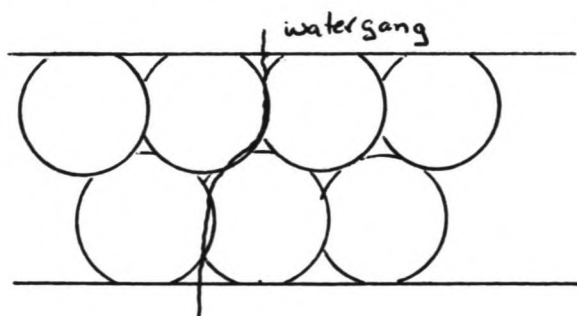
figuur 6.3.

Of door het aanbrengen van zogenaamde skurts. Dit zijn korte stalen platen die aan de onderzijde van de drempel worden bevestigd. Deze stalen platen dringen tijdens het afzinken in de ondergrond en zorgen op deze wijze voor de afdichting. (Zie figuur).



figuur 6.4.

Dit ondergrouten kan gebeuren door het inbrengen van verticale buizen in de drempel, die onder de drempel uitkomen en waardoor het groutmengsel geperst kan worden. De afdichting tegen de onderzijde van de drempel moet zodanig zijn dat geen gevaar voor instabiliteit kan optreden door onderloopsheid. De eerder genoemde eis van overgewicht om opdrijven tegen te gaan kan in eerste instantie worden bereikt door de ballasttanks met water gevuld te houden en later vervangen door de definitieve ballast. Wat voor ballast dit moet worden wordt nader uitgelegd bij de bepaling van de stabiliteit.



figuur 6.5.

6.6 Stabiliteits berekening.

Alle belastingen worden op een rijtje gezet, om vervolgens een uitspraak te kunnen doen over de stabiliteit ten aanzien van schuiven, kantelen en toelaatbare spanningen in de ondergrond. Daarbij wordt in eerste instantie gekeken naar de mogelijkheden om de constructie op staal te funderen, dus op de bestaande grondslag. Bij de berekening worden een aantal aannames gedaan, die ter plaatse vermeld zullen worden. Onderscheiden zullen worden:

- A: Horizontale belastingen.
 - 1. hydrostatische belastingen op de drempel.
 - 2. krachten van het keringsmiddel op de drempel.
 - 3. grondbelastingen.
- B: Vertikale belastingen.
 - 1. hydrostatische belastingen op de drempel.
 - 2. belasting door eigen gewicht drempel.
 - 3. krachten van het keringsmiddel op de drempel.
- C: Belastingen in de bouwfase.

Wat betreft de grondbelastingen wordt het volgende aangenomen. Wanneer op de constructie geen horizontale belasting werkt (open kering), wordt aangenomen dat zowel aan de rivier- als de zee-zijde neutrale gronddruk heerst, welke elkaar dan opheffen. Zodra een horizontale belasting op de constructie gaat werken wordt in de ondergrond (tussen drempel en grondslag) wrijving gemobiliseerd om die horizontale belasting op te nemen. Dit geschiedt door een kleine verplaatsing. Bij een horizontale belasting H gericht van de zee- naar de rivier-zijde zal de gronddruk aan de rivierzijde neigen naar het passieve, terwijl de belasting aan de zee-zijde naar het actieve gaat neigen. Het is echter de vraag in hoeverre die passieve gronddruk zich zal gaan ontwikkelen en welk deel er door de wrijving opgenomen zal worden. De mate van ontwikkeling van deze vlakken is afhankelijk van de horizontale verplaatsing die de constructie ondergaat. Is de grond rondom de drempel aangestort dan is deze los gepakt en zal zetting mogelijk zijn, waardoor de gronddruk meer zal neigen naar het neutrale. Is de drempel echter pneumatisch afgezonken dan is de grond ongeroerd en kan zich snel een passief en actief vlak ontwikkelen. Als de passieve gronddruk zich volledig zou ontwikkelen kan deze gesteld worden op:

$$F_{p_{max}} = 0,5 * \gamma * h^2 * \lambda_p$$

$$h = \text{hoogte waarover de grond werkt} = 12 \text{ m.}$$

$$\gamma = \gamma_n - \gamma_w = 20 - 10 = 10 \text{ kN/m}^3.$$

$$\lambda_p = (\cos \phi)^2 / (1 - \sin \phi)^2 \quad \phi = 30^\circ \quad \lambda_p = 3$$

$$F_{p_{max}} = 0,5 * 10 * 12^2 * 3 = 2160 \text{ kN/m}$$

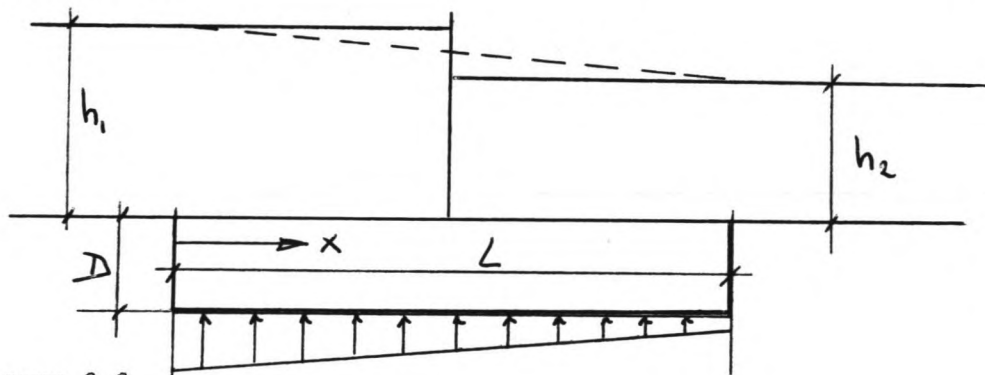
De grootte van de actieve gronddruk is:

$$F_{a_{max}} = 0,5 * 10 * 12^2 * 1/3 = 240 \text{ kN/m}$$

Deze waarden gelden voor een H gericht van zee- naar rivier-zijde. Zoals bekend is de horizontale belasting niet altijd van zee- naar rivier-zijde gericht maar kan ook omdraaien, zogeheten negatief verval. De belasting is dan echter veel kleiner maar dit impliceert wel dat de gronddruk van passief naar actief verandert en omgekeerd. Om nu te voorkomen dat de drempel heen en weer gaat bewegen is aangenomen dat de drempel volledig op wrijving moet blijven liggen. De eventuele ontwikkeling van een passief en actief schuifvlak is dan opgenomen als extra veiligheid.

Hydrostatische belastingen op de drempel.

De drempel ondervindt, als de kering open staat, een opwaartse kracht ter grootte van de verplaatste hoeveelheid water. Is de kering gesloten, dan is de waterhoogte aan de hoogwaterzijde hoger dan aan de laagwaterzijde en veroorzaakt daardoor een grondwaterstroming onder de drempel door. Als gevolg hiervan is de opwaartse druk niet overal gelijk, maar zal van hoog naar laag afnemen met de afstand. Meestal wordt deze lineair aangenomen en kan als volgt bepaald worden:



figuur 6.6.

$$Ox = g * H - g(H - h) * (2 * D + x) / (4 * D + L)$$

$$H = h_1 + D$$

$$h = h_2 + D$$

L = lengte van de drempelbreedte

D = diepte van eventueel aanwezige onderloopsheidschermen

x = afstand

Ten aanzien van de noodzakelijkheid van onderloopsheid schermen kan bekeken worden of de totale kwelweg lang genoeg is om de stroomsnelheden dusdanig te beperken dat onder de constructie geen uitspoeling plaats vindt. Daarvoor kan de theorie van Bligh worden toegepast. Deze theorie veronderstelt dat het drukverschil langs een stroomlijn aan de onderkant van de constructie en de zijvlakken van de damwand

evenredig is met de lengte van de kwelweg. Hierbij wordt aangenomen dat de weerstand die het stromende water ondervindt in het verticale vlak gelijk is aan die van de stroming in het horizontale vlak. Een andere methode waar meestal de voorkeur aan gegeven wordt omdat deze wel rekening houdt met het weerstandsverschil in horizontale en verticale richting en ook snel een indruk geeft van de orde van grootte van het effect is die van Lane. (zie voor nadere verklaring college-diktaat B22N)

$$\Delta h = (\sum L_{\text{vert}} + \sum L_{\text{hor}}/3)/C_1$$

Δh = verval over de kering

C_1 = grondconstante

L = totale kwelweglengte

De grondconstante C_1 is afhankelijk van de grondsoort en in dit geval hebben we te maken met grof zand die een C_1 waarde krijgt van 5,0. De horizontale lengte van de kering $L_{\text{hor}} = 50$ meter. Een veiligheidsfactor van 1,5 wordt meestal gehanteerd en hieruit volgt dan:

$$1,5 * C_1 * \Delta h - \sum L_{\text{hor}}/3 = \sum L_{\text{vert}}$$

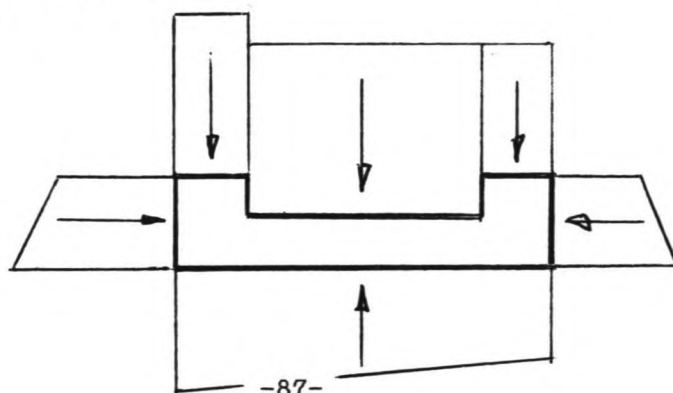
$$1,5 * 5 * 4,6 - 50/3 = 17,83 \text{ m}$$

De diepte van de drempel bedraagt 12 meter, waardoor de kwelweglengte van 24 m voldoende is. Er zijn dus geen damwandschermen noodzakelijk. Doordat in de kerende situatie een verval over de drempel aanwezig is, zal zich een waterstroom onder de drempel instellen. Deze stroming draagt er toe bij dat de waterdruk aan de hoogwaterzijde zal afnemen terwijl die aan de laagwaterzijde zal toenemen. Deze afname is niet lineair maar wordt hier wel als zodanig aangenomen. Deze toe- resp. afname is als volgt te bepalen:

De totale kwelweglengte bedraagt: $l = 50 + 2*12 = 74$ meter.
Het verval over deze lengte is: $\Delta h = 4,6$ meter.
Dus iedere meter kwelweglengte geeft een afname van de waterdruk van:
 $\Delta p = 10,3 * 4,6 / 74 = 0,64 \text{ kN/m}^2$.

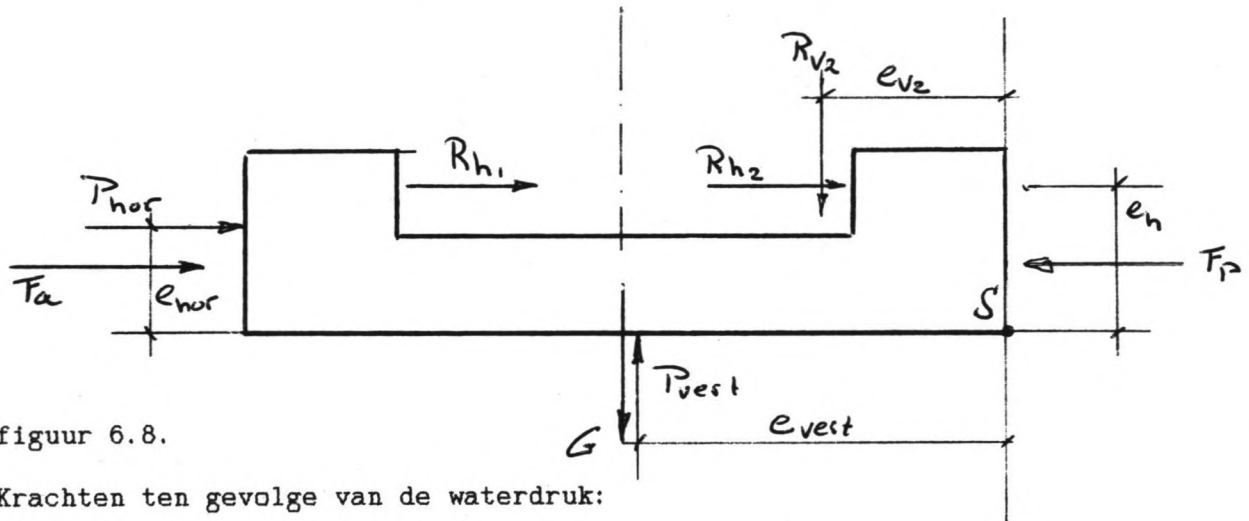
$$\begin{array}{ll} \text{A: } \Delta h = -4,6 * 12 / 74 = -0,75 \text{ m} & \Delta p_A = \Delta h * 10,3 = -7,7 \text{ kN/m}^2 \\ \text{B: } \Delta h = 4,6 - 4,6 * 62 / 74 = 0,75 \text{ m} & \Delta p_B = \Delta h * 10,3 = +7,7 \text{ kN/m}^2 \end{array}$$

In onderstaande figuur zijn deze resulterende waterdrukken weergegeven. (Voor de berekening van deze resulterende waterdrukken wordt verwezen naar de bijlagen 10 t/m 11).



figuur 6.7.

De volgende figuur geeft alle resulterende krachten die op de constructie werken.



figuur 6.8.

Krachten ten gevolge van de waterdruk:

$$\begin{aligned} M_{\text{vert}} &= -123104 \text{ kNm/m.} \\ P_{\text{vert}} &= -5036,7 \text{ kN/m.} \\ e_{\text{vert}} &= 24,4414 \text{ m.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{\text{hor}} &= -3041,76 \text{ kNm/m.} \\ P_{\text{hor}} &= 476,16 \text{ kN/m.} \\ e_{\text{hor}} &= 6,3881 \text{ m.} \end{aligned}$$

Kracht ten gevolge van het eigen gewicht van de drempel

De ballastruimten van de drempel worden met zand gevuld. Er wordt hier wel een aanname gedaan omtrend de vullingsgraad van de ballastruimten. Aangenomen is een maximale vulling van 90%.

$$\begin{aligned} G_{\text{ballast}} &= 20 * 0,9 * 212,75 = 3829,5 \text{ kN/m} \\ G_{\text{drempel}} &= 167,25 * 24 = 4014,0 \text{ kN/m} \\ G_{\text{tot.}} &= 7843,5 \text{ kN/m.} \end{aligned}$$

Krachten ten gevolge van de kerende elementen op de drempel:

$$\begin{aligned} Rh_1 &= 909,32 \text{ kN/m.} & eh_1 &= 9,00 \text{ m.} \\ Rh_2 &= 649,52 \text{ kN/m.} & eh_2 &= 9,00 \text{ m.} \\ Rv_2 &= 900,00 \text{ kN/m.} & ev_2 &= 11,00 \text{ m.} \end{aligned}$$

In eerste instantie wordt gekeken of de konstruktie alleen op wrijving kan blijven staan. De gronddrukken heffen elkaar dan op.

STABILITEITS BEREKENING

I Criterium van Mohr-Coulomb

$$H < V * \tan \phi + R_n \leq V * \tan \phi$$

H = horizontale rekenbelasting.

V = verticale belasting (zonder veiligheid)

$$\tan \phi = 0,7 \quad \text{met} \quad \phi = 35^\circ$$

$$H_{\text{tot}} = P_h + R_{h1} + R_{h2} = 476,16 + 909,32 + 649,52 = 2035 \text{ kN/m.}$$

$$V_{\text{tot}} = P_v + G_{\text{tot}} + R_v = -5036,7 + 7843,5 + 900,00 = 3707 \text{ kN/m.}$$

$$2035 < 3707 * \tan \phi < 2595,5 \text{ kN/m}$$

Dit betekent dat het gewicht van de drempel voldoende is om op wrijving te blijven liggen. Hiervoor is geen extra zware ballast benodigd. Deze extra benodigde ballast zou te verkrijgen door de ruimten niet met zand te vullen maar met beton met een volumegewicht van 22 kN/m³.

II Criterium van Brinch-Hansen.

Behalve langs een horizontaal schuifvlak kan de constructie ook afschuiven via een gekromd schuifvlak. Met behulp van een aantal aannames kan een vergelijking opgesteld worden voor de bepaling van het grensdragvermogen van de fundering.

Als $Q > V$ (=resulterende verticale rekenbelasting) is stabiliteit verzekerd.

Nu geldt:

$$Q/B = 0,5 * \gamma_b * B * N_\gamma * i_\gamma + q * N_q * i_q$$

Q = grensdragvermogen.

B = breedte van de fundering = 50 m.

$$\gamma_b = \gamma_n - \gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$$

$$\phi = 35^\circ$$

N_γ, N_q = konstanten afhankelijk van

$$N_q = (\tan(45 + \phi/2))^2 * \exp(\pi * \tan \phi) = 33,296$$

$$N_\gamma = 1,5(N_q - 1) * \tan \phi = 33,921$$

i_γ, i_q = reductie factoren afhankelijk van de horizontale belasting

$$i_\gamma = (1 - 0,7 * R/V)^5 = 0,034$$

$$i_q = (1 - 0,5 * R/V)^5 = 0,116$$

$$V = 3707 \text{ kN/m}$$

$$R = V * \tan \phi = 2595 \text{ kN/m}$$

$$Q/B = 0,5 * 10 * 50 * 33,921 * 0,034 + 120 * 33,296 * 0,116 = 755,4 \text{ kN/m}$$

Aangenomen is nu dat de inwendige wrijvingshoek 35° bedraagt. Stel nu dat dit te optimistisch is en maar 30° bedraagt. We gaan nu nogmaals de twee stabiliteits criteria doorrekenen.

I Criterium van Mohr-Coulomb

$$H_{tot} = 2035 \text{ kN/m}$$

$$V_{tot} = 3707 \text{ kN/m}$$

$$? \quad ?$$

$$2035 < 3707 \cdot \tan \phi \leq 2140 \text{ kN/m}$$

Dit betekent dat de gekozen ballast van nat zand en een vullingsgraad van 90% voldoende veiligheid verschaft ten aanzien van het criterium van afschuiving.

II Criterium van Brinch-Hansen

$$B = 50 \text{ m}$$

$$\gamma_b = 10 \text{ kN/m}^3$$

$$\phi = 30^\circ$$

$$N_q = 18,401$$

$$N_\gamma = 15,070$$

$$i_\gamma = 0,075$$

$$i_q = 0,182$$

$$Q/B = 0,5 \cdot 10 \cdot 50 \cdot 15,070 \cdot 0,075 + 120 \cdot 18,401 \cdot 0,182 = 684,4 \text{ kN/m}$$

spanningen in de grond.

Om de spanningsfiguur te kunnen berekenen moet het moment bekend zijn. Dit moment wordt bepaald om een punt van de drempel welke gelegen is in het midden van de drempel en op de bodem. Dit is gedaan om de wrijvingskracht een moment gelijk aan nul te geven.

$$M_{tot} = M_{vert} + M_{hor} + M_{RH1} + M_{RH2} + M_{RV2}$$

$$M_{tot} = +5036,7 \cdot 0,5586 - 3041,76 - (909,32 + 649,52) \cdot 9 - 900 \cdot 14 = 2813,5 - 3041,76 - 14030 - 12600 = -26857,8 \text{ kNm/m}$$

Met het gegeven van M_{tot} is het nu mogelijk geworden om de excentriciteit van V_{tot} te bepalen.

$$e_v = M_{tot} / V_{tot} = 26857,8 / 3707 = 7,245 \text{ m.}$$

Zolang de resultante V_{tot} binnen de kern van de drempel valt zal nergens een spanningsloze gronddruk optreden.

De breedte van deze kern is gelijk aan $50/3 = 16,67$ meter. Dit betekent dat de resultante binnen een afstand van 8,33 meter van het hart van de drempel moet liggen. Dat is hier het geval.

De gronddrukfiguur wordt als volgt bepaald:

$$\sigma = M_{tot} / W \quad W = 1/6 \cdot 1 \cdot 50^2 = 416,67 \text{ m}^3$$

$$\sigma = \pm 26857,8 / 416,67 = \pm 64,46 \text{ kN/m}^2.$$

$$\sigma_{gem} = V_{tot} / B = 3707 / 50 = 74,14 \text{ kN/m}^2.$$

$$\sigma_{min} = 74,14 - 64,46 = 9,68 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{max} = 74,14 + 64,46 = 138,63 \text{ kN/m}^2$$

6.7 Bepaling van de globale maten van de landhoofden.

Zoals reeds eerder is vermeld zijn de voornaamste functies van de landhoofden:

- 1- Het afdragen van de belasting door grond en water en de belasting door de spankabel naar de ondergrond.
- 2- Het bergen van de bedieningsmechanismen en bedieningsfaciliteiten.

De buitenmaten van de landhoofden worden hoofdzakelijk bepaald door de ruimte die nodig is om de bedienings- en bewegingswerken te plaatsen. Het bewegingswerk op het landhoofd wordt zodanig geplaatst dat deze permanent droog staat, waardoor onderhoud makkelijker en goedkoper te verrichten valt. De bewegingsarm, waarmee de kabel naar boven en beneden bewogen kan worden, wordt geacht een dusdanige lengte te bezitten dat de verplaatsing van het omloopwiel in y-richting zo gering mogelijk is. Dit is gedaan om de horizontale kracht, die door deze verplaatsing ontstaat, zo gering mogelijk te houden. Zou men dit niet doen dan zouden de omloopwielen horizontaal verplaatsbaar moeten zijn wat een duurdere constructie opleverd. Tevens is het zo dat bij een kleine hoekverdraaiing de benodigde vijzelkracht klein gehouden kan worden. Hiermee wordt dan ook het moment in de arm klein gehouden. Om deze redenen is gesteld dat de hoekverdraaiing van de bewegingsarm niet groter mag zijn dan 30° .

Hiermee voorkomt men dan tevens dat de verticale verplaatsing van de gewichten niet onnodig groot wordt en daarmee dus de hoogte van het landhoofd beperkt blijft. De bij deze hoekverdraaiing behorende lengte van de bewegingsarm is gelijk aan 2 maal de verticale verplaatsing. Dit betekent dat de lengte van de arm ongeveer gelijk is aan 50 meter. De lengte van het landhoofd wordt mede bepaald door het aansluitende dijklichaam. De hoogte van de aansluitende dijk wordt gesteld op +6,00 m N.A.P. en de helling van het talud 1:3. Dit geeft dan dat de lengte van het landhoofd ongeveer 70 meter moet zijn. De breedte van het landhoofd wordt gelijk gesteld aan de breedte van de drempелеlementen, dus 50 m. De funderingsdiepte van de landhoofden wordt bepaald door het feit dat de drempel een doorlopende droge luchtgang heeft voor het plaatsen van de luchtpompen en de toevoer van de benodigde lucht voor de bediening van de pijpen. Dit betekent dat de lucht aangevoerd moet worden via de landhoofden en moet de diepte van het landhoofd minimaal gelijk zijn aan de diepte van de drempелеlementen door de bodem van de landhoofden gelijk te kiezen aan die van de drempel kan men gebruik maken van dezelfde bekisting. De benodigde hoogte van de landhoofden wordt bepaald door de ruimte die nodig is om de bewegingswerken te plaatsen. De benodigde verticale verplaatsing van de contragewichten als gevolg van de beweging van de pijpen is een maat voor de hoogte. De gewichten moeten zekere afmetingen bezitten om aan hun massa te komen. Gesteld wordt nu dat als de bovenkant van de landhoofden ligt op +26,00 m N.A.P. er voldoende ruimte aanwezig is om dit alles te verwezelijken.

6.8 Mogelijke bouwwijze van de landhoofden.

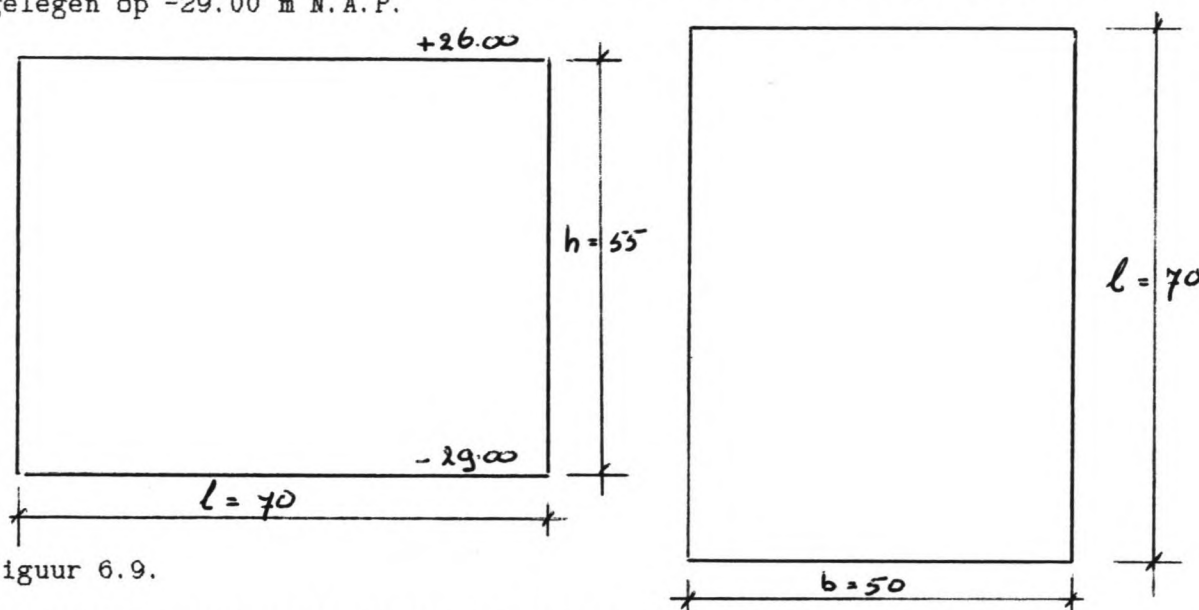
Allereerst worden de buitenmaten van de landhoofden op een rijtje gezet:

lengte van de landhoofden: $l=70$ meter.

breedte van de landhoofden: $b=50$ meter.

hoogte van de landhoofden: $h=55$ meter.

De funderingsdiepte van de landhoofden is evenals de drempелеlementen gelegen op -29.00 m N.A.P.



figuur 6.9.

De mooiste methode van bouwen is in den droge en op de definitieve plaats. Dit betekent dat er een bouwput gemaakt moet worden die zeer diep wordt. De kerende hoogte hiervan moet dusdanig zijn dat de bouwput droog blijft. Dit betekent dat geen water over de damwand mag slaan. Uit eerdere berekeningen blijkt dat de golfoploop dusdanig is dat de kerende hoogte minimaal moet reiken tot $+7.00$ m N.A.P. De belasting op de damwand door water en grond is zo groot dat meerdere lagen stempels benodigd zijn. Door deze grote hoeveelheid stempels wordt het werken in de bouwput vrijwel onmogelijk. Een tweede probleem is het droog houden van deze diepe put. Daar het hier dus niet mogelijk is de landhoofden direct ter plaatse op de juiste diepte te bouwen zijn er twee alternatieven mogelijk. Als eerste kan overwogen worden om een ondiepe bouwput te maken door een zandplateau op te spuiten. De landhoofden kunnen hierop gebouwd worden totdat ze gereed zijn en dan pneumatisch worden afgezonken tot de juiste diepte. Deze oplossing heeft als nadeel dat er een damwand moet worden geheid die later weer verwijderd moet worden en dat een bronbemaling moet worden aangelegd. Een andere mogelijke oplossing is de landhoofden gedeeltelijk in het zelfde bouwput als de drempелеlementen te bouwen. Deze gedeeltelijk afgebouwde landhoofden dan drijvend aanvoeren en afzinken waarna ze afgebouwd kunnen worden. Na gereed komen hiervan worden ze pneumatisch tot de vereiste diepte afgezonken. Deze methode heeft als voordeel dat geen damwand en bronbemaling benodigd is. Uiteraard moeten de gedeeltelijk afgebouwde landhoofden tijdens het transport over water stabiel zijn, hierop wordt verder ingegaan bij de uitvoeringsaspecten.

6.9 Stabiliteitsberekening.

Alle op de landhoofden werkende krachten worden nu op een rij gezet, om vervolgens een uitspraak te kunnen doen over de stabiliteit ten aanzien van schuiven, kantelen en toelaatbare spanningen in de ondergrond.

Onderscheid zal gemaakt worden tussen:

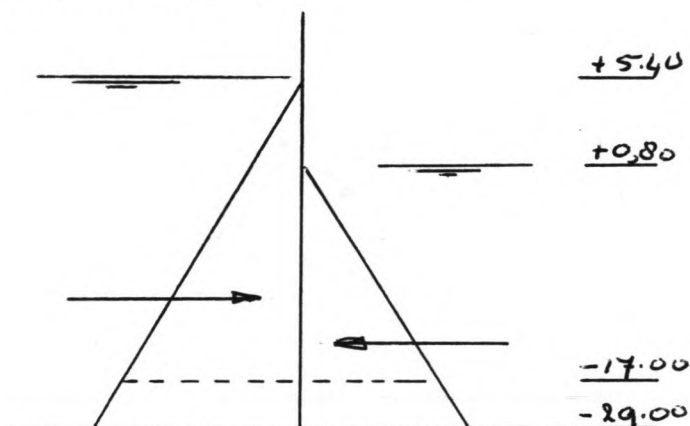
A. Horizontale belastingen.

- 1- Hydrostatische belastingen op de wanden.
- 2- Krachten ten gevolge van de spankabel.
- 3- Gronddrukken.

B. Vertikale belastingen.

- 1- Hydrostatische belastingen op de bodem.
- 2- Belastingen door eigengewicht.
- 3- Belastingen door spankracht opwekkende gewichten.

A1/B1: Hydrostatische belastingen



figuur 6.10.

Totale horizontale belasting:

Druk aan de onderzijde van het landhoofd aan zee zijde:

$$P_{\text{bodem}} = 10,3 \times 34,4 = 354,32 \text{ kN/m}^2.$$

Druk aan de onderzijde van het landhoofd aan rivier zijde:

$$P_{\text{bodem}} = 10,3 \times 29,8 = 306,94 \text{ kN/m}^2.$$

Ondanks het feit dat de weerstand tegen grondwaterstroming in verticale richting anders is dan in horizontale richting wordt hier aangenomen dat deze gelijk zijn. Hiermee is dus weer een af- resp. toename van de waterdruk aan de bodem te bepalen. Deze af- resp. toename bedraagt:

$$\Delta P = (5,4 \times 10,3) / (12 + 50 + 12) = (5,4 \times 10,3) / 74 = 0,75 \text{ kN/m}^2.$$

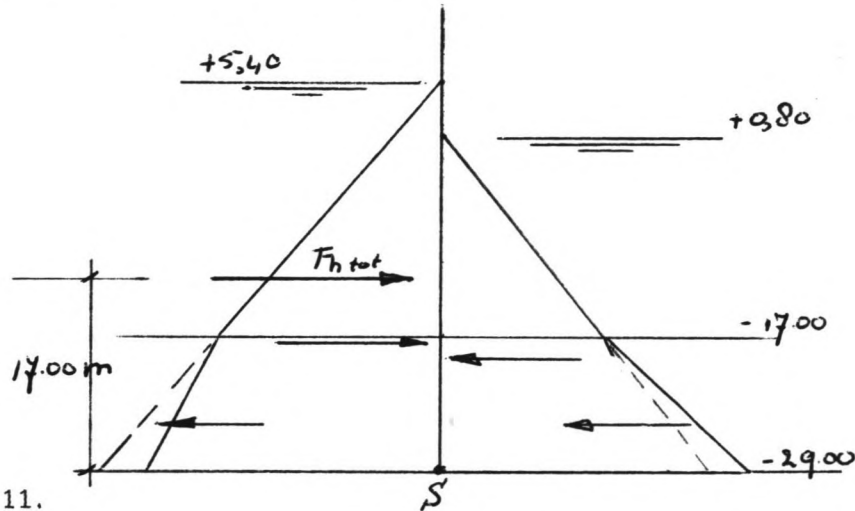
Dit betekent een drukafname aan de zeezijde op de bodem van:

$$\Delta P = 12 \times 0,75 = 9 \text{ kN/m}^2.$$

Dit betekent een druktoename aan de rivierzijde op de bodem van:

$$\Delta P = 5,4 \times 10,3 - 62 \times 0,75 = 9 \text{ kN/m}^2.$$

De drukfiguur ziet er dan als volgt uit:



figuur 6.11.

$$F_{h1} = 0,5 \cdot 354,32 \cdot 34,4 - 0,5 \cdot 9 \cdot 12 = 6040,3 \text{ kN/m}$$

$$F_{h2} = 0,5 \cdot 306,94 \cdot 29,8 + 0,5 \cdot 9 \cdot 12 = 4627,4 \text{ kN/m}$$

$$F_{h \text{ tot}} = 1412,9 \text{ kN/m.}$$

Moment om punt S:

$$M_S = -(0,5 \cdot 354,32 \cdot 34,4^2/3 - 0,5 \cdot 9 \cdot 12^2/3) + (0,5 \cdot 306,94 \cdot 29,8^2/3 + 0,5 \cdot 9 \cdot 12^2/3) = -24020,2 \text{ kNm/m.}$$

$$F_{h \text{ tot}} \cdot x = 24020,2 \text{ kNm/m.}$$

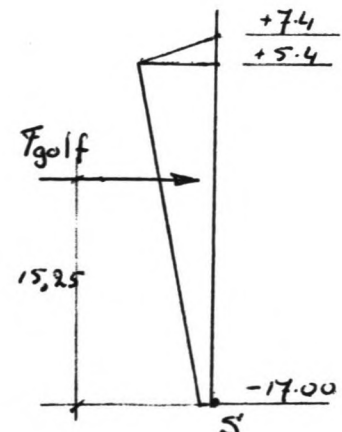
$$x = 17,00 \text{ m.}$$

Krachten door golfbelasting.

Voor de berekening van de golfbelastingen wordt verwezen naar het hoofdstuk "Belastingen kering". Hier worden alleen de resultaten gegeven die van toepassing zijn op het landhoofd.

- verhoging van de middenstand: $H_0 = 0,27 \text{ m.}$
- totale golfhoogte tegen de wand (reflexie 0,6):
 $= 1,49 + 0,24 = 1,73 \text{ m}$
- druk aan de bodem (-17,00 m N.A.P.): $P_0 = 1,00 \text{ kN/m}^2.$
- golfhoogte tegen de wand die ontstaat door golfoploop en daardoor bepalend is voor de waterbelasting.
 $+5,40 + 0,27 + 1,73 = +7,40 \text{ m N.A.P.}$

De drukfiguur ziet er dan als volgt uit:



figuur 6.12.

De kracht door de glven is als volgt te bepalen:

$$P_{+7,40} = 0 \text{ kN/m}^2.$$

$$P_{+5,40} = (7,40 - 5,40) \cdot 10,3 = 20,6 \text{ kN/m}^2.$$

$$P_{-17,00} = 1,00 \text{ kN/m}^2.$$

$$F_{\text{golf}} = 0,5 \cdot 20,6 \cdot (7,40 - 5,40) + 0,5 \cdot (20,6 - 1,00) \cdot (17,00 + 5,40) + 22,4 \cdot 1,0 = 262,52 \text{ kN/m}.$$

Het moment door deze golfkracht wordt:

$$M_{\text{golf}} = -(20,6 \cdot (2/3 + 22,4) + 219,52 \cdot 2 \cdot 22,4/3 + 22,4 \cdot 22,4/2) = -4004,2 \text{ kNm/m}.$$

De hoogte waar de resultante aangrijpt is: $4004,2/262,52 = 15,25 \text{ m}$.

Hydrostatische belasting onder de landhoofden.

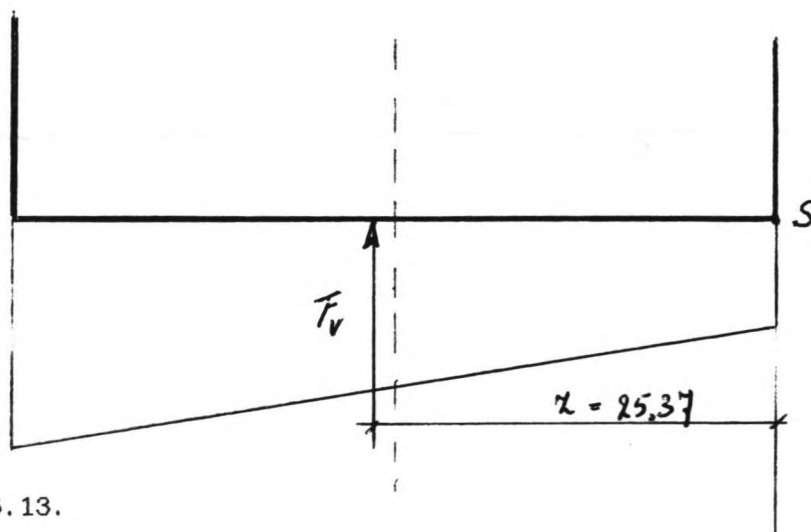
Voor de berekening hiervan wordt verwezen naar het hoofdstuk van "Belastingen kering" Hier worden alleen de resultaten gegeven.

$$F_v = (306,94 + 9) \cdot 50 + 0,5 \cdot (354,32 - 9 - (306,94 + 9)) \cdot 50 = 16531,5 \text{ kN/m}.$$

Moment t.o.v. punt S (rechts onder het landhoofd).

$$M_S = -(15797 \cdot 50/2 + 734,5 \cdot 2 \cdot 50/3) = -419408,3 \text{ kNm/m}.$$

Excentriciteit van F_v : $z = 419408,3/16531,5 = 25,37 \text{ m}$.



figuur 6.13.

A2. Krachten ten gevolge van de spankabel.

Aangenomen wordt dat de spankabel op een konstante spanning van $F_{\text{span}} = 17000 \text{ kN}$ gehouden wordt. De meest ongunstige situatie die op kan treden voor het landhoofd is als de kering geheven is en de spankabel aangrijpt op een hoogte van $+7,00 \text{ m N.A.P.}$

A3. Gronddrukken

Aan de achterzijde van de landhoofden sluit het dijklichaam aan waarvan de kerende hoogte was gesteld op +6,00 m N.A.P. Hiermee is dan bekend wat de gronddruk wordt op de constructie. Er is hier aangenomen dat de gronddruk een neutraal karakter vertoont. Dit is aan de hoge kant want als de landhoofden willen verplaatsen zal zich een actief glijvlak ontwikkelen. Daar we willen dat het landhoofd niet verplaatst is hier gerekend met een $\lambda_n = 0,6$.

$$F_{\text{grond}} = 0,5 * \lambda_n * (\gamma_n - \gamma_w) * h^2 = 0,5 * 0,6 * 10 * 35^2 = 3675 \text{ kN/m.}$$

$$\sum Ma = 0 \quad a = 35/3 = 11,67 \text{ m boven de bodem.}$$

Op de zijwanden waar de taluds omhoog lopen naar het aansluitende dijklichaam kan zich ook wrijving ontwikkelen Deze wrijving wordt niet meegenomen in de stabiliteits berekening maar wordt gezien als extra veiligheid.

B2. Belastingen van landhoofden door eigen gewicht. (voor maten zie volgende pagina).

$$\begin{aligned} G_{\text{bodem}} &= (50*12 - 30*6 - 2*4*5 - 2*3*5 - 4*4,25*8 - 2*4,25*11)*24 \\ &= 167,25*24 = 4014 \text{ kN/m.} \\ G_{\text{enijrand}} &= 2*1,5*2*24 = 144 \text{ kN/m.} \\ G_{\text{wanden}} &= (2*(17+24)*2 + 1*2*(17+24) + 2*2*(23+12))*24 = 9264 \text{ kN/m.} \\ G_{\text{dak}} &= 2*50*24 = 2400 \text{ kN/m.} \\ G_{\text{totaal}} &= 15822 \text{ kN/m.} \end{aligned}$$

Verder wordt een extra gewicht van 10% in rekening gebracht voor het aanbrengen van scheidingswanden en etage vloeren.

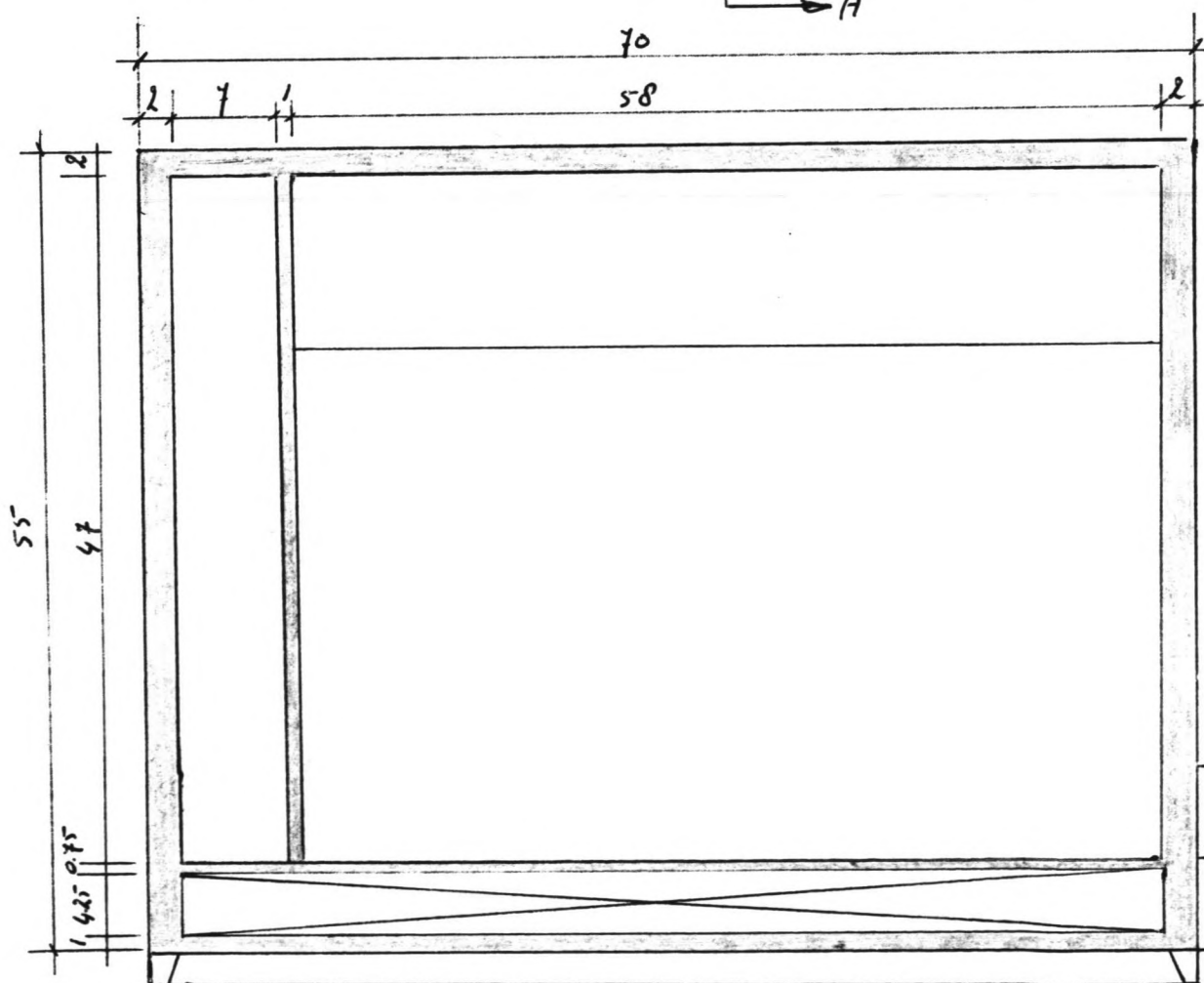
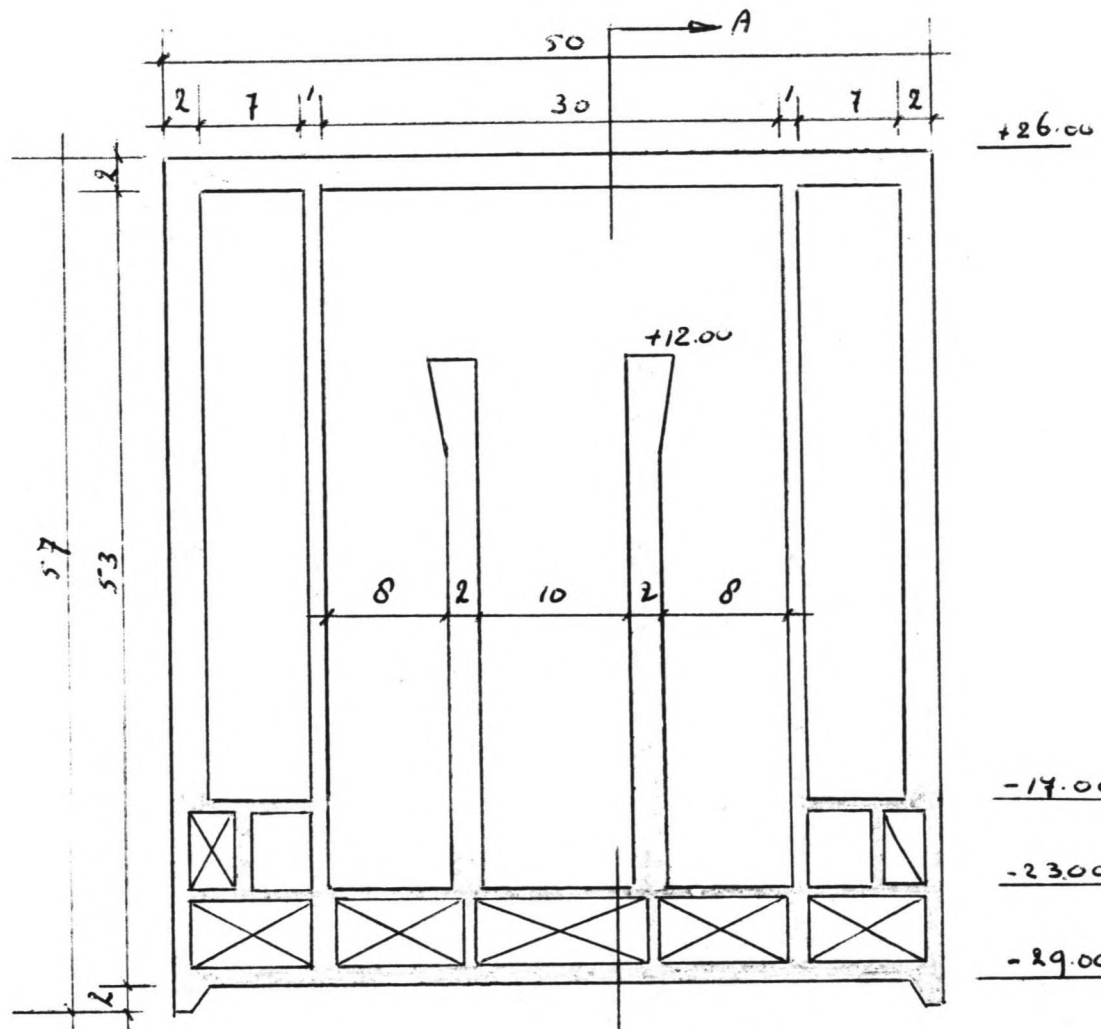
$$G_{\text{tot}} = 1,1 * 15822 = 17404 \text{ kN/m.}$$

De ruimte waar de bewegingsarm zich bevindt staat permanent onder water. Tijdens de kerende situatie wordt aangenomen dat de waterstand gelijk is aan het waterpeil aan de zeezijde, dus op +0,80 m N.A.P. De lengte van deze ruimte wordt gelijk gesteld aan een $l=58\text{m}$. zodat de verticale belasting hierdoor gelijk is aan:

$$F_w = 58 * (23 + 0,8) * 10 * 10 = 138040 \text{ kN.}$$

B3. Belastingen door contragewichten.

De contragewichten voor het op spanning brengen van de kabel wegen samen 1700 ton De bewegingsarm wordt belast door een gewicht zodanig dat deze in de horizontale stand evenwicht maakt. Daar het moment om het draaipunt nul moet zijn en doordat de arm van het contragewicht kleiner is dan de gewichten die de spankracht opwekken wordt deze gesteld op ongeveer 2000 ton. Het gewicht van de overige bedienings-elementen wordt gesteld op 300 ton. De totale verticale kracht wordt dan $F_{\text{bew}} = 40000 \text{ kN}$.



Doorsnede A-A.

Samenvatting van alle op de landhoofden werkende belastingen.

Hydrostatische belasting: $F_{h_{tot}} = 1412,9 \text{ kN/m}$.

$e_{Fh} = 17,00 \text{ m}$.

Dit geeft de volgende totaal belasting: $F_h = 70 \cdot 1412,9 = \underline{98903 \text{ kN}}$.

Golfkrachten: $F_{golf} = 262,52 \text{ kN/m}$.

$e_{F_{golf}} = (15,25 + 12) = 27,25 \text{ m}$.

Dit geeft de volgende totaal belasting: $F_{golf} = 70 \cdot 262,52 = \underline{18376 \text{ kN}}$.

Waterdruk tegen de bodem: $F_v = 16531,5 \text{ kN/m}$.

$e_{Fv} = 25,37 \text{ m}$.

Dit geeft totale oprijvende kracht: $F_v = 70 \cdot 16531,5 = \underline{1157205 \text{ kN}}$.

Belasting door eigengewicht: $G_{tot} = 17404 \text{ kN/m}$.

Dit geeft een totaal gewicht van: $G = 70 \cdot 17404 = \underline{1218280 \text{ kN}}$.

Belasting door water: $G_{water} = 2380 \text{ kN/m}$.

Dit geeft totale verticale belasting: $G_w = 58 \cdot 2380 = \underline{138040 \text{ kN}}$.

Kracht van de spankabel: $F_{span} = 17000 \text{ kN}$.

$e_{F_{span}} = (7 + 29) = 36 \text{ m}$.

Belasting door gewichten: $F_{bew} = 40000 \text{ kN}$.

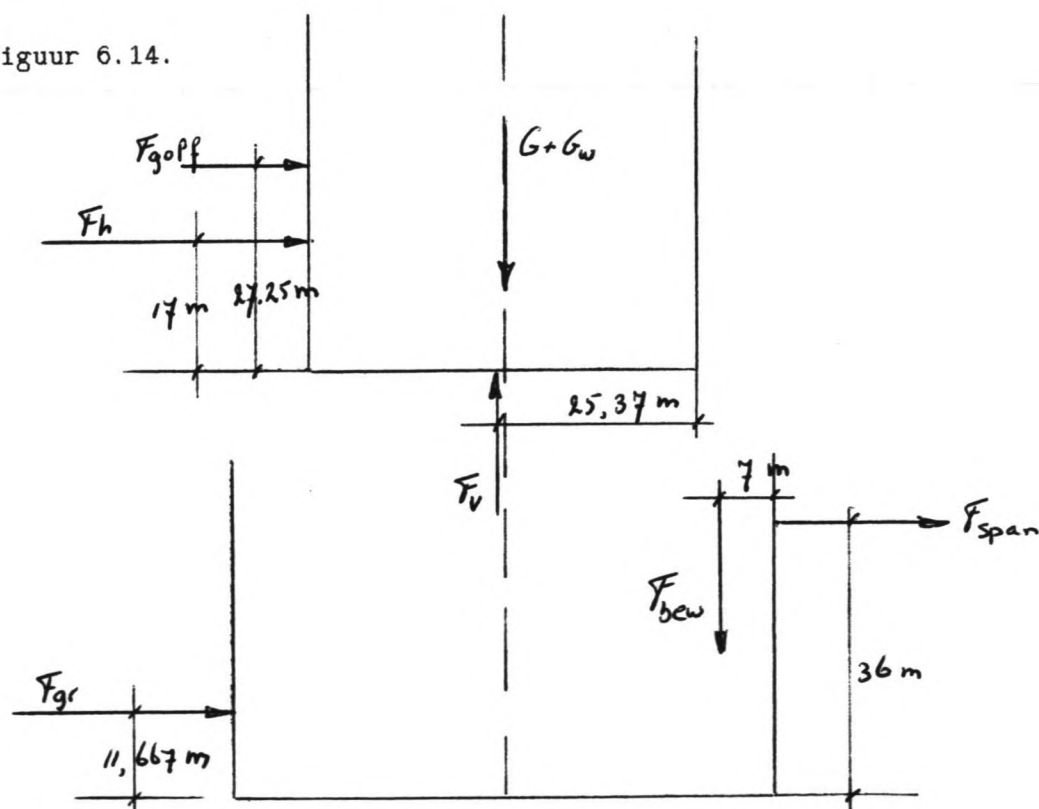
$e_{F_{bew}} = 7,00 \text{ m}$.

Grondbelasting: $F_{grond} = 3675 \text{ kN/m}$.

$e_{F_{gr}} = 11,667 \text{ m}$.

Dit geeft totale grondruk van: $F_{gr} = 50 \cdot 3675 = \underline{183750 \text{ kN}}$.

figuur 6.14.



STABILITEITSBEREKENING.

$$V_{tot} = G_{tot} + G_{water} + F_{bew} - F_v$$

$$= 1218280 + 138040 + 40000 - 1157205 = 239115 \text{ kN.}$$

$$H_x = F_h + F_{golf} = 98903 + 18376 = 117279 \text{ kN.}$$

$$H_y = F_{gr} + F_{span} = 183750 + 17000 = 200750 \text{ kN.}$$

$$H_{tot} = \sqrt{H_x^2 + H_y^2} = 232497 \text{ kN.}$$

I criterium van Mohr-Coulomb.

$$H \leq V \cdot \tan \phi$$

$$V \Rightarrow H / \tan \phi \quad 232497 / \tan 30^\circ = 402697 \text{ kN.}$$

Dit betekent dat er ballast aangebracht moet worden om deze verticale belasting te kunnen bewerkstelligen. Deze extra ballast bedraagt: $402697 - 239115 = 163582 \text{ kN}$. Gekozen wordt voor nat zand met een volumegewicht van $\gamma_n = 20 \text{ kN/m}^3$. Dit betekent dat er $163582 / 20 = 8180 \text{ m}^3$ zand moet worden gebruikt. Met de totale lengte van het landhoofd van 70 meter houdt dit in dat er een beschikbare ruimte van $8180 / 70 = 118 \text{ m}^2/\text{m}$ moet zijn. De totale ruimte in de bodem bedraagt $212,75 \text{ m}^2$. Hier is te zien dat met het vullen van de bodem met zand voldoende gewicht wordt verkregen om het landhoofd tegen afschuiven te beveiligen.

II criterium van Brinch-Hansen

$$B = 50 \text{ meter}$$

$$N_q = 18,401$$

$$i_q = 0,182$$

$$\gamma_b = 10 \text{ kN/m}^3$$

$$N = 15,070$$

$$i_\gamma = 0,075$$

$$\phi = 30^\circ$$

$$Q = 616 \cdot B \cdot L = 616 \cdot 50 \cdot 70 = 2,156 \cdot 10^6 \text{ kN (voldoet ruim)}$$

spanningen ten gevolge van moment in x-richting

$$M_x = F_h \cdot e_{Fh} + F_{golf} + F_v \cdot (25 - e_{Fv}) =$$

$$= 24019,3 + 7153,67 + 6116,66 = 37289,63 \text{ kNm/m.}$$

$$\sigma_x = M_x / W = 37289,63 \cdot 6 / 1 \cdot 50^2 = 89,5 \text{ kN/m}^2$$

spanningen ten gevolge van moment in y-richting

$$M_y = F_{gr} \cdot e_{Fgr} + F_{bew} \cdot e_{Fbew} + F_{span} \cdot e_{Fspan} =$$

$$= 3675 \cdot 11,667 + 40000 / 50 \cdot (35 - 7) + 17000 / 50 \cdot 36 = 77515 \text{ kNm/m.}$$

$$\sigma_y = M_y / W = 77515 \cdot 6 / 1 \cdot 70^2 = 94,9 \text{ kN/m}^2.$$

Om nu te voorkomen dat nergens onder de landhoofden een spanningsloze toestand ontstaat moet de verticale belasting dusdanig zijn dat de spanning gelijk is aan $89,5 + 94,9 = 184,4 \text{ kN/m}^2$. Dit betekent echter ook dat de maximale spanning erg hoog wordt nl. $2 \cdot 184,4 = 368,8 \text{ kN/m}^2$. Om dit te reduceren wordt er gekeken naar de

permanent aanwezige belasting. Deze belastingen zijn die van de grond en die van de contragewichten. Door de ballast tussen de achterschotten te plaatsen is een groot deel van het moment om de y-as weg.

$$M_y = 3675 \times 11,667 + 40000/50 \times (35-7) = 65275 \text{ kNm/m.}$$

De excentriciteit van deze ballast bedraagt: $(35-2-7/2) = 29,5 \text{ m}$. Hiermee is het mogelijk de benodigde hoeveelheid ballast te bepalen. De gekozen ballast bestaat uit nat zand met een volumegewicht van 20 kN/m^3 .

$$65275 = 29,5 \times 20 \times 7 \times h \quad h = 15,8 \text{ meter.} \quad V = 110,6 \text{ m}^3/\text{m.}$$

Het overgebleven deel van het moment om y veroorzaakt door de spankracht is gelijk aan:

$$M_y = 17000/50 \times 36 = 12240 \text{ kNm/m}$$

$$\sigma_y = M_y/W = 12240 \times 6/50^2 = 29,4 \text{ kN/m}^2.$$

Om nergens een spanning nul te krijgen moet het eigengewicht plus ballast een spanning geven van $89,5 + 29,4 = 118,9 \text{ kN/m}^2$.

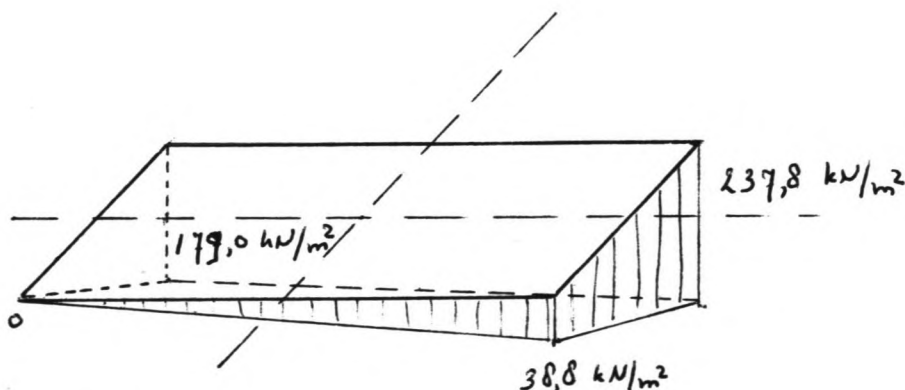
$$G_{\text{tot}} = 118,9 \times 50 \times 70 = 416150 \text{ kN.}$$

$$G_{\text{ballast}} = G_{\text{tot}} - V_{\text{tot}} = 416150 - 239115 = 177035 \text{ kN.}$$

Een deel van deze benodigde ballast is reeds excentrisch aangebracht, te weten aan de achterzijde. $110,6 \times 50 = 5530 \text{ m}^3$. Dus $G_{\text{ballast}} = 5530 \times 20 = 110600 \text{ kN}$. Er blijft dus nog over om als ballast aan te brengen.

$$177035 - 110600 = 66435 \text{ kN} \quad V = 66435/20 = 3321,75 \text{ m}^3.$$

De lengte van het landhoofd bedraagt 70 meter. Per meter drempel is dus een volume benodigt van $3321,75/70 = 47,5 \text{ m}^3$ nat zand.



figuur 6.15.

6.10 Uitvoering en fasering.

Met betrekking tot de uitvoering van het gehele werk kunnen een aantal randvoorwaarden worden opgesteld.

- 1- De scheepvaart moet zo weinig mogelijk hinder ondervinden van de uitvoering. De scheepvaart moet ten allen tijde kunnen passeren. Alleen tijdelijke stremmingen zijn toegestaan na overleg met de vaarwegbeheerder.
- 2- Materieel en materiaal moet voldoende eenvoudig aan te voeren zijn.
- 3- Slechte weersomstandigheden mogen er niet toe leiden dat bouw-dokken of bouwkuipen onderlopen. Tevens mag de voortgang door slecht weer niet te veel worden vertraagd.

Om deze redenen is er voor gekozen om alles te prefabriceren in een bouwdok. Dit betekent dus dat de landhoofden gedeeltelijk worden gebouwd om daarna drijvend te worden vervoerd naar de definitieve bestemming. Het zelfde geldt voor de drempel elementen met dien verstande dat deze geheel worden afgebouwd in het dok. We hebben hier gekozen voor een bestaand dok. Dit houdt wel in dat deze aan verschillende voorwaarden moet voldoen. t.w.

- a- De bodem van het bouwdok moet op een dusdanige diepte liggen dat voldoende keelclearance wordt verkregen als de elementen willen opdrijven.
- b- De oppervlakte van het dok moet voldoende groot zijn om de elementen te kunnen bergen met voldoende werkruimte voor kranen, wegen enz.
- c- Het bouwdok moet gelegen zijn aan voldoende diep vaarwater.
- d- Het dok moet goed bereikbaar zijn over land en water.
- e- De afstand van dok naar uiteindelijke bestemming mag niet te groot zijn in verband met de benodigde vaartijd voor het verslepen van de elementen.
- f- De mogelijkheid moet bestaan het bouwdok te scheiden in twee afzonderlijke gedeelten in verband met de fasering van het werk. De landhoofden moeten eerder klaar zijn dan de drempel elementen.
- g- De kosten die gepaard gaan met het bemalen en huren van het bouwdok mogen niet te hoog worden.

Al deze aspecten in overweging genomen is gekozen voor het bestaande bouwdok Madroel. Dit is gelegen naast de Benelux tunnel direct langs de Maas. Het niveau van de bouwboodbodem ligt op -8,60 m N.A.P. Het werkbare oppervlak van dit bouwdok bedraagt 430 * 83 m². Het geologisch profiel van het bouwdok ziet er als volgt uit. Zandverbetering van -8,60 m tot -13,00 m N.A.P.; Een ondoorlatende kleilaag van -13,00 m tot -17,00 m N.A.P.; Beneden -17,00 m N.A.P. bevindt zich de zogenaamde pleistocene zandlaag. Het bouwdok wordt op het ogenblik gebruikt als insteekhaven en dien ten gevolge bevindt zich hier een sliblaag van ongeveer 1 meter op de bodem. De bodem moet opgeschoond worden en kan dan gelijk verdiept worden tot -10,00 m N.A.P. De grondverbetering kan gebruikt worden als fundering voor de bouw van de elementen. Het bouwdok is te

scheiden in twee afzonderlijke gedeelten door het opwerpen van een zanddam. In eerste instantie fungeert deze zanddam alleen maar als scheidingswand maar als de landhoofden gereed zijn wordt dat gedeelte volgezet en moet de dam water keren. Het droog houden en droogpompen van dit dok gebeurt door middel van een gecombineerd bemalingssysteem. De stijghoogte in de pleistocene grofkorrelige zandlaag is ongeveer +0,50 m N.A.P. Dit betekent dat als we geen verlaging toepassen de kans bestaat dat de putbodem opbarst als gevolg van het feit dat de bovenliggende grondlaag niet voldoende tegengewicht levert om dit op te vangen. De verlaging van de stijghoogte is te bewerkstelligen met een bronbemaling. De buiten dammen zijn waterkerend en dien ten gevolge vindt er waterstroming door de dammen plaats. Om instabiliteit hiervan te voorkomen door het uit-tredende grondwater, wordt een vacuumbemaling in meerdere ringen toegepast. De putbodem wordt voorzien van een drainage systeem waarmee de putbodem drooggehouden kan worden. Het leegpompen kan nu beginnen. Er moet echter wel op gelet worden dat dit niet te snel gebeurt omdat anders de waterstand in de dijken deze verlaging niet kunnen volgen en grondwateruittreking plaatsvindt. Dit kan instabiliteit van de taluds veroorzaken.

Werkmethoden.

Hier zal ingegaan worden op de verschillende te verrichten handelingen ten behoeve van de bouw van de stormvloedkering. Deze handelingen zijn onder te verdelen in:

- a- Baggerwerken
- b- Bouwen van de landhoofden.
- c- Afzinken van de drempелеlementen.
- d- Montage van de stalen buizen.

-a- Baggerwerken.

Zoals reeds eerder is vermeld worden de landhoofden gedeeltelijk in het bouw-dok gemaakt. Dit betekent dat er een funderingsdrempel gemaakt moet worden waar de landhoofden opgezet kunnen worden om dan verder afgebouwd te kunnen worden. De rivierbodem ter plaatse van de kering ligt tussen de -7,50 m tot -12,50 m N.A.P. De bodem wordt eerst opgeschoond waarna dan de bodem ter plaatse van de landhoofden wordt geegaliseerd tot een niveau van -10,00 m N.A.P. Deze funderingsplaten bestaan dan uit zand waar de landhoofden een goede stabiliteit op vinden om tot de uiteindelijke hoogte te worden afgebouwd en pneumatisch afgezonden. Ter plaatse van de doorvaart-opening moeten meerdere handelingen worden verricht. Hier onderscheiden we:

- 1- Baggeren van de fundatiebedden ten behoeve van de bodembescherming.
- 2- Baggeren van de zinksleuf voor het afzinken van de drempel-elementen.
- 3- Het storten van de bodembescherming.

Ter voorkoming van ontgrondingen en daardoor stabiliteitsverlies van de drempel moet aan weerszijden van de drempel een steenbestorting gemaakt worden. Het huidige bodempeil van de Nieuwe Waterweg bedraagt -15,00 m N.A.P. Om een goede fundering voor de steenbestorting te creëren is het noodzakelijk dat er gebaggerd wordt. De laagdikte van deze filterconstructie wordt hier arbitrair vastgesteld op 3,00 meter. Dit betekent dat er een laag van ongeveer 5,0 meter moet worden weggebaggerd. Nadat dit gebeurd is kan begonnen worden met het uitbaggeren van de zinksleuf voor de drempel elementen. De bodemdiepte van deze sleuf is gelijk aan die van de drempeldiepte en wel -29,00 m N.A.P. Ter plaatse van de voegovergangen van de verschillende elementen wordt een extra verdieping aangebracht. Deze verdieping wordt later weer gedeeltelijk met grind gevuld en nauwkeurig glad afgewerkt met behulp van duikers. Hierop worden dan met een kraan betonnen stelplaten afgezonken. Deze stelplaten dienen er voor dat de vijzels onder de kopeinden van de drempелеlementen steun vinden en de daarbij vrijkomende oplegdruk gelijkmatig naar de ondergrond afvoeren. Nadat de drempелеlementen zijn ondergrout en de sleuf is aangevuld tot -20,00 m N.A.P. kan begonnen worden met het storten van de bodembescherming.

-b- Het bouwen van de landhoofden.

Inleiding

De bouw van de landhoofden gebeurt in fasen. De landhoofden zijn ontworpen als pneumatisch afzinkbare caissons. Het onderste gedeelte van de caissons worden in het bouwdok gemaakt. Na innundatie van dat gedeelte drijven de caissons op en kunnen ze versleept worden naar de ter plaatse gemaakte afzinkplateaus alwaar ze worden afgezonken. Nadat ze afgezonken zijn worden ze verder afgebouwd en pneumatisch op de juiste diepte gebracht. In de bodem van de landhoofden zijn buisdoorvoeringen ingestort die benodigd zijn voor de doorvoer van de benodigde lucht, grondaivoer etc. Als de snijranden de vereiste diepte hebben bereikt wordt de werkkamer onder de landhoofden gevuld met beton. Hierna kan dan de benodigde ballast worden aangebracht.

Opbouw van de landhoofden in het bouwdok.

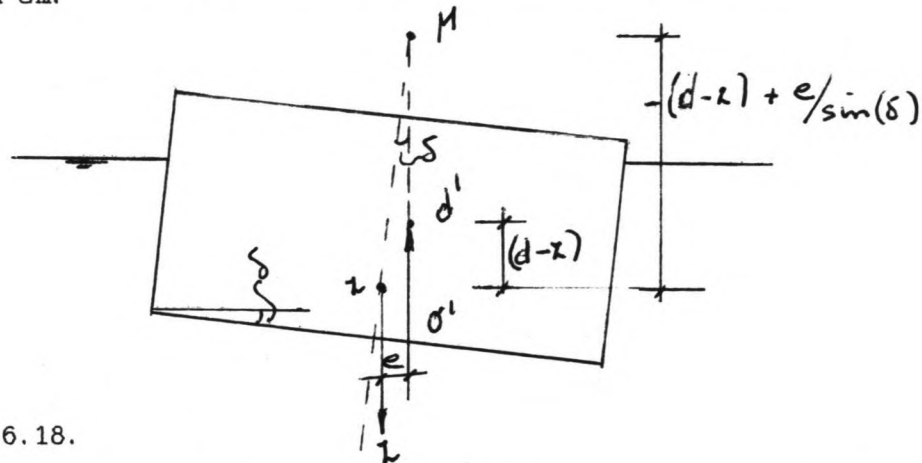
Zoals hiervoor reeds is vermeld ligt de bodem van het bouwdok op -10,00 m N.A.P. Voor het uitvaren van het landhoofd uit het dok is een vereiste dat er voldoende keelclearance aanwezig is om de benodigde verhaalkracht zo klein mogelijk te houden. Hier is gesteld dat deze keelclearance 0,50 meter moet bedragen. Bij dit gegeven is dan uit te rekenen tot welke hoogte de landhoofden kunnen worden opgebouwd.

$$A_{\text{beton}} = 50 \times 12 - 30 \times 6 - 2 \times 4 \times 5 - 2 \times 3 \times 5 - 2 \times 4,25 \times 8 - 3 \times 9 \times 4,25 + 2 \times 2 \times 1,5 \\ = 173,25 \text{ m}^2.$$

$$G_{\text{beton}} = A_{\text{beton}} \times 24 = 173,25 \times 24 = 4158 \text{ kN/m}.$$

Er wordt van uitgegaan dat het uitvaren van de elementen gebeurt bij een waterstand van +0,50 m N.A.P. Dit betekent dat de hoogte van het element te bepalen is door het gewicht gelijk te stellen aan de maximaal te verplaatsen massa water.

Het drukpunt d verplaatst naar d'. Dit betekent ook dat de opwaartse kracht zich verplaatst naar o'. Er ontstaat dan een moment dat de draaiing van het lichaam tegenwerkt en in zijn oude positie wil terug draaien. Het punt waar de werklijn van o de symmetrieas van de constructie snijdt, wordt het metacentrumpunt M genoemd. De afstand tussen M en z is de metacentrumhoogte. Wil het lichaam nu weer in zijn uitgangspositie terugkeren, dan geldt als voorwaarde dat M altijd boven z moet liggen. Zodra dit niet het geval is dan werkt het resulterende moment mee aan de kantelende beweging en kiept het lichaam om.



figuur 6.18.

De diepgang van het caisson bedraagt: $h = 8,03 + 2,0 = 10,03 \text{ m}$

Dit betekent dat het drukpunt is gelegen op een hoogte van 6,015 m boven de onderkant van het caisson.

Het zwaartepunt van het caisson ten opzichte van de onderkant is als volgt te bepalen:

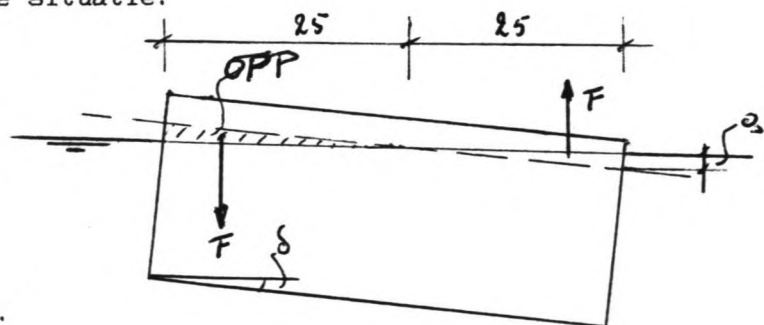
$$S = 50 \times 12 \times (6+2) - 30 \times 6 \times (3+6+2) - 2 \times 4 \times 5 \times (14-3,5) - 2 \times 3 \times 5 \times (14-3,5) - 2 \times 8 \times 4,25 \times (2,125+1+2) - 3 \times 9 \times 4,25 \times (2,125+1+2) + 2 \times 1,5 \times 2 \times 1 = 1154,406 \text{ m}^3.$$

$$A = 173,25 \text{ m}^2.$$

$$S/A = 1154,406/173,25 = 6,66 \text{ m}.$$

Het extra gewicht van 20% voor het plaatsen van schotten en dergelijke wordt geacht de ligging van het zwaartepunt niet te beïnvloeden.

Het zwaartepunt ligt dus boven het drukpunt d. Als het caisson door een externe oorzaak draait over een hoek delta ontstaat de onderstaande situatie:

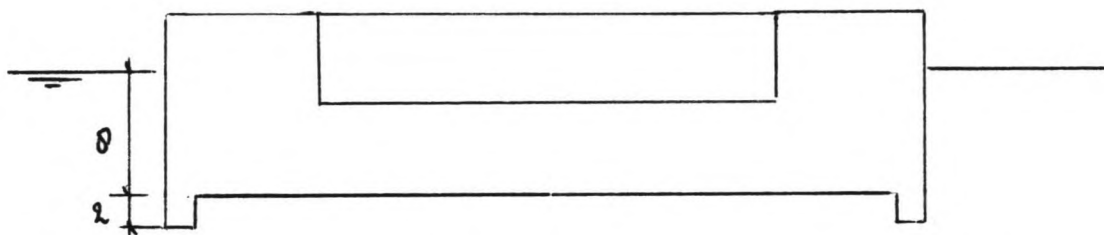


figuur 6.19.

$$G_{max} = (10-2) \cdot 50 \cdot 10 = 4000 \text{ kN/m.}$$

Er moet rekening worden gehouden met het feit dat er nog eind-schotten, tussenschotten en meetapparatuur en dergelijke geplaatst moeten worden. Hiervoor wordt een extra gewichtsvermeerdering in rekening gebracht van 20%. Met deze gewichtsvermeerdering en een volumegewicht van beton van 24 kN/m^3 is het niet mogelijk de bodem van het landhoofd drijvende te krijgen. Om dit te kunnen bereiken worden de bodems van de landhoofden uitgevoerd in licht beton met een volumegewicht van 20 kN/m^3 . Het te weinig aan benodigd gewicht in de uiteindelijke situatie wordt verholpen door extra zand ballast aan te brengen. Hiervoor is voldoende ruimte aanwezig. Het gewicht van de bodem van het landhoofd wordt dan:

$$G_{beton} = 1,20 \cdot 167,25 \cdot 20 = 4014 \text{ kN/m} \quad \text{diepgang } d = 4014 / (50 \cdot 10) = 8,03 \text{ m.}$$



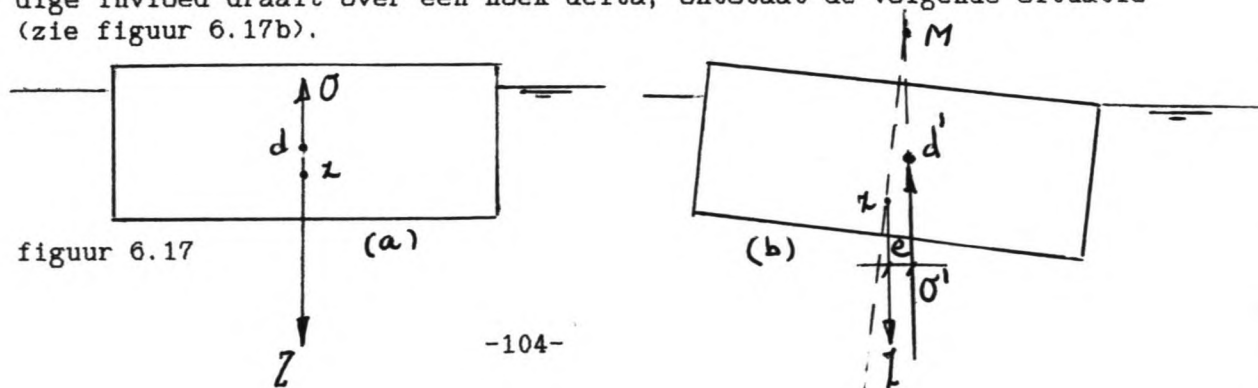
figuur 6.16.

De benodigde hoogte kan berekend worden door te stellen, dat wanneer het caisson op het plateau gelegen is, de hoogte dusdanig is dat de rest in den droge afgebouwd kan worden. Dit houdt in dat gesteld wordt dat de bovenzijde minimaal gelijk is aan +3,00 m N.A.P. Dit betekent dat een opstaande rand niet benodigd is daar de bovenkant van de caissons reeds op +4,00 m N.A.P. liggen nadat ze op de zand-plateaus zijn geplaatst.

Overvaren van de caissons.

Tijdens het transport is het van belang dat de caissons stabiel zijn ten aanzien van zijdelingse krachten, b.v. wind en golven loodrecht op de bewegingsrichting. Om hier een uitspraak over te kunnen doen het volgende:

Stel een drijvend lichaam, het zwaartepunt z , zwaartepunt van het ondergedompelde gedeelte (druk- of perspunt), eigengewicht en opdrijvende kracht. Als dit lichaam (zie figuur 6.17a) door een uitwendige invloed draait over een hoek δ , ontstaat de volgende situatie (zie figuur 6.17b).



figuur 6.17

Links ontstaat een verkleining van de opwaartse kracht ter grootte van:

$$F = \text{opp.} \cdot 10 \quad [\text{kN/m}]$$

Rechts ontstaat een vergroting van de opwaartse kracht die even groot doch tegengesteld gericht is als de verkleinende kracht. Door deze twee krachten samen te stellen met de opwaartse kracht O ontstaat een opwaartse kracht O' . Deze is gelijk aan O doch heeft een excentriciteit e gekregen. Deze excentriciteit is als volgt te berekenen.

$$\begin{aligned} F &= 0,5 \cdot 50 / 2 \cdot 10 \cdot 0,1 = 12,5 \text{ kN/m.} \\ \text{arm } a &= 2 \cdot 50 / 3. \\ M_F &= a \cdot F = 100 / 3 \cdot 12,5 = 416,67 \text{ kNm/m.} \\ O &= \text{verplaatste volume water} = G_{\text{tot}} = 4014 \text{ kN/m.} \\ O \cdot e &= M_F = 416,67 \text{ kNm/m} \quad e = 0,104 \text{ meter.} \end{aligned}$$

De metacentrumhoogte is dan te berekenen.

$$\begin{aligned} M &= -(d-z) + e / \sin(\delta) = -(6.66 - 6.015) + 0,104 / \sin(\delta) = \\ &= -0,645 + 0,104 / \sin 0,23^\circ = 25,3 \text{ meter. (boven zwaartepunt)} \end{aligned}$$

Dit betekent dat de caissons als stabiel te beschouwen zijn. Tenslotte kan er ook nog gekeken worden of de slingerfrequentie om de lengte a niet overeen komt met de aanwezige golfrequentie. Als dit het geval is bestaat de kans dat er resonantie ontstaat met alle nare gevolgen van dien. We veronderstellen nu in eerste instantie een ongedempte trilling. Dit is niet helemaal waar doordat de stroming van water langs de wanden wrijving veroorzaken en daardoor het systeem enige mate kunnen dempen. De caisson wordt b.v. aangestoten door een uit zijn roer gelopen sleepboot. De caisson draait dan over een hoek ϕ . Er ontstaat nu een tegenwerkend koppel S wat evenwicht moet maken met het product van het massa traagheidsmoment en de hoekversnelling $\ddot{\phi}$.

$$\begin{aligned} S &= I \cdot \ddot{\phi} \\ S &= -g \cdot V \cdot M \cdot \sin \phi \approx -g \cdot V \cdot M \cdot \phi \\ \ddot{\phi} &= -A \cdot \phi \\ A &= g \cdot V \cdot M / I \end{aligned}$$

Deze D.V. heeft een oplossing van de gedaante

$$\begin{aligned} \phi &= a \cdot \exp(\lambda \cdot t) \quad \ddot{\phi} = \lambda^2 \cdot a \cdot \exp(t) \\ \lambda^2 &= -A \quad \lambda = \pm i \cdot \sqrt{A} \\ \phi &= a_1 \cdot \exp(i \cdot t \cdot \sqrt{A}) + a_2 \cdot \exp(-i \cdot t \cdot \sqrt{A}) \end{aligned}$$

oplossen van de constanten a_1 en a_2 levert dan:

$$\phi = \phi_0 \cdot \cos(\omega \cdot t) = \phi_0 \cdot \cos(2 \cdot \pi \cdot t / T).$$

Voor de slingerperiode geldt dan:

$$T = 2 \cdot \pi / \sqrt{A} = 2 \cdot \pi / \sqrt{g \cdot V \cdot M / I}.$$

Hier is:

$I = \text{polair traagheidsmoment} = I_x + I_y.$
Voor de berekening zie bijlage 12.

$$I_x = 2459,12 \text{ [m}^4\text{]} \quad I_y = 50818,94 \text{ [m}^4\text{]} \quad I = 53278,06 \text{ [m}^4\text{]}$$

$$V = 50 \times 70 \times 8,03 = 28105 \text{ [m}^3\text{]}$$

$$\rho \cdot g = 10 \text{ [kN/m}^3\text{]}$$

$$M = 25,3 \text{ [m]}$$

$$A = 10 \times 28105 \times 25,3 / 53278,06 = 133,46$$

$$T = 0,54 \text{ sec}$$

Dit houdt in dat de landhoofden zonder problemen vervoerd kunnen worden. Wel wordt er nog naar gekeken of deze landhoofden wel met sleepboten te vervoeren zijn. Daar de landhoofden kleiner zijn dan de drempel elementen zijn deze niet maatgevend voor het benodigde vermogen. Op het benodigde vermogen wordt later teruggekomen. Een zelfde berekening kunnen we loslaten op de drempel elementen. De vraag die dan gesteld kan worden is of het mogelijk is de kerings-elementen reeds in het bouwdok op de drempel te plaatsen en in zijn geheel drijvend aan te voeren. Dit zou als voordeel hebben dat niet ieder kerings-element afzonderlijk onder water behoeft te worden bevestigd. Deze operatie vergt veel tijd en de scheepvaart ondervindt hier veel hinder van.

Bovendien is het stellen van de elementen makkelijker in een bouwdok. Er zal nu gekeken worden of het mogelijk is dit geheel drijvend te vervoeren. De drempel elementen worden nu extra belast door het gewicht van de pijpen. Reeds eerder in het verslag is het gewicht van de pijpen bepaald. De vraag is nu hoe we het geheel kunnen vervoeren. Er zijn twee mogelijkheden te weten:

- 1- De kerings-elementen in rechtopstaande stand.
- 2- De kerings-elementen in liggende toestand.

Ad.1. Het plaatsen van de pijpen in rechtopstaande (vertikaal) toestand heeft als nadeel dat de pijpen geen extra drijfvermogen leveren. Dit betekent dat er op de beide uiteinden van de drempel kopschotten geplaatst moeten worden om er voor de zorgen dat de drempel kan opdrijven. Doordat de pijpen vertikaal worden geplaatst, verplaatst het zwaartepunt omhoog waardoor instabiliteit tijdens het overvaren kan ontstaan. Een volgend probleem doet zich voor bij het afzinken van dit geheel. Door de vertikale stand van de pijpen wordt de doorvaart gedeeltelijk gestemd. Mijns inziens is dit geen oplossing.

Ad.2. Het vervoer van de drempel met de pijpen in liggende toestand heeft als voordeel dat de pijpen voor opdrijvendvermogen zorgen mits de pijpen in deze liggende toestand worden gefixeerd. Het is nu echter wel noodzakelijk de drempel elementen aan de voor en achterzijde driehoekig van vorm te maken. Tijdens het afzinken van het geheel kan de benodigde ballast voor het afzinken worden verkregen door het vol laten lopen van de ballastruimten in de drempel. Nadat de drempel is afgezonken moet alleen de kabel nog door duikers aan de verschillende pijpen worden bevestigd.

Er wordt van uitgegaan dat de ellipsvormige buizen in het bouwdok worden gemonteerd en in zijn geheel naar de plaats van bestemming wordt gevaren. Voor de berekening van de traagheidsmomenten zie bijlage 12. Hier worden alleen de resultaten gegeven.

$$\begin{aligned}
 A_{\text{beton}} &= 167,25 \text{ m}^2 & G_{\text{beton}} &= 167,25 \cdot 24 = 4014 \text{ kN/m} \\
 G_{\text{pijp}} &= 2288 \text{ kN} & \text{dus } G_{\text{pijp}} &= 2288/6 = 381,33 \text{ kN/m} \\
 G_{\text{totaal}} &= 4014 + 381,33 = 4395,33 \text{ kN/m} \\
 \text{diepgang } d &= 4395,33 / (10 \cdot 50) = 8,79 \text{ m} \\
 \text{hoogte perspunt} &= d/2 = 4,395 \text{ m} \\
 \text{hoogte zwaartepunt} &z = 5,225 \text{ m} \\
 F &= 0,5 \cdot 50 / 2 \cdot 10 \cdot 0,1 = 12,5 \text{ kN/m} \\
 \text{arm } a &= 2 \cdot 50 / 3 \\
 M_F &= 416,67 \text{ kNm/m} \\
 O &= 8,79 \cdot 50 \cdot 10 = 4395 \text{ kN/m} \\
 O \cdot e &= 12,5 \text{ kNm/m} & e &= 0,00284 \text{ m} \\
 M &= -(z-d/2) + e/\sin(\delta) = -0,83 + 0,71 = -0,12 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Dit betekent dat het metacentrum onder het zwaartepunt zit en de drempel niet stabiel is tijdens het varen. Dit kan verholpen worden door de elementen te ballasten. Deze ballast zou nat zand kunnen zijn. Met het aanbrengen van deze reeds permanente deel van de uiteindelijke ballast wordt dan bereikt dat het gezamenlijke zwaartepunt lager komt te liggen en daardoor de afstand van drukpunt tot zwaartepunt wordt gereduceerd. Voor de te ballasten ruimten worden worden de twee buitenste aan de onderzijde gelegen ruimten gebruikt. In iedere ballastruimte wordt $4,8 \text{ m}^3$ nat zand aangebracht met een volumegewicht van $\gamma_n = 20 \text{ kN/m}^3$. Waarom $4,8 \text{ m}^3$ wordt uitgelegt in de afzinkprocedure op blz.

$$\begin{aligned}
 &\text{Ligging gezamenlijk zwaartepunt:} \\
 z &= (A_{\text{beton}} \cdot 24 \cdot 4,8664 + 381,33 \cdot 9 + 2 \cdot 8 \cdot 0,6 \cdot 20 \cdot 1,3) / (4014 + 381,33 + 192) \\
 &= 23215,33 / 4587,33 = 5,061 \text{ m} \\
 &\text{De diepgang van de drempel wordt nu: } d = 4587,33 / (50 \cdot 10) = 9,17 \text{ m} \\
 &\text{hoogte drukpunt } d/2 = 4,587 \text{ m} \\
 M &= -(z-d/2) + e/\sin(\delta) = -0,47 + 0,00284/0,004^\circ = 0,24 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Nu ligt het metacentrum $0,24 \text{ m}$ hoger dan het zwaartepunt en kan de drempel als stabiel worden beschouwd. Ook hier moet gekeken worden naar de slingerperiode van de drempel.

$$\begin{aligned}
 V &= 50 \cdot 120 \cdot 9,17 = 55048 \text{ m}^3 \\
 \rho \cdot g &= 10 \text{ kN/m}^3 \\
 M &= 0,24 \text{ m} \\
 A &= 10 \cdot 55048 \cdot 0,24 / 49765,44 = 2,617 \\
 &\text{Voor de slingerperiode wordt gevonden: } T = 3,88 \text{ sec}
 \end{aligned}$$

Dus ook voor de drempелеlementen geldt dat ze stabiel zijn en dus over water vervoerd kunnen worden.

Plaatsen en afzinken van de landhoofden.

Nadat de caissons boven het plateau zijn gevaren en verankerd aan haalkabels kan begonnen worden met het afzinken. Nadat de caissons op de plateaus zijn neergelaten kan begonnen worden met de verdere opbouw hiervan. Er moet op gelet worden dat de opbouw van een caisson bepaalde moeilijkheden met zich meebrengt. Men bouwt in feite aan een constructie die de neiging heeft bij het aangroeien van de belasting te gaan scheefzakken. Met waterpas en schietlood is dan ook niet te werken. Men moet nadat het caisson een bepaalde zetting of afzinkfase heeft ondergaan de verdere opbouw voortzetten in dezelfde stand als het weggezakte caisson gedeelte heeft aangenomen. Van dit weggezakte gedeelte is alleen de bovenkant zichtbaar. Toch moeten de wanden in hetzelfde vlak komen te liggen terwijl deze dikwijls niet meer vertikaal staan. Het afzinken van de caissons vindt plaats doordat in op een of andere wijze de grond uit de werkkamers wordt verwijderd. Dit kan gebeuren door het lossputten van de bodem met behulp van spuitlanzen en het daarna wegzuigen van het mengsel van grond en water. Om het caisson in de juiste horizontale stand te houden wordt afwisselend gewerkt. Doordat de grond dus langzaam wordt verwijderd, verliest hij nabij de randen zijn draagvermogen en zakt daardoor weg. De grond vult daarna de werkkamer weer gedeeltelijk met grond en kan opnieuw worden verwijderd. Naarmate het caisson zakt wordt de waterdruk groter en is dus een grotere overdruk noodzakelijk om de werkkamer droog te houden. In de werkkamer kan met behulp van flesjeswaterpassen de horizontale stand worden gecontroleerd.

Het bouwen van de drempелеlementen en het afzinken hiervan

Nadat de landhoofden gereed zijn om vervoerd te worden kan begonnen worden met de bouw van de drempелеlementen. In het dok worden nog voor de innundatie hiervan de afzinkinstallaties op de elementen aangebracht. Hierbij valt te denken aan ballasttanks, centreernokken op de kopvlakken, verticale opstelvijsels in de funderingsvloer, ventielen om later de elementen te kunnen ondergrouten etc. Na innundatie heeft de eerste controle plaats op waterdichtheid, waarna de compartimenteringsdam weggebaggerd kan worden. Zoals reeds eerder is vermeld zijn de elementen stabiel tijdens het transport over water. Voor het vastmaken van de sleepboten worden bolders aangebracht. De benodigde kracht om de elementen over water te vervoeren kan als volgt bepaald worden.

$$K = c_w * 0,5 * \rho * A * v^2$$

K = stroomkracht op het element in de stromingsrichting.
c_w = weerstandscoefficient
 ρ = volumieke massa van water
A = aangestroomde oppervlak
v = relatieve snelheid tussen element en water

Stel nu dat we het element met een snelheid van 1 m/s willen vervoeren. Het af te leggen traject bevindt zich in een tijdgebied. Dit houdt in dat er tegengestelde stroomsnelheden kunnen optreden tijdens het transport. Stel nu dat we een tegengestelde stroom hebben van 0,5 m/s. Dit geeft dan de volgende resultaten.

$$A = 9,5 \times 50 = 475 \text{ m}^2$$

$$\rho = 1000 \text{ kg/m}^3$$

$$v = 1,5 \text{ m/s}$$

$$cw = ?$$

De cw waarde wordt niet allen door de vorm van de elementen bepaald maar ook door de mate waarin deze het doorstroomprofiel blokkeert. De A/F factor geeft dan de waarde voor cw. Deze kan hier gelijkgesteld worden aan 1,1.

$$K = 1,1 \times 0,5 \times 1000 \times 475 \times 1,5^2 = 588 \text{ kN}.$$

Voor de vermogensbepaling van sleepboten kan als vuistregel het volgende worden aangehouden.

$$1 \text{ pk} = 100 - 150 \text{ N}.$$

De waarde is sterk afhankelijk van een aantal factoren, o.a. de negatieve werking van de schroefstraal op de stromingskrachten op de drempel. dit wil zeggen dat in de meest ongunstige situatie ongeveer 5880 pk benodigd is. Het gemiddelde vermogen van een middelsterke sleepboot bedraagt ongeveer 1500 pk. Dit betekent dat met 4 sleepboten de drempелеlementen te vervoeren zijn. Dit is minimaal en voor het op snelheid houden wordt dan ook 2 a 3 maal zoveel vermogen gebruikt. Dit houdt in dat voor de drempелеlementen 10 sleepboten moeten worden ingezet. Deze extra sleepboten worden ingezet met het oog op manoeuvreren, vertragen en versnellen van het geheel. Eenmaal op de plaats van bestemming aangekomen wordt de taak overgenomen door lieren en verhaalkabels. In de van te voren gebaggerde drempelsleuf worden stelplaten afgezonken waarop de zojuist afgezonken drempелеlementen komen te liggen. Deze oplegplaten zorgen er voor dat het element op vier steunpunten komt te liggen waarmee de afstelling gewaarborgt is en de oplegdruk via de grindlaag over de ondergrond wordt gespreid. Voorafgaande aan de afzinkprocedure worden de Gina-profielen, die de waterdichtheid moeten verzorgen, door duikers geïnspecteerd. Deze duikers controleren tevens de oplegplaten of zich daar geen slib op heeft afgezet. Ook het afstellen van de vizels op de theoretisch juiste hoogte gebeurt door deze duikers. De inmeting van het element, of de juiste positie is bereikt, wordt gedaan met behulp van mechanische zoekers aan de kopeinden en meerdere meetpunten op het land. Als het element op de juiste positie is gemanoeuvreerd kan begonnen worden met het afzinken. Het afzinken kan als volgt gebeuren. De reeds in de drempel geplaatste keringselementen worden zodanig met water gevuld dat ze net niet willen opdrijven als ze geheel onder water zijn. Nu kan de rest van de ruimte waar de pijpen in liggen vol met water worden gezet. De totale diepte in het water wordt dan:

$$A_{\text{beton}} = 167,25 \text{ m}^2 \quad G_{\text{beton}} = 24 \times 167,24 = 4014 \text{ kN/m}.$$

Doordat de pijpen zodanig met water zijn gevuld dat ze net niet op willen drijven kan het gewicht gelijkgesteld worden aan dat van water. Dit betekent dat de gehele ruimte waar de pijpen liggen vol met water

staat. Het gewicht hiervan is:

$$G_{\text{water}} = 30 \times 6 \times 10 = 1800 \text{ kN/m.}$$

$$G_{\text{ballast}} = 2 \times 4,8 \times 20 = 192 \text{ kN/m.}$$

Het totale gewicht van het geheel wordt nu:

$$G_{\text{tot}} = 4014 + 1800 + 192 = 6006 \text{ kN/m}$$

De maximale oprijvende kracht is gelijk aan de maximale waterverplaatsing.

$$G_{\text{max}} = 12 \times 50 \times 10 = 6000 \text{ kN/m.}$$

Dit betekent dus dat het geheel nu iets zwaarder is dan de maximale opwaartse kracht en het geheel dus naar de bodem wil zinken. De vasthoudt krachten om ongecontroleerd afzinken te voorkomen zijn hier dus minimaal. Het op de juiste plaats krijgen van de drempелеlementen met behulp van centreernokken, het afstellen van de vijzels en het samendrukken van de Gina-profielen gebeurt op de algemeen bekende wijze. Nadat het geheel op de juiste plaats ligt kan de lucht die nog in de pijpen aanwezig is worden vervangen door water waardoor een extra veiligheid tegen opdrijven wordt verkregen. De aan de onderzijde van de drempелеlementen geplaatste skurts zorgen nu voor de afdichting tussen de bodem en de onderzijde van de drempel. Nu kan begonnen worden met het ondergrouten van de drempелеlementen. Dit geschiedt door het mengsel van zand en cement door de ventielen te persen. Hierdoor ontstaat een goede aansluiting met de ondergrond waardoor de belasting gelijkmatig maar de ondergrond kan worden afgedragen. De oplegdruk van de vijzels wordt continue geregistreerd. Nadat het volgende element is ondergrout kan de vijzeldruk worden afgelaten. Nadat alle drempелеlementen zijn geplaatst en ondergrout kan begonnen worden met het aanbrengen van de rest van de ballast.

7. Conclusies en aanbevelingen

De ontwerpen stormvloedkering moet nog gecontroleerd worden of deze aan alle gestelde eisen en randvoorwaarden kan voldoen. Het ontwerp zal dan ook puntsgewijs worden getoetst.

* Profiel van vrije ruimte. De kering voldoet aan de gestelde randvoorwaarde ten aanzien van het profiel van vrije ruimte t.w. een aaneengesloten doorvaartbreedte van 360 meter, een drempeldiepte van -17.00 m N.A.P. en een onbeperkte doorvaarthoogte.

* Randvoorwaarde met betrekking tot de doorstroming. De stroomsnelheid ter plaatse van de kering mag niet meer dan 10% toenemen. Daar deze eis verbonden is met het profiel van vrije ruimte wordt er dus ook aan voldaan. Ditzelfde geldt voor de ongestoorde ijs- en slibafvoer. Doordat stroomsnelheidsveranderingen minimaal zijn en alleen ter plaatse van de kering plaats vinden, zal ook de verandering van sedimentatie lokaal zijn waardoor geen gevaar voor de omgeving plaats vindt.

* Stremming van de scheepvaart. Deze stremming is in twee gedeelten onder te verdelen en wel: -1- stremming in de bouwfase. -2- Stremming in de uiteindelijke situatie. (periodiek onderhoud, reparatie enz.) Stremming in de bouwfase. De drempel elementen worden drijvend aangevoerd en daarna afgezonken. Door de lengte van de elementen (120 meter) en het afzinken hiervan zal scheepvaart tijdens deze operatie niet mogelijk zijn. Het aanbrengen van de ballast gebeurt met zuigers die in de waterweg liggen. Het bevestigen van de ellipsvormige buizen aan de voorgespannen kabels moet onderwater met behulp van duikers plaats vinden. In die periode dat de duikers in het water aanwezig zijn is scheepvaartverkeer uitgesloten.

-2- Stremming in de uiteindelijke situatie. In die periode dat onderhoud en reparatie aan de kering plaats vindt zal het scheepvaartverkeer volledig stil worden gelegd. Dit in verband met het feit dat dit onderhoud moet plaatsvinden onderwater en daardoor met duikers. De Nieuwe Waterweg is altijd troebel waardoor het zicht onderwater zeer wordt beperkt. Dit betekent dat een snelle controle niet mogelijk is. Door het grote aantal te onderhouden schanieren is het mijn inziens niet mogelijk aan de gestelde onderhoudsfrequentie van 1 maal per jaar te voldoen. Voor de stremming ten gevolge van baggerwerkzaamheden geldt het volgende. Bij gebruikmaking van zandvangen voor en na de kering is het mogelijk de baggerfrequentie voor het slibvrij maken van de drempel zelf te beperken tot 1 maal per jaar. In deze periode heeft zich in de drempel een laag van ongeveer 30 cm. geconsolideerd slib afgezet. Wordt echter geen gebruikgemaakt van zandvangen dan loopt de drempel met zand en slib in 1 maand vol.

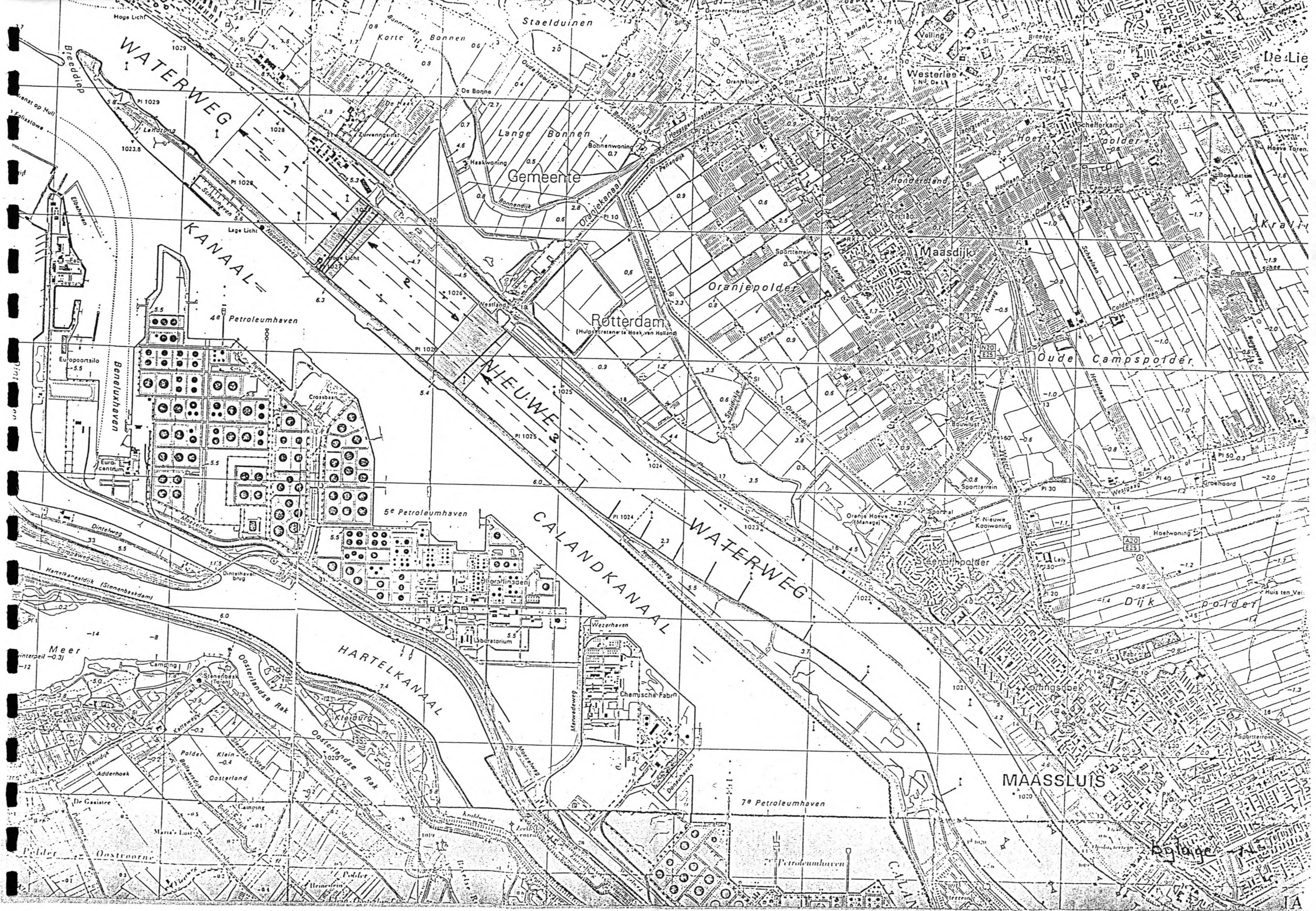
* Translatiegolven en beheersbaarheid van de kering. De hoogte van een translatiegolf is mede afhankelijk van de snelheid van sluiten. De mogelijkheid om de snelheid van sluiten op de landhoofden te regelen geeft ons de mogelijkheid ook de translatiegolven binnen aanvaardbare grenzen te houden. Met behulp van de bewegingswerken op de landhoofden is het ook mogelijk de kering in iedere willekeurige stand vast te zetten, dit geeft ons de mogelijkheid om in die perioden van hoogwater aan de binnenzijde naar zee te kunnen lozen.

* Een laatste maar heel belangrijke factor is de betrouwbaarheid van de kering. Deze is afhankelijk van een aantal factoren. Ten eerste de luchtinbreng in de pijpen om het opdrijvend vermogen te leveren. Aan-

genomen wordt dat dit gebeurd met behulp van luchtpompen die in een droge doorlopende gang in de drempелеlementen zijn geplaatst. De bediening gebeurd vanaf de landhoofden en worden electricch aangedreven. Op het landhoofd is een noodagregaat aanwezig die in geval van een stroomstoring de benodigde energie kan leveren. Mocht nu een van de luchtpompen defect zijn of een van de pijpen dusdanig lek dat geen of niet voldoende opdrijvendvermogen wordt verkregen, dan zijn de andere pijpen met behulp van de doorverbonden staalkabels en extra lucht instaat dit element alsnog te heffen. Mocht het echter zo zijn dat een of meerdere pijpen onbeweeglijk vastzitten, door wat voor oorzaak ook, dan faalt de kering in zijn geheel. Er zal dus onderzoek naar gedaan moeten worden wat de kans van voorkomen is dat dit gebeurd. Een ander aspect van de betrouwbaarheid is het ontstaan van ongewenste trillingen in de pijpen waardoor schade met betrekking tot de werking kan ontstaan. Ook hier zal onderzoek naar gedaan moeten worden.

Literatuur lijst.

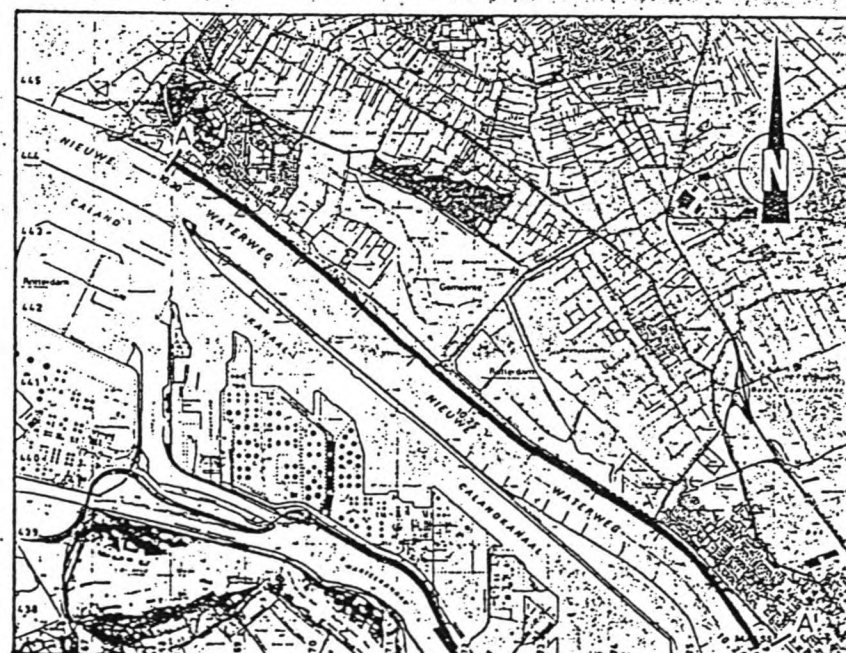
- * College diktaat Waterbouwkunde (f3) T.U.D. 1984
Prof. ir. A. Glerum
- * College diktaat Waterbouwkundige constructies (f9N) T.U.D. 1984
Prof. ir. A. Glerum
- * College diktaat Waterbouwkundige kunstwerken b.o. (f9C) TUD 1986
Prof. ir. A. Glerum/dr. ir. P.A. Kolkman
- * College diktaat Toegepaste Mechanica (b13N) T.U.D. 1986
Prof. ir. A.L. Bouma
- * College diktaat Ontwerpmethodieken (bb26) T.U.D. 1986
Prof. B.M. Polak
- * College diktaat Grondmechanica DUM 1983
prof. A. Verruijt
- * Moderne funderingstechnieken Uitgeverij Waltman-Delft
Prof. ir. A.F. van Weele
- * Submerged Tunnelling T.U.D. 1978
ir. J. Brakel
- * Duikers en Sluizen Stam Technische Boeken
Ing. B. van Leusen
- * De Ingenieur Gezondheidstechniek 6 / 9 April 1965
Gezondheidstechniek 7 / 23 April 1965
Bouw- en Waterbouwkunde 5 / 13 Maart 1964
Bouw- en Waterbouwkunde 6 / 3 April 1964
- * Polytechnisch Tijdschrift 7-6-1968 Metro Rotterdam
21-6 1968 Metro Rotterdam
5-7-1968 Metro Rotterdam
2-8-1968 Metro Rotterdam



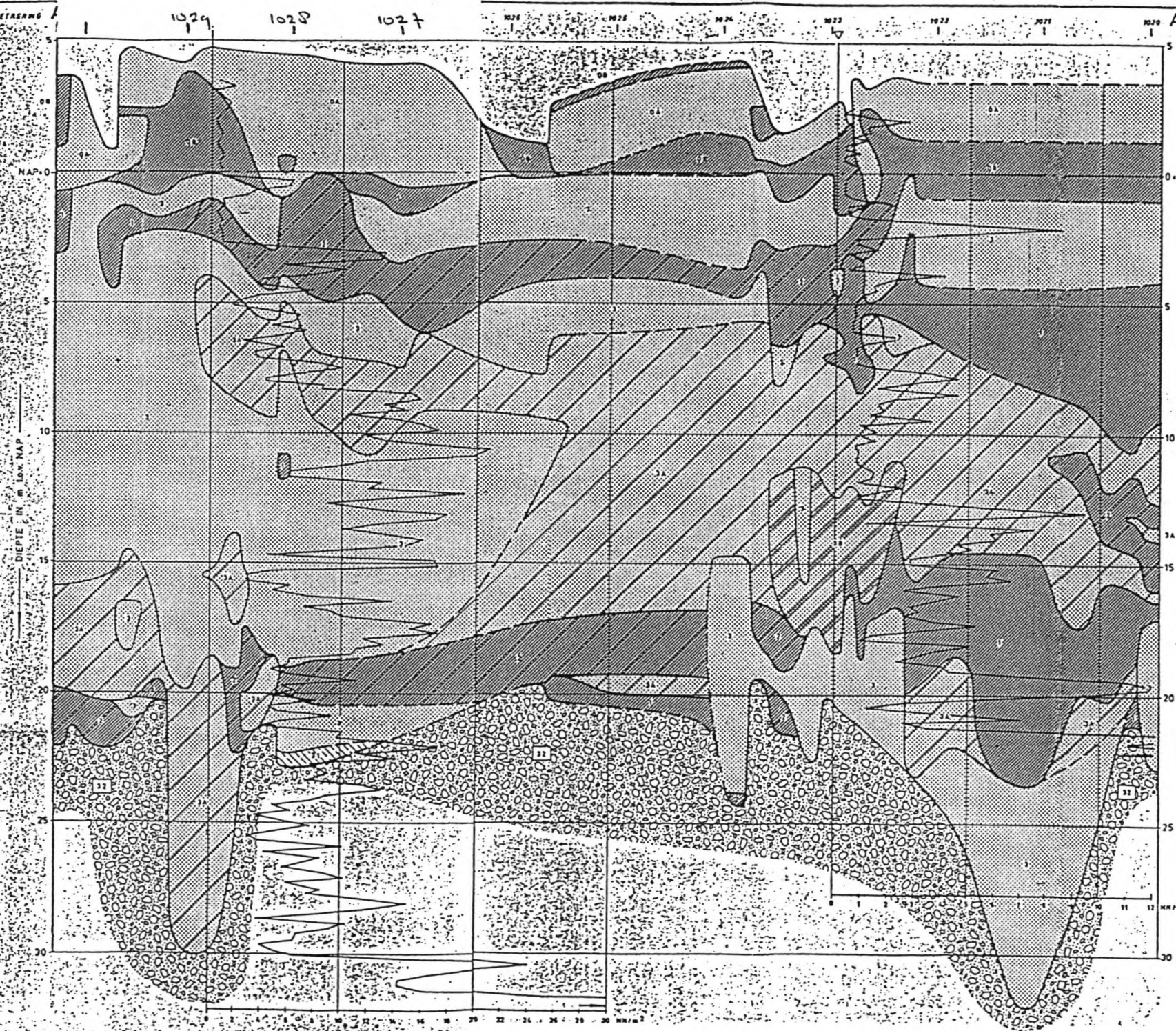
LITHOSTRATIGRAFISCHE LEGENDA			
1a	hoofdschakel: zand	Antropogene gronden	HOLOCEEN
1b	hoofdschakel: klei		
2	klei	Afzettingen van Westland Farmette Duinkerke	
3	klei, zandig		
4	zand, fijn tot middel		
5	zand, fijn tot middel, kleiig		
6	zand, fijn tot middel met kleilaagjes	Farmette van Kreftenhege	
7	klei, siltig en zandig		
8	zand, middel tot grof, plaatselijk grindig		

Schaal profiel:
 horizontaal 1:25.000
 vertikaal
 --- grens onzeker

Het profiel is samengesteld uit archief gegevens van:
 Rijks Geologische Dienst
 Rijkswaterstaat directe benedenrivieren
 Grandmechanica Delft



GRANDMECHANICA Delft
 Stormvloedkering Nieuwe Waterweg
 Noordoever
 1987-06-10
 CF-9462



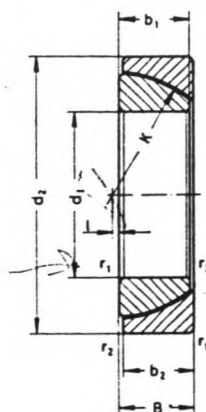
Schräg-Gelenklager

wartungsfrei

Reihe GE...SW

Einbaumaße entsprechend der Wälzlager-Reihe 320X, DIN 720

Gleitpaarung: PTFE/Hartchrom



GE...SW

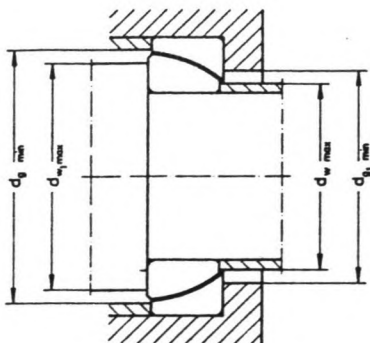
Type 1)	d ₁	d ₂	b ₁	b ₂	B	l	K	r ₁	r ₂
GE 25 SW	25	47 -0,011	14	14	15	1	42,5	1,0	0,3
GE 28 SW	28 -0,010	52	15 -0,20	15 -0,20	16	1	47		
GE 30 SW	30	55	16	16	17	2	50		
GE 32 SW	32	58	16	16	17	2,5	53		
GE 35 SW	35	62 -0,013	17	17	18	2	56	1,5	0,5
GE 40 SW	40 -0,012	68	18 -0,24	18 -0,24	19	1,5	60		
GE 45 SW	45	75	19	19	20 +0,20	1,5	66		
GE 50 SW	50	80	19	19	20	4	74		
GE 55 SW	55	90	22	22	23	4	80		
GE 60 SW	60	95	22	22	23	5	86		
GE 65 SW	65 -0,015	100 -0,015	22	22	23	5	92		
GE 70 SW	70	110	24 -0,30	24 -0,30	25	7	102	2,0	
GE 75 SW	75	115	24	24	25	7	105		0,8
GE 80 SW	80	125	27	27	29	10	115		
GE 85 SW	85	130	27	27	29	10	120		
GE 90 SW	90	140 -0,018	30	30	32	11	130		
GE 95 SW	95	145	30	30	32	8	130	2,5	
GE 100 SW	100 -0,020	150	30 -0,40	30 -0,40	32 ±0,20	12	140		
GE 105 SW	105	160	33	33	35	14	150		
GE 110 SW	110	170 -0,025	36	36	38	15	160		
GE 120 SW	120	180	36	36	38	17	170	3,0	1,0
GE 130 SW	130	200	42	42	45	20	190		
GE 140 SW	140	210 -0,030	42	42	45	20	200		
GE 150 SW	150	225	45 -0,50	45 -0,50	48	21	213		
GE 160 SW	160 -0,025	240	48	48	51	21	225		
GE 170 SW	170	260	54	54	57	27	250	3,5	1,2
GE 180 SW	180	280 -0,035	61	61	64 +0,35 -0,25	21	260		
GE 190 SW	190	290	61	61	64	29	275		
GE 200 SW	200	310	66 -0,60	66 -0,60	70	26	290		
GE 220 SW	220 -0,030	340	72	72	76	30	320	4,0	
GE 240 SW	240	360 -0,040	72	72	76	32	340		
GE 260 SW	260	400	83 -0,70	83 -0,70	87	33,5	375		1,5
GE 280 SW	280 -0,035	420 -0,045	83	83	87	45	400	5,0	
GE 300 SW	300	460	96	96	100	38	430		

Empfohlene Lagerpressungen (siehe Seite 85)

$$P = X F_r + Y F_a$$

1) Ab Type GE 130 SW Liefermöglichkeit auf Anfrage

$\frac{F_a}{F_r} \leq 0,46$		$\frac{F_a}{F_r} > 0,46$	
X	Y	X	Y
1	0	0,1	2,1



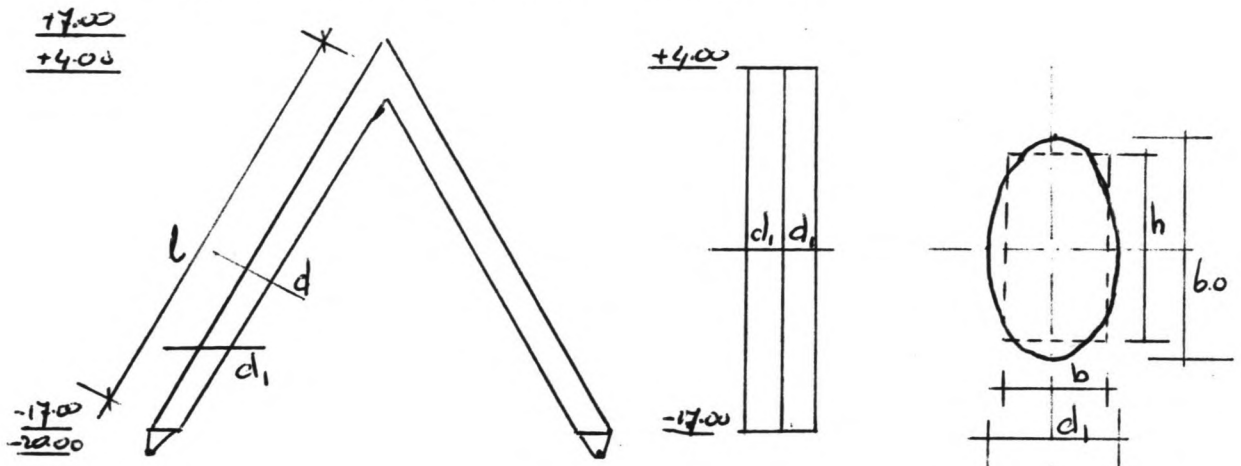
bijlage - 4 -

Schräg-Gelenklager
wartungsfrei
GE...SW

d ₁	Tragzahlen in kp		Gewicht in kg/Stck.	Anschlußmaße			
	statisch C ₀	dynamisch C		d _w max	d _{w1} max	d _g min	d _{g1} min
25	11 750	4 700	0,140	29	37,5	43,5	35
28	15 000	6 000	0,180	32,5	42	48	39
30	15 750	6 300	0,220	33,5	44,5	51	40
32	17 000	6 800	0,240	37	47,5	54	43
35	19 250	7 700	0,280	40	50,5	57	46
40	22 500	9 000	0,340	44,5	55	62	51
45	26 500	10 600	0,430	50,5	61	68	57
50	29 500	11 800	0,470	57	68,5	75,5	63
55	36 700	14 700	0,700	59,5	74,5	81,5	66
60	40 000	16 000	0,750	66	80,5	87,5	72
65	43 500	17 400	0,800	73,5	86,5	93,5	80
70	52 200	20 900	1,100	80	96	103	86
75	54 200	21 700	1,150	83,5	99	106	90
80	62 700	25 100	1,600	87	108	115	93
85	66 200	26 500	1,700	93,5	113	120	100
90	80 000	32 000	2,200	100	123	130	106
95	82 000	32 800	2,300	104,5	124	131	111
100	87 200	34 900	2,400	111	133	140	117
105	102 000	40 800	3,100	116	142	150	122
110	118 700	47 500	3,800	122	152	159	129
120	127 000	50 800	4,100	132	161	169	138
130	160 000	64 000	6,200	143	180	188	149
140	171 200	68 500	6,600	156	191	198	162
150	196 200	78 700	8,100	166	204	211	173
160	223 500	89 400	9,800	176,5	216	223	183
170	276 000	110 400	13,300	189,5	239	246	196
180	331 500	132 600	17,800	200,5	251	259	207
190	344 500	137 800	18,600	207	263	269	213
200	393 500	157 400	23,600	223	280	288	230
220	475 200	190 100	30,700	245,5	309	317	252
240	511 000	204 400	32,900	268	329	336	274
260	653 000	261 200	48,500	293	364	371	299
280	686 500	274 600	51,500	306	385	392	312
300	871 700	348 700	73,500	335	418	426	341

Bepaling van de benodigde hoeveelheid lucht.

Om de berekening eenvoudiger te maken wordt de ellipsvormige buis geschematiseerd tot een rechthoek. Tevens wordt de driehoek samengeknepen zodat de beweging in het platte vlak bekeken kan worden. De diameter van de ellips wordt daardoor groter terwijl de lengte kleiner wordt.



De equivalente maten voor de rechthoek zijn als volgt te berekenen.

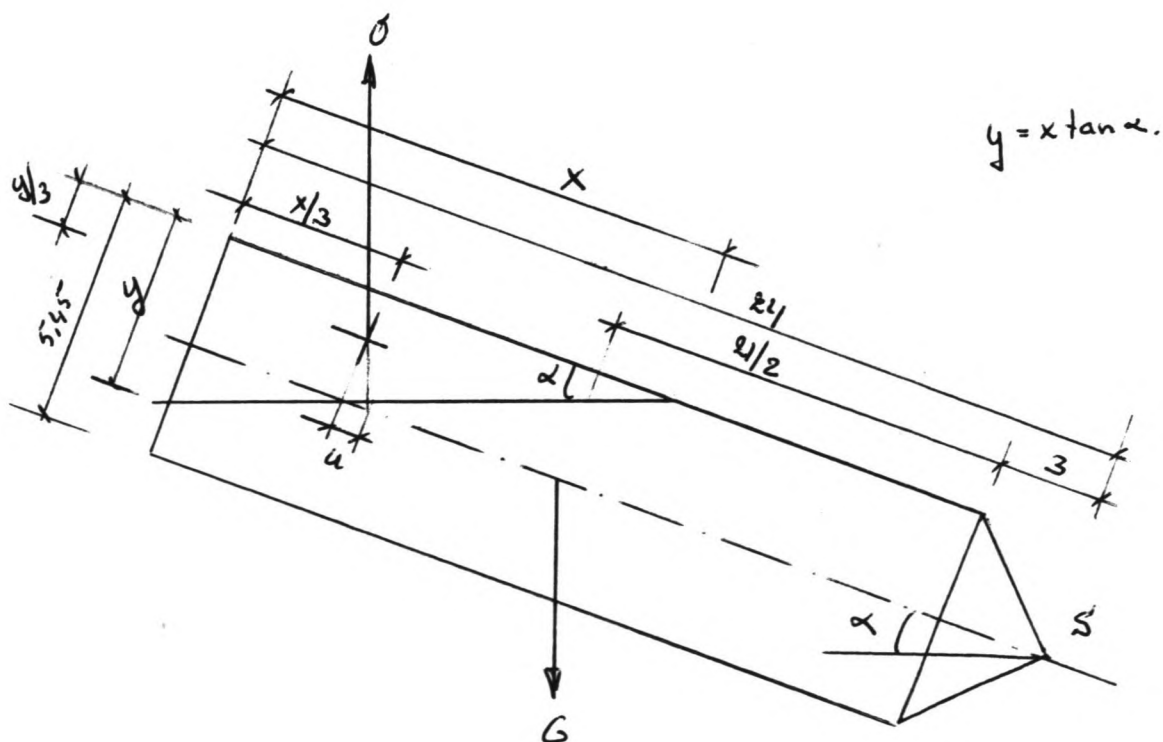
Oppervlak ellips : $\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 6^2 / \cos 30^\circ = 16,324 \text{ m}^2$

oppervlak rechthoek : $b \cdot h = 16,324 \text{ m}^2$

max luchtinhoud : $2 \cdot A \cdot l = 2 \cdot 16,324 \cdot 21 = 685 \text{ m}^3$

proberende wijs waarbij de ellips zo goed mogelijk benaderd wordt vinden we de volgende maten voor de rechthoek: $b = 3$ meter : $h = 5,45$ meter.

Voor de bepaling van de benodigde hoeveelheid lucht wordt een momentenstelling toegepast om het scharnier van de pijpen (punt S). Verder wordt de benodigde lucht bepaald afhankelijk van de hoek die de constructie maakt.



Opnieuw wordt het momentenevenwicht bepaald:

$$V_1 * l_1 + V_2 * l_2 = G * l_3$$

$$2 * 3 * 1/2 * x * x * \tan \alpha * 10,3 * (24 - x/3 - u) * \cos \alpha + 6 * d * a * 10,3 * (24 - x/2 - z/2) * \cos \alpha = 2000 * (13,5 * \cos \alpha)$$

$$30,9 * y^2 / \tan \alpha (24 - y/3 * \tan \alpha - u) \cos \alpha + 60 * y / \sin \alpha * d (24 - y/2 * \tan \alpha - d/2 * \sin \alpha) * \cos \alpha = 2000 * (13,5 * \cos \alpha)$$

invullen $y = 5,45$ meter.

$$917,807 / \tan \alpha * (24 - 5,45 / (3 * \tan \alpha) - 0,908 * \tan \alpha) + 336,81 * d / \sin \alpha * (24 - 5,45 / (2 * \tan \alpha) - d / (2 * \sin \alpha)) - 2000 * 13,5 = 0$$

Deze vergelijking wordt in een programmeerbare rekenmachine gestopt en iteratief wordt d bepaald.

40°	$d = 0,37$ m	$V_1 = 106,19$ m ³ $V_2 = 18,74$ m ³ $V_t = 124,94$ m ³
45°	$d = 0,76$ m	$V_1 = 89,11$ m ³ $V_2 = 34,98$ m ³ $V_t = 124,09$ m ³
50°	$d = 1,14$ m	$V_1 = 74,77$ m ³ $V_2 = 48,73$ m ³ $V_t = 123,50$ m ³
55°	$d = 1,52$ m	$V_1 = 62,39$ m ³ $V_2 = 60,68$ m ³ $V_t = 123,07$ m ³
60°	$d = 1,89$ m	$V_1 = 51,45$ m ³ $V_2 = 71,31$ m ³ $V_t = 122,76$ m ³

Er zal nu gekeken moeten worden of de pijpen niet boven het wateroppervlak uitkomen daar er dan een deel van de luchtbel boven water komt en daardoor geen opwaartse kracht meer levert. Er wordt aangenomen dat de kering gesloten wordt waarbij de waterstand aan het oppervlak gelijk gesteld wordt aan +2.00 m N.A.P.

Tevens is het zo dat nu eigenlijk niet meer gerekend mag worden met het gewicht van staal onder water, maar daar er maar een klein gedeelte boven water komt is toch doorgegaan met het gewicht van staal onder water. Voor de berekening van de benodigde extra lucht kan gesteld worden dat dat gedeelte aan volume lucht boven water een tegenwerkend koppel veroorzaakt.

Er zijn nu twee punten in de beweging van de pijpen die van belang zijn:

- 1- De hoek waarop de buis het wateroppervlak raakt.
- 2- De hoek waarop het driehoekige gedeelte geheel boven water is.

ad.1 de vergelijking hiervoor luidt:

$$y/2 * \cos \alpha + 24 * \sin \alpha = 22 \quad \alpha = 60^\circ$$

ad.2 de vergelijking hiervoor luidt:

$$-y/2 * \cos \alpha + 24 * \sin \alpha = 22 \quad \alpha = 72^\circ$$

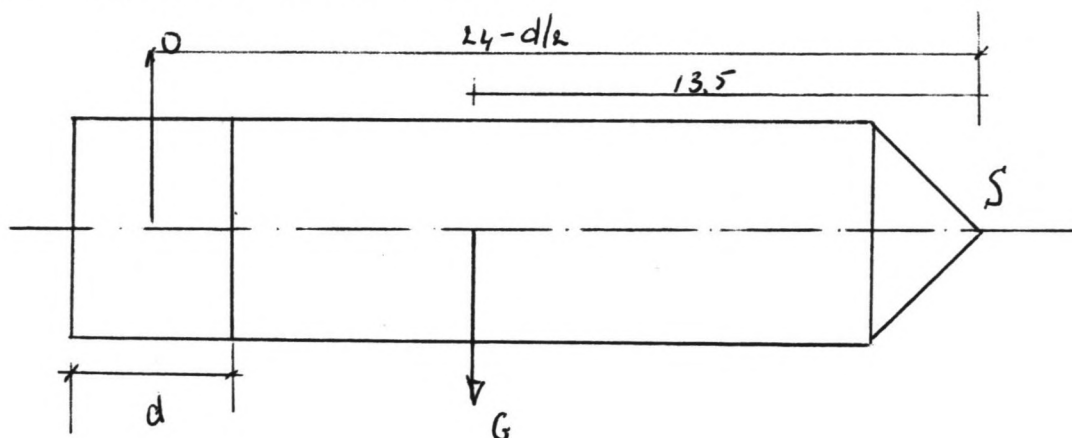
Als de pijpen gecompartmenteerd worden geldt de volgende vergelijking:

$$G \cdot l_1 = O \cdot l_2$$

$$O = A \cdot d$$

$$l_2 = (24 - d/2)$$

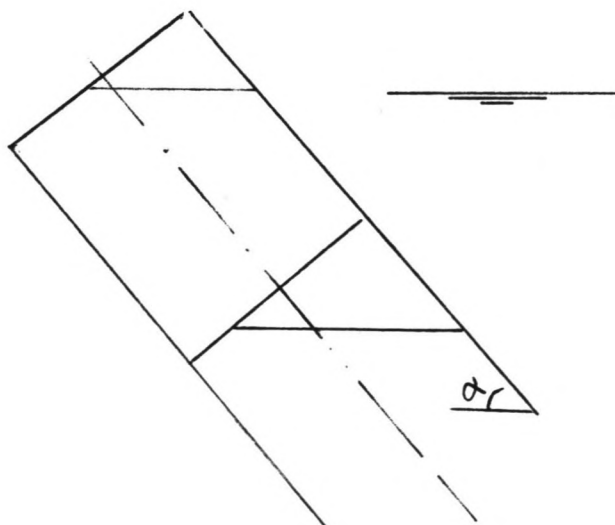
$$2000 \cdot 13,5 - 2 \cdot 3 \cdot 5,45 \cdot d \cdot (24 - d/2) \cdot 10,3 = 0$$



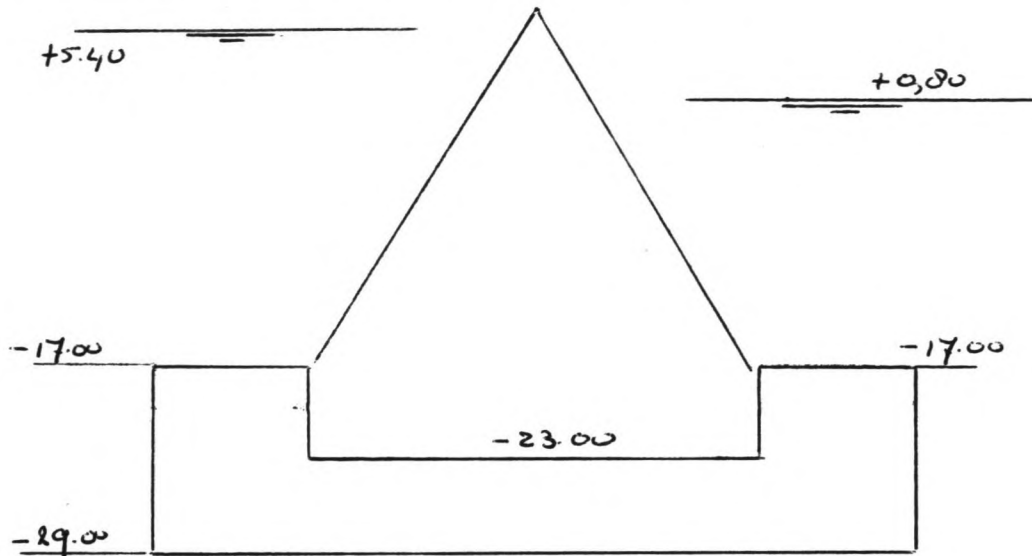
$$d = 3,612 \text{ m}$$

$$V = 118 \text{ m}^3$$

Ook hier geldt dat als de pijpen boven water komen meer lucht benodigd zal zijn. Door toevoeging van lucht onder het compartiment ontstaat een driehoekige luchtbel. Hierdoor ontstaat dezelfde situatie als bij de niet gecompartmenteerde buizen. Uit te rekenen valt dat dit gebeurd bij een hoek van 72° . De benodigde lucht verloopt nu gelijk aan die van de niet gecompartmenteerde buizen.



BEREKENING VAN DE RESULTERENDE WATERDRUK OP DE DREMPEL.



waterstand zeezijde $h_{zee} = +5,40$ m N.A.P.
 waterstand rivierzijde $h_{riv} = +0,80$ m N.A.P.
 waterstand onder de driehoek $h = +0,80$ m N.A.P.

Waterdruk op de bodem van de Nieuwe Waterweg.

zeezijde $P_b = \gamma_w \cdot h_{zee} = 10,3 \cdot (17 + 5,4) = 22,4 \cdot 10,3 = 230,72 \text{ kN/m}^2$.
 rivierzijde $P_b = \gamma_w \cdot h_{riv} = 10,3 \cdot (17 + 0,8) = 17,8 \cdot 10,3 = 183,34 \text{ kN/m}^2$.

Waterdruk onder de driehoek op de bodem van de drempel.

$$P = \gamma_w \cdot h_{riv} = 10,3 \cdot (23 + 0,8) = 23,8 \cdot 10,3 = 245,14 \text{ kN/m}^2.$$

Waterdruk aan de zijkant van de drempel aan de zeezijde.

P is de toe- of afname van de waterdruk door de stroming onder de drempel.
 (zie paragraaf 6.6.)

bovenkant $P = \gamma_w \cdot h_{zee} = 10,3 \cdot 22,4 = 230,72 \text{ kN/m}^2$.
 onderkant $P = \gamma_w \cdot (h_{zee} + 12) - \Delta P = 34,4 \cdot 10,3 - 7,7 = 346,62 \text{ kN/m}^2$.

Waterdruk aan de zijkant van de drempel aan de rivierzijde.

bovenkant $P = \gamma_w \cdot h_{riv} = 10,3 \cdot 17,8 = 183,34 \text{ kN/m}^2$.
 onderkant $P = \gamma_w \cdot (h_{riv} + 12) + \Delta P = 29,8 \cdot 10,3 + 7,7 = 314,64 \text{ kN/m}^2$.

Waterdruk aan de onderzijde van de drempel.

linksonder $P = \gamma_w \cdot (h_{zee} + 12) - \Delta P = 346,62 \text{ kN/m}^2$.
 rechtsonder $P = \gamma_w \cdot (h_{riv} + 12) + \Delta P = 314,64 \text{ kN/m}^2$.

Met de berekende drukken is het mogelijk geworden de resulterende horizontale en verticale waterdruk met de bijbehorende excentriciteit te bepalen.

Totale waterdruk aan de bovenzijde van de drempel.

$$P_{\text{vert}} = 230,72 \times 10 + 245,14 \times 30 + 183,34 \times 10 = 11494,8 \text{ kN/m.}$$

Totale waterdruk aan de onderzijde van de drempel.

$$P_{\text{vert}} = 314,64 \times 50 + 1/2 \times (346,62 - 314,64) \times 50 = 16531,5 \text{ kN/m.}$$

Totale waterdruk op de zijkant van de drempel aan de zeezijde.

$$P_{\text{hor}} = 230,72 \times 12 + 1/2 \times (346,62 - 230,72) \times 12 = 3464,04 \text{ kN/m.}$$

Totale waterdruk op de zijkant van de drempel aan de rivierzijde.

$$P_{\text{hor}} = 183,34 \times 12 + 1/2 \times (314,64 - 183,34) \times 12 = 2987,88 \text{ kN/m.}$$

$$P_{\text{vert}} = 16531,5 - 11494,8 = 5036,7 \text{ kN/m (omhoog gericht).}$$

$$P_{\text{hor}} = 3464,04 - 2987,88 = 476,16 \text{ kN/m (van zee naar rivier gericht).}$$

De excentriciteit van deze resulterende waterdrukken wordt gevonden door de momentenstelling toe te passen. Het momenten nulpunt wordt rechts onder genomen. (punt S).

$$M_{\text{vert}} = 230,72 \times 10 \times 45 + 245,14 \times 30 \times 25 + 183,34 \times 10 \times 5 - 314,64 \times 50 \times 25 - \\ - 1/2 \times (346,62 - 314,64) \times 50 \times 2 \times 50/3 = -123104 \text{ kNm/m.}$$

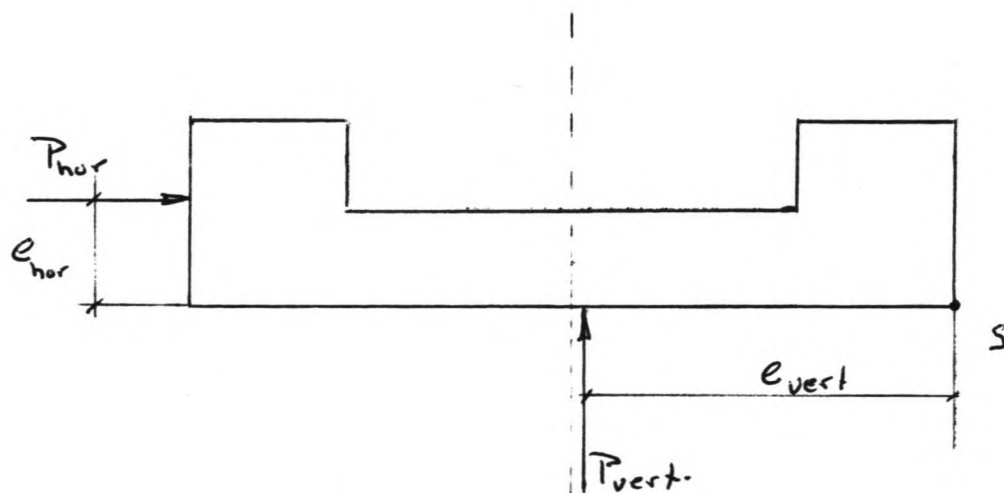
$$P_{\text{vert}} = 5036,7 \text{ kN/m.}$$

$$e_{\text{vert}} = M_{\text{vert}} / P_{\text{vert}} = 123104 / 5036,7 = 24,4414 \text{ m.}$$

$$M_{\text{hor}} = -(230,72 - 183,34) \times 12 \times 6 + 1/2 \times 15,4 \times 12 \times 12/3 = -3041,76 \text{ kNm/m.}$$

$$P_{\text{hor}} = 476,16 \text{ kN/m.}$$

$$e_{\text{hor}} = 3041,76 / 476,16 = 6,3881 \text{ m.}$$



$$I_x = 2477,6 \text{ m}^4. \quad I_y = 47289,44 \text{ m}^4.$$

