

4.19.d

HOOFDONTWERP

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

DEEL 4 :

HOOGWATERKERING T.P.V. KOOPMANSHAVEN



J. A. Hernandez

JUNI 1985

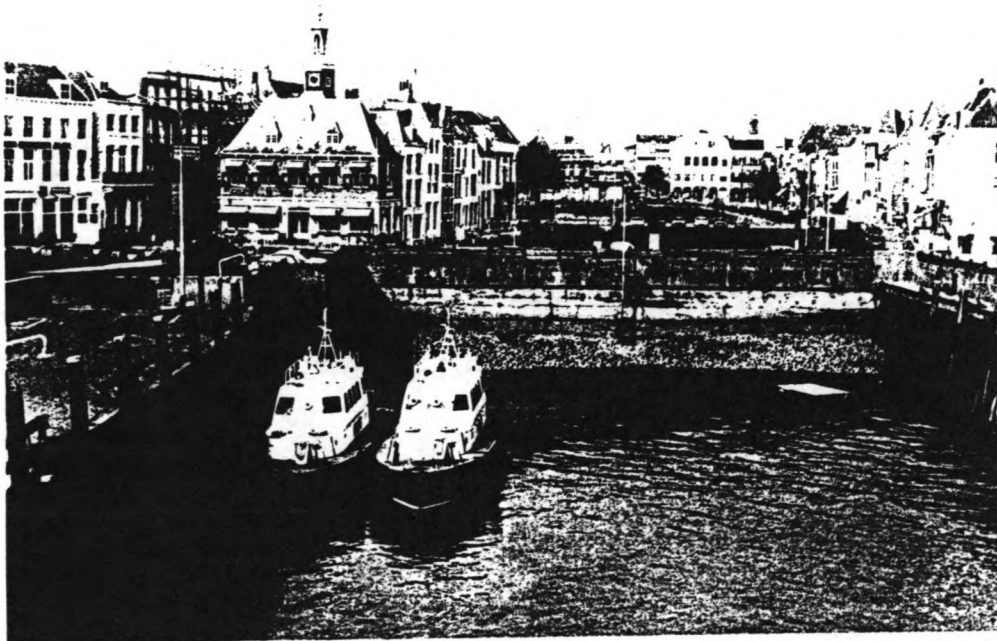
TECHNISCHE HOGESCHOOL DELFT
AFDELING DER CIVIELE TECHNIEK

HOOFDONTWERP

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

DEEL 4 :

HOOGWATERKERING T.P.V. KOOPMANSHAVEN



J. A. Hernandez

JUNI 1985

TECHNISCHE HOGESCHOOL DELFT
AFDELING DER CIVIELE TECHNIEK

- Hoofdontwerp -

Versterking van de hoogwaterkering ter plaatse van de
Koopmans - en Vissershaven te Vlissingen in het kader
van de Delta wet

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

Afstudeerwerk verricht bij de vakgroep
Constructieve Waterbouwkunde
Technische Hogeschool Delft

Prof. ir. H. Glerum
ing. K.G. Bezuijen
ir. W. Meermaas

J.R. Hernandez
Juni 1985

Inhoudsopgave

Inleiding	: 1
Golfbelastingen	: 3
Grondwaterstanden	: 10
Onderschrijdingsfrequentie	: 13
De oude constructies	: 15
Globale uitwerking van het geïntegreerde alternatief	: 20
Locatie - op de Plaats van de oude Kering	: 21
Locatie - voor de oude constructies	: 29
Locatie - achter de oude Kering	: 33
Toetsingscriteria	: 37
Keuze	: 40
Randachtpunten voor het definitieve ontwerp	: 43
Globale uitwerking van het gesplitste alternatief	: 44
Generatie alternatieven (A11 t/m C22)	: 45
Toetsingscriteria	: 51
Alternatief B11	: 53
Alternatief B12	: 60
Alternatief B21 & B22	: 63
Alternatief C21 & C22	: 65
Toetsing	: 66
Keuze	: 69
Randachtpunten voor het definitieve ontwerp	: 73
Globaal ontwerp bovenstuk	: 74
Opstellen van alternatieven	: 76
Beschrijving alternatieven	: 78
Globale berekening van de alternatieven	: 82
Alternatief A	: 82
Alternatief B1	: 85
Alternatief B2	: 92
Alternatief B3	: 93
Alternatief C	: 97
Alternatief D	: 99
Alternatief F	: 100
Alternatief G	: 101
Overzicht alternatieven	: 104
Keuze bovenstuk	: 108
Integratie	: 113
Keuze basisconstructie	: 117
Toetsingscriteria	: 118
Keuze	: 122

Globale uitwerking waterkering Koopmanshaven

Inleiding

Voor de kademuren rond de Koopmanshaven zijn in het voorafgaande twee principe - alternatieven bepaald , te weten :

- Het grondkerend- en waterkerend element worden geïntegreerd
- " " " " " gesplitst

Dit houdt in dat bij het geïntegreerde alternatief de uitwendige golfbelasting via het waterkerend element naar het grondkerend element gaat , dit moet deze krachten en momenten op kunnen nemen naast de belastingen t.g.v. o.a. grond - en waterdrukken .

Bij het gesplitste alternatief kan de uitvoering zo gebeuren dat het grondkerend element niet meer essentieel is voor de krachtsoverdracht uit het waterkerend element , het is uiteraard wel essentieel voor de stabiliteit van de constructie als één geheel .

Beide alternatieven worden van een wegneembaar bovenstuk voorzien , zodanig dat de kerende hoogte in de zomer NAP + 5.00 en in de winter NAP + 6.95 bedraagt . Voor dit wegneembaar bovenstuk zijn nog geen alternatieven bepaald aangezien het moeilijk losgekoppeld kan worden van de eigenlijke draagconstructie , beide vormen dan het waterkerend element . En ook het waterkerend element kan eigenlijk niet apart gekozen worden zonder hierbij het grondkerend element te betrekken .

Dit leidt echter tot een vrij gecompliceerd en weinig overzichtelijk ontwerpproces , alternatieven kunnen moeilijk doorgevoerd worden door het vrij sterke interactieve karakter .

Een andere , meer grovere manier zal hier toegepast worden . Allereerst zullen per principe - alternatief een aantal globale alternatieven bepaald worden onder grove aannamen m.b.t. de belastingen . Daarna zal voor elk principe - alternatief het meest belovend globaal alternatief gekozen worden .

Nu kunnen de alternatieven voor het wegneembaar bovenstuk bepaald worden en het meest geschikte gekozen , dit moet dan uiteraard gecombineerd kunnen worden met het gekozen principe alternatief .

Elk globaal ontwerp is nu compleet , verdere detaillering kan

dan gedaan worden .

Uiteindelijk zal één van beide het ontwerp zijn voor de nieuwe kering rond de Koopmanshaven .

Dit was het ontwerpproces in het kort , uiteraard zijn voor elke ontwerp - fase randvoorwaarden nodig en dienen toetsings - criteria opgesteld te worden , afgeleid uit het Programma van Eisen .

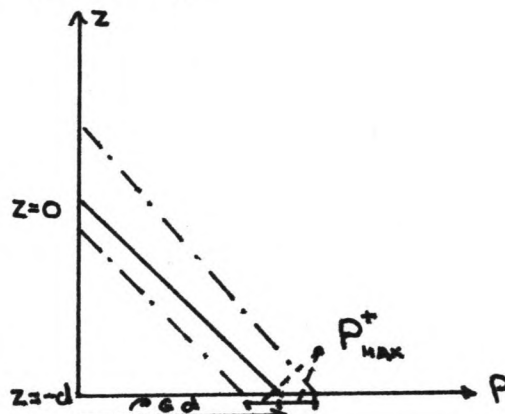
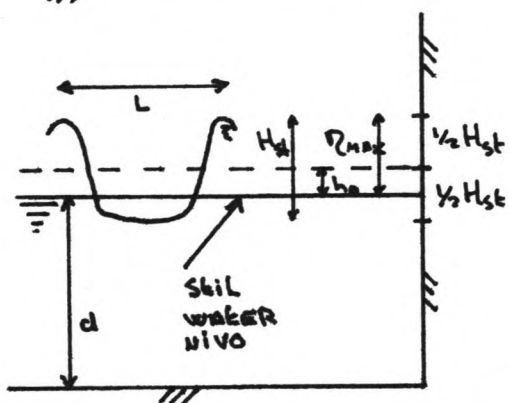
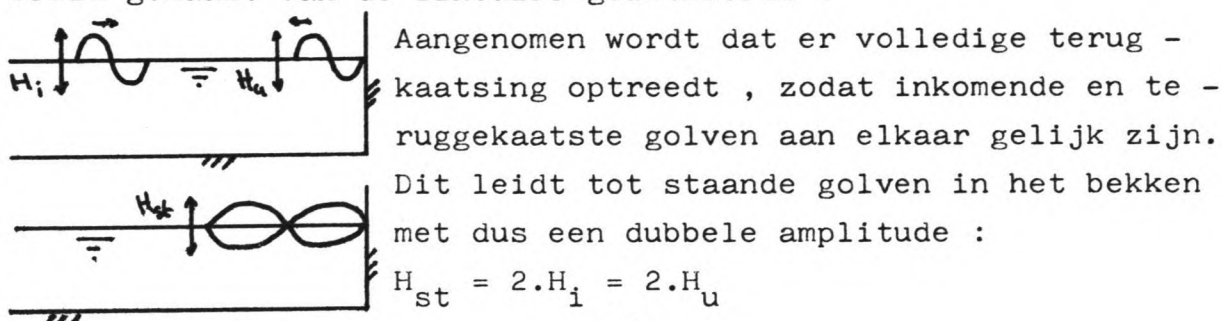
Aangezien de randvoorwaarden die voor beide principe - alternatieven gelden voornamelijk van technische aard zijn zullen ze eerst behandeld worden , zo dat bij de uitwerking van de alternatieven hier naar toe verwezen kan worden .

De voornaamsten zijn :

- Golfbelastingen
- Grondbelastingen
- Grondwaterstanden

Golfbelastingen

Voor het bepalen van de golfbelasting op de kademuren zal gebruik gemaakt worden van de benadering van Sainflou .
Hierbij wordt het kromlijinig verloop van de drukken over de hoogte geschematiseerd tot een rechte lijn en verder wordt gebruik gemaakt van de lineaire golftheorie .



Uit de lineaire theorie (sinusoidale golven) volgt :

$$P_{\max}^+ = \rho \cdot g \cdot H / 2 \cdot \cosh k(z+d) / (\cosh kd) \quad (N / m^2)$$

met :

$$k = 2\pi / L$$

$$H_{st} = 2 \cdot H$$

(golfgetal)

Voor de drukfluctuatie aan de bodem geldt dan :

$$P_{\max}^+ = \rho \cdot g \cdot H \cdot \cosh k(z+d) / (\cosh kd)$$

$$z = -d$$

$$P_{\max}^+ = \rho \cdot g \cdot H / \cosh kd$$

Voor de maximale uitwijking vanuit het S.W. nivo geldt :

$$\eta_{\max} = 0.5 H_{st} + h_o = \frac{1}{2} H_{st} (1 + 0.25 k H_{st} \coth kd)$$

Dit is van belang omdat bovenstaande benadering slechts toe - pasbaar is voor $\eta_{\max} = 0.8 H_{st}$ of wel $h_o = 0.3 H_{st}$

en uiteraard voor $z \leq \eta_{\max}$

In principe kan nu de kracht op de wand bepaald worden als alle variabelen bekend zijn :

(1) : Constructie hoogte

Kerende hoogte : N.A.P. + 6.95 m

Bodemdiepte : N.A.P. + 4.50 m

Baggerdiepte : N.A.P. + 5.00 m

(2) : Waterstanden

Ontwerpstormvloedpeil : N.A.P. + 5.40 m

Buistooteffect : 0.30 m +

Stilwater nivo : N.A.P. + 5.70 m

Waterdiepte (d) : (5.70 + 5.00) = 10.70 m

N.b. : in eerste instantie wordt hier slechts één peil uitgewerkt , later zal hierop teruggekomen worden.

(3) : Golven

De beschrijving van de golven als parameter voor de berekening is niet zo eenvoudig . Bij een gegeven significante golfhoogte ($H_s = 1.15$ m) kan d.m.v. de aangenomen kansverdelingsfunctie volgens Rayleigh de over - of onderschrijdingskans van een bepaalde golfhoogte bepaald worden :

Overschrijdingskans

$$P (\underline{H} \geq H) = \exp (-2 (H / H_s)^2)$$

Stel dat een overschrijdingskans van 5 % acceptabel is :

$$0.05 = \exp (-2 (H / 1.15)^2)$$

$$\underline{H} = 1.41 \text{ m}$$

Een ander probleem is de golfperiode die tussen 9 en 11 s ligt . De golfperiode (T) is van belang bij het bepalen van de golflengte L en dus ook voor het golfgetal , $k = 2\pi / L$.

Omdat niet zo snel bepaald kan worden wat de invloed is van de golfperiode , zullen beide mogelijkheden uitgewerkt worden waarna de maatgevende gekozen kan worden .

- $T = 9$ s

Bepaling golflengte :

$$\text{In diep water } L_0 = g / (2\pi) \cdot T^2 = 126.5 \text{ m}$$

$$\text{Waterdiepte - golflengte verhouding } d/L_0 = 10.7/126.5 = 0.0846$$

Uit de tabel voor sinusoidale golven :

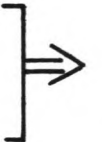
$$\text{bij } d / L_0 = 0.0846 \text{ volgt } d / L = 0.1276$$

$$\text{golflengte } L = 10.7 / 0.1276 = 83.9 \text{ m}$$

$$\text{Drukfluctuatie } P_{\max}^+ = \rho \cdot g \cdot H \cdot \cosh k(z+d) / \cosh k \cdot d$$

$$\text{Golfgetal } k = 2\pi / L = 0.0749$$

$$\text{Bodem } z = -d$$



$$P_{\max}^+ = \rho \cdot g \cdot H / \cosh k \cdot d = \rho \cdot g \cdot H / 1.339 = 0.747 \cdot \rho \cdot g \cdot H$$

- $T = 11$ s

$$\text{Golflengte in diep water } L_0 = 188.9 \text{ m}$$

$$d / L_0 = 0.0566$$

$$d / L = 0.1008$$

$$\text{Golflengte } L = 10.7 / 0.1008 = 106.2 \text{ m}$$

$$\text{Golfgetal } k = 2\pi / 106.2 = 0.0592$$

Drukfluctuatie aan de bodem

$$P_{\max}^+ = \rho \cdot g \cdot H / \cosh k \cdot d = \rho \cdot g \cdot H / 1.207 = 0.829 \rho \cdot g \cdot H$$

Het blijkt dat een golfperiode van 11 s maatgevend wordt . Als laatste grootheid moet $\hat{\eta}_{\max}$ (maximale uitwijking t.o.v. het stil water nivo) bepaald worden , omdat hiermee getoetst moet worden of de gevonden situatie zich in het geldigheidsgebied bevindt .

$$\hat{\eta}_{\max} = \frac{1}{2} H_{st} + h_0 = \frac{1}{2} H_{st} (1 + 0.25 \cdot k \cdot H_{st} \cdot \coth k \cdot d)$$
$$\hat{\eta}_{\max} \leq 0.8 H_{st}$$

$$\text{met } H_{st} = 2 H = 2.82 \text{ m volgt } \hat{\eta}_{\max} = 0.8 H_{st} = 2.26 \text{ m}$$

$$\hat{\eta}_{\max} = 1.41 (1 + 0.0745) = 1.52 \text{ m}$$

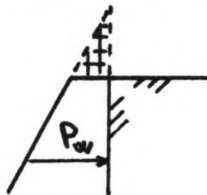
$$\hat{\eta}_{\max} \leq \hat{\eta}_{\max}$$

De voorgaande berekeningen zijn alle uitgevoerd voor een wand die voldoende hoog is, d.w.z. dat de golven er niet overheen komen.

Hier is de kerende hoogte echter niet toereikend, bekijk het volgende:

Stormvloedpeil	:	N.A.P. + 5.40 m
Buistooteffect	:	0.30 m
Amplitude staande golf	:	1.41 m
		+ -----+ N.A.P. + 7.11 m

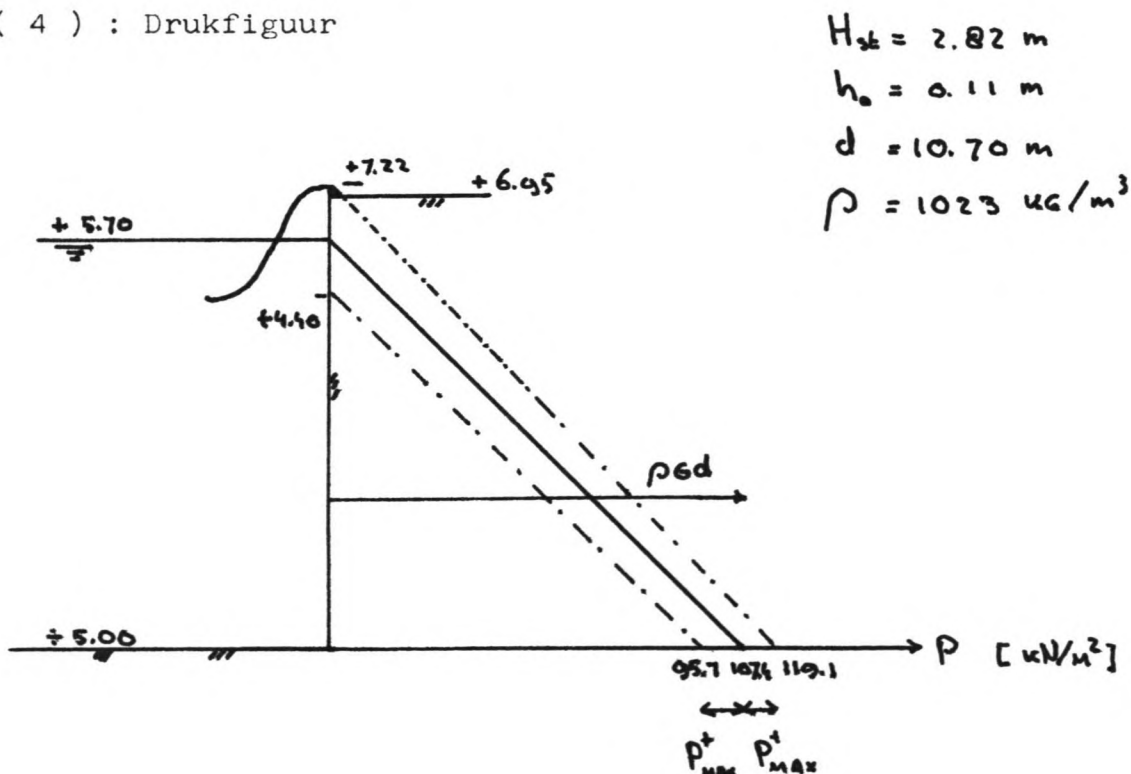
Daar de constructie slechts tot NAP + 6.95 komt is er dus een gebied van 0.16 m waar de golven niet tegen een wand komen. Het mag gesteld worden dat dit deel geen bijdrage levert tot de totale kracht op de wand. Hoe de werkelijke drukverdeling over de hoogte zal zijn is moeilijk te bepalen. Hier zal verder met de volgende veronderstelling gewerkt worden:



Het verschil tussen de bovenkant van de kering en de maximale golfhoogte wordt geacht geen bijdrage aan de totale kracht op de wand te leveren

Dit houdt een overschatting van de waterdrukken t.p.v. de bovenkant van de kering in. Boven de kering heeft het water een zekere snelheid en is dus in de energiehogte de term $U^2 / 2g$ niet langer 0.

(4) : Drukfiguur



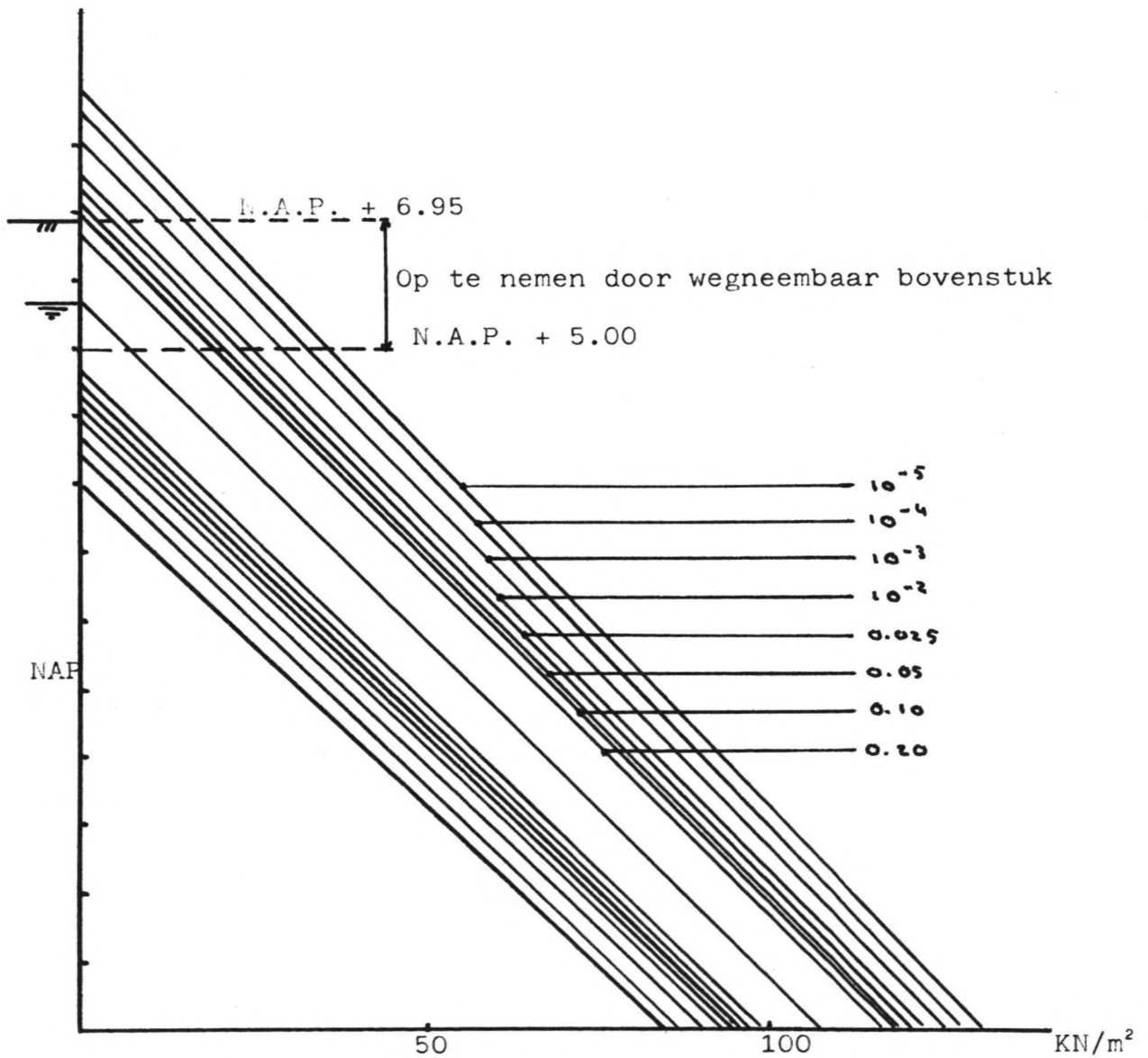
In het voorgaande is het geval behandeld van een golfhoogte met een overschrijdingskans van 0.05 . Dit is vrij willekeurig gekozen , vandaar dat nu een grafiek samengesteld zal worden voor golven met een andere overschrijdingskans .

Overschrij- dingskans	H _{st} (m)	h _o (m)	P _{max} ⁺ (KN/m ²)	P _{max} bodem	P _{min} bodem	P bij + 6.95	P bij + 5.00
2.0 · 10 ⁻¹	2.06	0.06	8.6	116	98.8	0	17.6
1.0 · 10 ⁻¹	2.47	0.08	10.3	117.7	97.1	0.7	19.8
5.0 · 10 ⁻²	2.82	0.11	11.7	119.1	95.7	2.6	21.6
2.5 · 10 ⁻²	3.12	0.13	13.0	120.4	94.4	4.3	23.2
1.0 · 10 ⁻²	3.49	0.16	14.5	121.9	92.9	6.4	25.2
1.0 · 10 ⁻³	4.27	0.24	17.8	125.2	89.6	10.8	29.5
1.0 · 10 ⁻⁴	4.94	0.32	20.5	127.9	86.9	14.6	33.1
1.0 · 10 ⁻⁵	5.52	0.40	23.0	130.4	84.4	18.0	36.3

Golfhoogte - waterdrukken relatief

Bij verschillende overschrijdingskans

Bij een peil van N.A.P. + 5.70 m



(5) : Invloed waterstand

Bij (2) is slechts één peil beschouwd , het storm - vloedpeil van N.A.P. + 5.40 en het buistooteffect . Hier zal nu de invloed van de waterstand op de kracht op de wand bepaald worden , uitgaande van een iets lager peil , N.A.P. + 5.40 m . Als voorbeeld wordt een kans van 10^{-4} genomen .

Drukfluctuatie aan de bodem ($z = -d$) :

$$P_{\max}^+ = \rho \cdot g \cdot H / \cosh k \cdot d$$

Waterdiepte : $d = 10.40$ m

Golfperiode : $T = 11$ s

Golflengte diep water : $L_0 = g / (2\pi) \cdot T^2 = 188.9$ m

$d / L_0 = 0.0551$ en dus $d / L = 0.0994$

Golflengte : $L = 10.4 / 0.0994 = 104.6$ m

Golfgetal : $k = 2\pi / L = 0.0601$

$$P_{\max}^+ = \rho \cdot g \cdot H / \cosh k \cdot d = \rho \cdot g \cdot H / 1.20 = 0.833 \cdot \rho \cdot g \cdot H$$

$$Q_{\max} = \frac{1}{2} H_{st} (1 + 0.25 \cdot k \cdot H_{st} \cdot \coth k \cdot d) = 2.80$$
 m

Overschrij- dingskans	H_{st}	P_{\max}^+
$2.0 \cdot 10^{-1}$	2.06	8.6
$1.0 \cdot 10^{-1}$	2.47	10.3
$5.0 \cdot 10^{-2}$	2.82	11.8
$2.5 \cdot 10^{-2}$	3.12	13.0
$1.0 \cdot 10^{-2}$	3.49	14.6
$1.0 \cdot 10^{-3}$	4.27	17.8
$1.0 \cdot 10^{-4}$	4.94	20.6
$1.0 \cdot 10^{-5}$	5.52	23.1

De maximale uitwijking vanuit S.W. nivo bedraagt :

N.A.P. + 5.40 + 2.80 m = N.A.P. + 8.20 en dus ongeveer 0.30m lager dan hetzelfde geval bij een hoger peil .

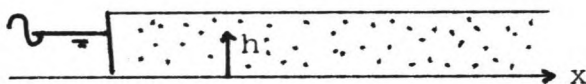
Conclusies :

De drukfluctuaties op $z = -d$ (bodem) zijn praktisch gelijk terwijl de hoogte waarover deze waterdrukken werken kleiner is . Dit geval kan dus nooit maatgevend zijn . De maatgevende situatie ontstaat bij het hoogste peil , als een zekere ^h overschrijdingskans gegeven is .

Grondwaterstanden

Bij de kademuren treedt , zoals uit metingen blijkt , een verschil op tussen de waterstanden binnen en buiten . Deze metingen zijn slechts op twee plaatsen en gedurende 14 uur uitgevoerd . Dit is te weinig om er conclusies uit te kunnen trekken . Wat wel gezegd kan worden is dat het maximale en minimale grondwaterpeil gedempt wordt en ook wat later komt dan de maximale en minimale waterstanden buiten .

Uit de grondwatermechanica blijkt dat de respons op een periodiek signaal eveneens een periodiek signaal oplevert dat gedempt is en na - ijlt t.o.v. het oorspronkelijke signaal .



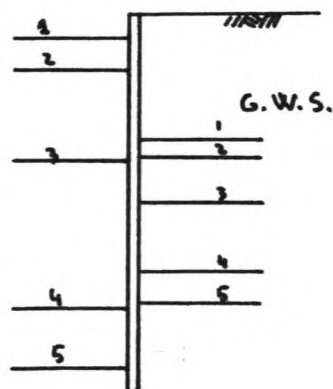
$$h = h_0 + \hat{h} \exp(-\alpha x) \sin(\omega t - kx)$$

De grondwaterstand is dus ook een functie van de plaats , de hier te vermelden resultaten hebben betrekking op een punt 3.70 van de rand verwijderd (zie ook de volgende blz.)

In eerste instantie zal hier deze dempingsfactor bepaald worden uit de verhoudingen van de maxima en minima .

Bij een buiten W.S. van + 2.50	hoort een binnen W.S. van + 1.10
" " " " " + 2.46	" " " " " + 1.14
" " " " " ÷ 1.64	" " " " " ÷ 0.82

Dit houdt een dempingsfactor in van resp. 0.44 , 0.50 , en 0.46 , zodat een gemiddelde dempingsfactor van 0.467 gevonden wordt . De volgende waterstanden zijn voor ontwerpdoel - einden van belang :



- (1) : S.V. NAP + 5.40
- (2) : H.B.W.NAP + 4.55
- (3) : G.H.W NAP + 1.95
- (4) : G.L.W NAP ÷ 1.83
- (5) : L.B.w NAP ÷ 3.33

De waterstanden, zoals op de vorige bladzijde weergegeven, zijn niet geheel correct. De maximale grondwaterstand wordt pas na een zekere tijd bereikt en dan is de buiten waterstand al weer veranderd. Gezien de grove benadering met een gemiddelde dempingsfactor en de toch korte na-ijlingstijd wordt deze benadering in dit stadium acceptabel geacht.

Een ander aspect is de toename van de grondwaterstand t.g.v. golfoverslag. Aangezien er een golfoverslagvolume van 15000 m³ acceptabel geacht wordt is het van belang om te weten wat er met dit water gebeurt. Een deel zal als oppervlakte afvoer richting binnenstad stromen, maar een deel zal aan het grondwater ten goede komen, dit is voor een grondkerend element een ongunstige situatie.

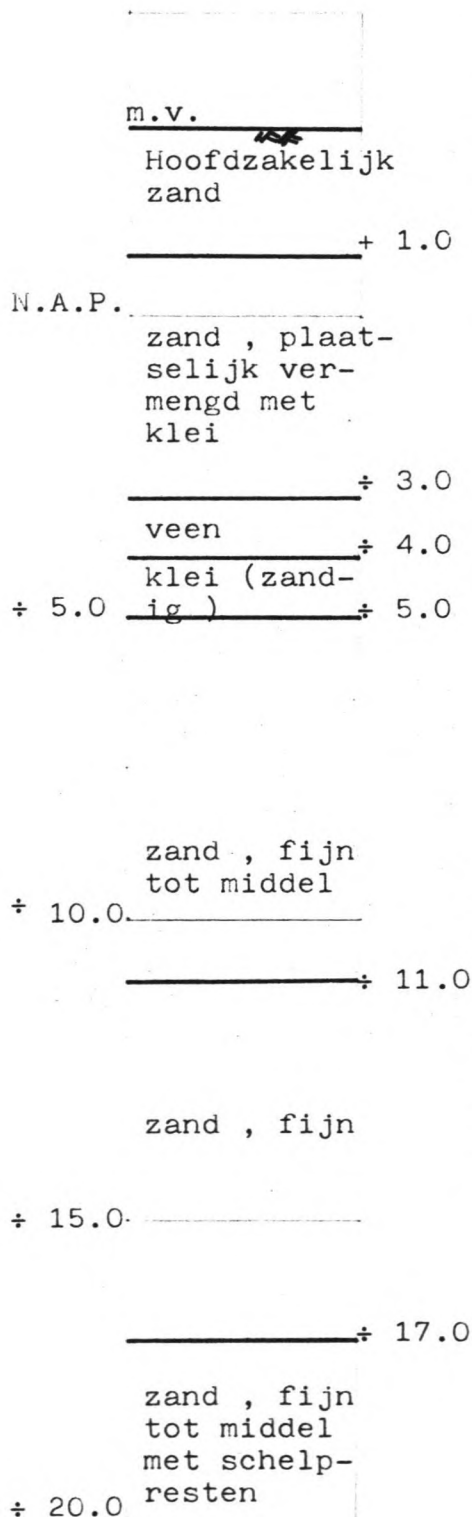
Er zal hier verder vanuit worden gegaan dat t.p.v. de kademuren voorzieningen, in de vorm van drains, aangebracht zullen worden om extra verhoging van de grondwaterstanden te voorkomen. Alleen de plaats moet nog bepaald worden. Hiervoor zal gebruik gemaakt worden van de gemiddelde dempingsfactor om een verwachte grondwaterstand te berekenen (bij een gegeven peil).

Peil	Grondwaterstand (tov NAP)
(1)	+ 2.52
(2)	+ 2.12
(3)	+ 0.91
(4)	+ 0.85
(5)	+ 1.55

Om ervoor te zorgen dat de drains altijd effectief zijn, moeten ze in elk geval boven de hoogste ^{te} verwachte grondwaterstand gelegd worden, de uiteindelijke draindiepte kan pas bij het definitieve ontwerp berekend worden. Ook kan gedacht worden om meerdere drains op verschillende dieptes toe passen. De lager gelegen drains zijn dan niet effectief tijdens S.V. maar zijn zeker voor dagelijkse omstandigheden goed bruikbaar. Het hangt van vele factoren af of ze toegepast zullen worden en kan in dit stadium nog niet overzien worden.

Grondbelastingen

Zoals uit grondboringen blijkt (uitgevoerd door L.G.M) is de opbouw t.p.v. de Koopmanshaven globaal als volgt .



Verdere gegevens zoals γ , ϕ en c zijn tot nog toe onbekend .

Gezien het globale karakter van de berekeningen zullen hiervoor een aantal aannamen gedaan worden :

- Het berekeningsprofiel bestaat uit één soort grond , met dezelfde samenstelling (neem bijv. zand)

- Droog gewicht grond $\gamma_d = 18 \text{ KN/m}^3$

Nat " " $\gamma_w = 20 \text{ KN/m}^3$

Hoek v.inwendige wr. $\phi = 30^\circ$

Cohesie $c = 0$

Wandwrijving $\delta = 0$

Het gewicht van de grond , droog en nat , is geheel fictief en iets overschat dit om bijkomende zaken als bovenbelastingen , troskrachten , etc. al enigszins in een vroeg stadium te ondervangen .

Het zij hier nogmaals gezegd , de gedane aannamen worden alleen maar gebruikt voor een globale uitwerking van de alternatieven , waardoor de afweging onderling makkelijker kan gebeuren .

Pas in een later stadium zal met reële getallen gewerkt worden .

Onderschrijdingsfrequentie

Aangezien bij de berekening van grondkerende wanden extreem lage waterstanden ook extreme toestanden opleveren t.a.v. het grondkerend element is het van belang om de onderschrijdings - frequentie van een zeker waternivo buiten te kunnen benaderen . Hiervoor zal gebruik gemaakt worden van de door Rijkswaterstaat gepubliceerde " 10 - jarige overzichten " in de periode 1921 - 1960 .

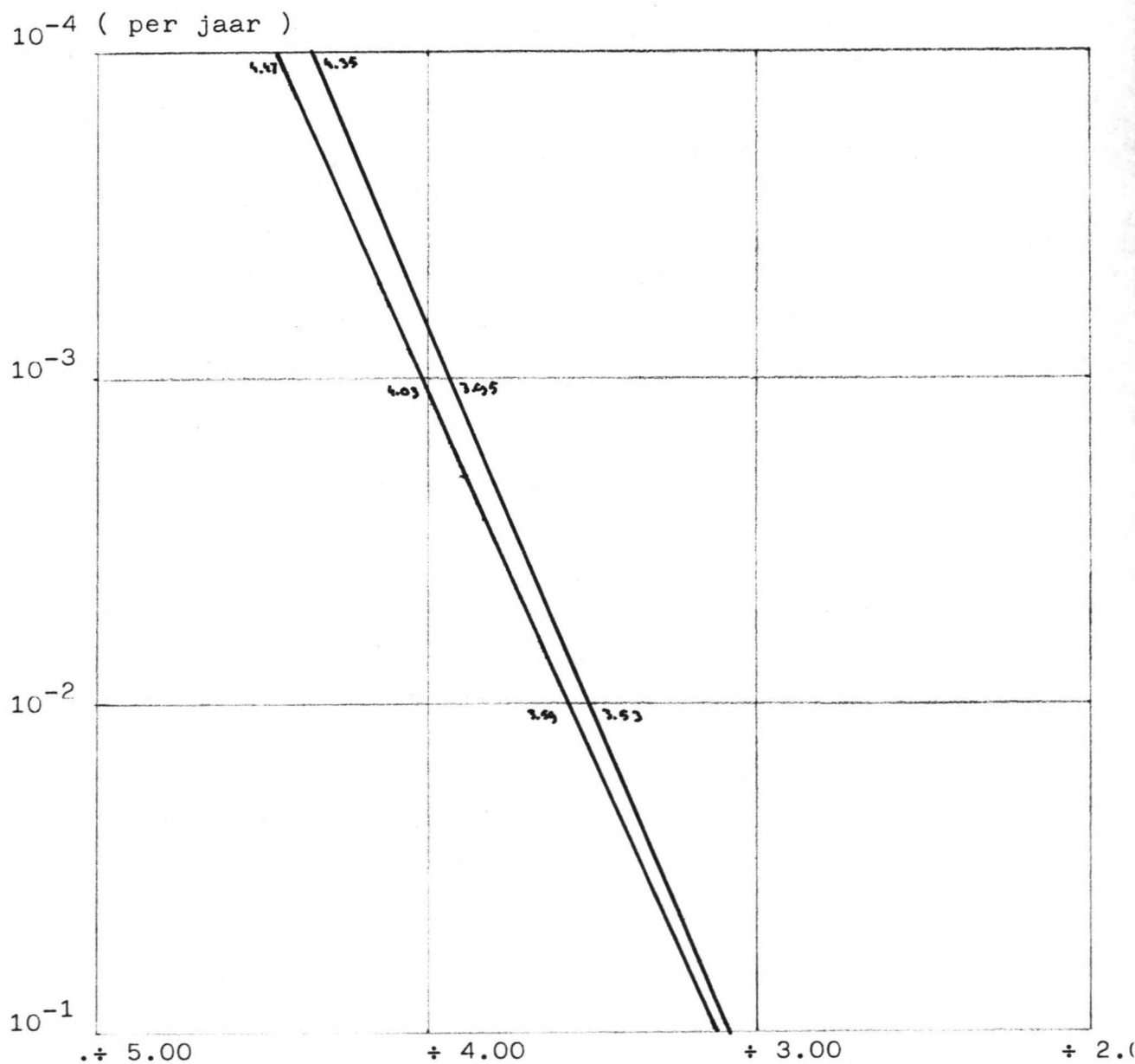
De benadering van de onderschrijdingsfrequentie kan vrij simpel gedaan worden door uit te gaan van de jaarlijkse laagste L.W. . M.B.t. de laagst bekende L.W. kan het volgende gesteld worden : dit eenmalige gebeuren (dit is in 1956 opgetreden) in de berekening betrekken is in zoverre foutief omdat in de bijna 100 jaar geregistreeerde waarnemingen dit slechts éénmaal is opgetreden en hier wordt slechts een 40 - jarig interval bekeken .

In het volgende stuk worden per , in aanmerking komend nivo de onderschrijdingsfrequentie (jaarlijkse) gegeven voor resp. berekeningen met dit laagste nivo (+ 3.33) en zonder .

Nivo	Freq. met	Freq.zonder
+ 3.33	0.025	----
3.26	0.050	0.026
3.11	0.075	0.051
3.07	0.125	0.103
3.04	0.150	0.128
3.03	0.175	0.154
3.02	0.200	0.179
2.99	0.300	0.282
2.98	0.325	0.308
2.97	0.350	0.333
2.96	0.375	0.359
2.95	0.400	0.385
2.94	0.450	0.436
2.92	0.475	0.462
2.89	0.525	0.513
2.86	0.550	0.538
2.85	0.600	0.560

Nivo	f _{met}	f _{zond}	Nivo	f _{met}	f _{zond}
÷ 2.84	0.625	0.615	÷ 2.75	0.825	0.821
2.83	0.650	0.641	2.73	0.850	0.846
2.81	0.675	0.667	2.69	0.875	0.872
2.80	0.700	0.692	2.68	0.900	0.897
2.79	0.750	0.744	2.66	0.950	0.949
2.78	0.775	0.769	2.61	0.975	0.974
2.77	0.800	0.795			

Waterstand - Onderschrijdingskans relatielijn



(t.o.v. N.A.P.)

De oude constructies

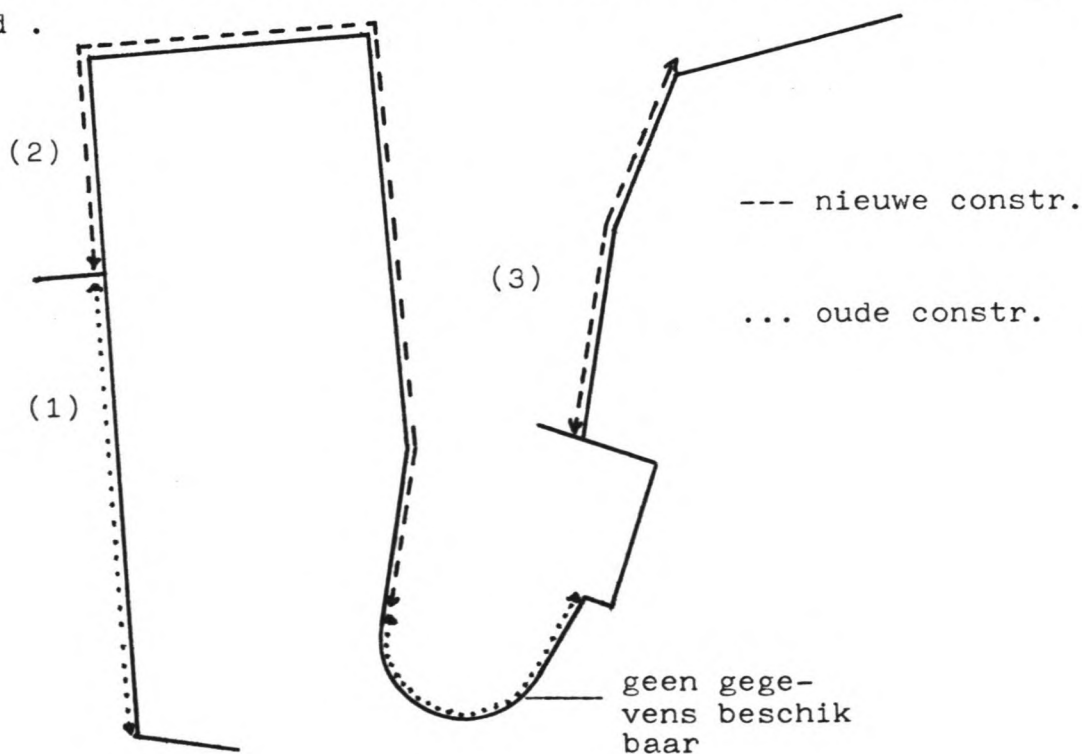
De oude constructies van de Koopmans - en Vissershaven vallen in drie groepen uiteen , te weten : de kademuren van de Koopmanshaven en het Rondeel , de kademuren van de Vissershaven en de suis .

In het nuvolgende wordt voornamelijk aandacht besteed aan de constructies rond de Koopmanshaven . De gegevens zijn afgeleid uit documenten van de Directie Sluizen en Stuwen , Rijkswaterstaat .

Historie

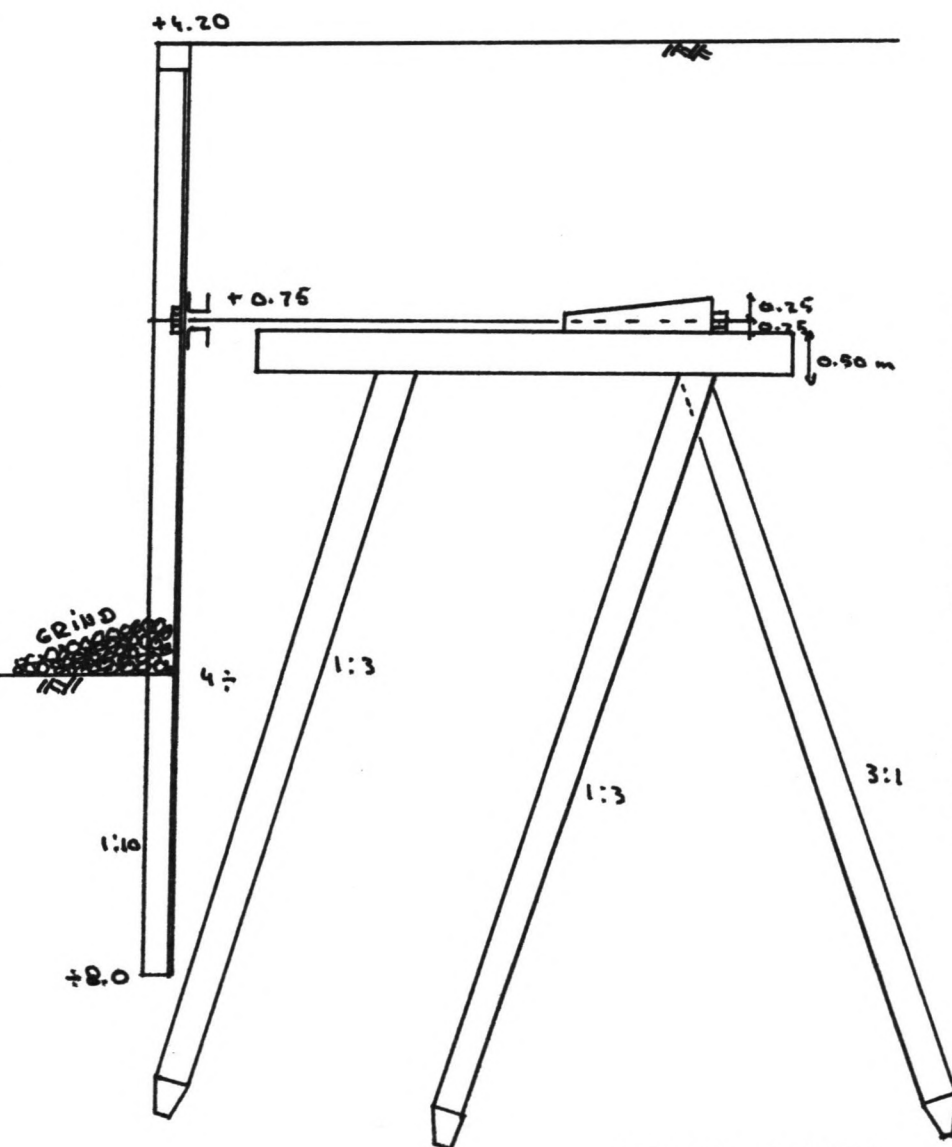
Van de oorspronkelijke , oude constructies te noemen , is weinig overgebleven . Na afloop van de Tweede Wereldoorlog bleek de aangerichte schade , vooral in de Koopmanshaven aanzienlijk te zijn . Het zou tot 1950 duren voordat de schade gerepareerd werd . Door vooral materiaalschaarste zijn op sommige plaatsen de oude damwanden gebruikt , daar waar de schade niet hersteld kon worden zijn nieuwe profielen toegepast . Dit houdt echter in dat men nog steeds niet weet welke profielen , noch op welke wijze , aangebracht zijn .

Ook werd in 1953 nogal wat schade aangericht , waarna de gemeente Vlissingen een aantal provisorische constructies aanbracht . Dit vooral om de kerende hoogte te vergroten . Tot op heden was dit de laatste constructieve ingreep in dit gebied .



(1) - de oude (herstelde) constructies

Over een lengte van ongeveer 60 m zijn naar alle waarschijnlijkheid Hoesch profielen toegepast , zeker weten doet men dit echter niet . Allereerst wordt een sectie van 20 m beschouwd .

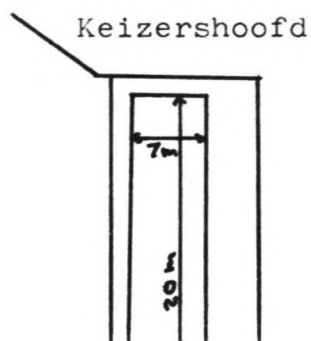


Betonnen plaat :
lengte : 20 m
breedte : 7 m
dikte : 0.50 m

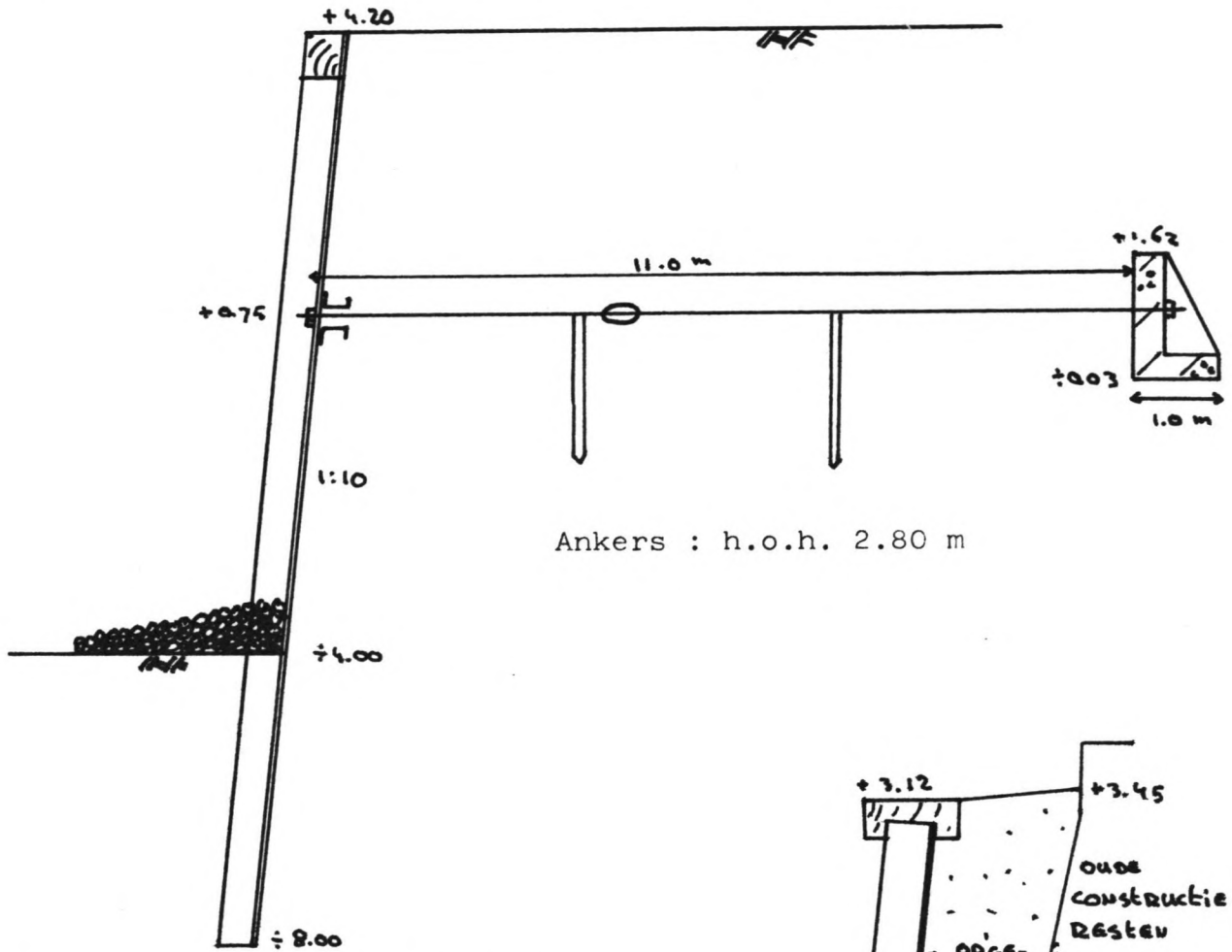
Ankerkabels :
h.o.h. 2.80 m
op N.A.P. + 0.75

Betonpalen
h.o.h. 1.40 m
lengte 10 m

schaal 1:1000

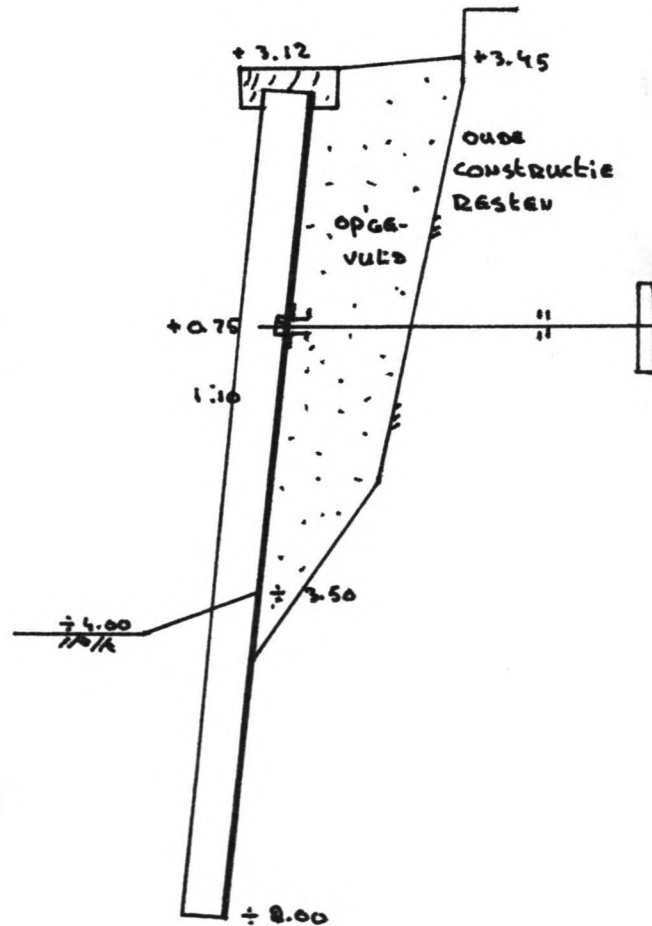


Over de resterende 40 m wordt hetzelfde profiel toegepast echter met een ander type verankering .

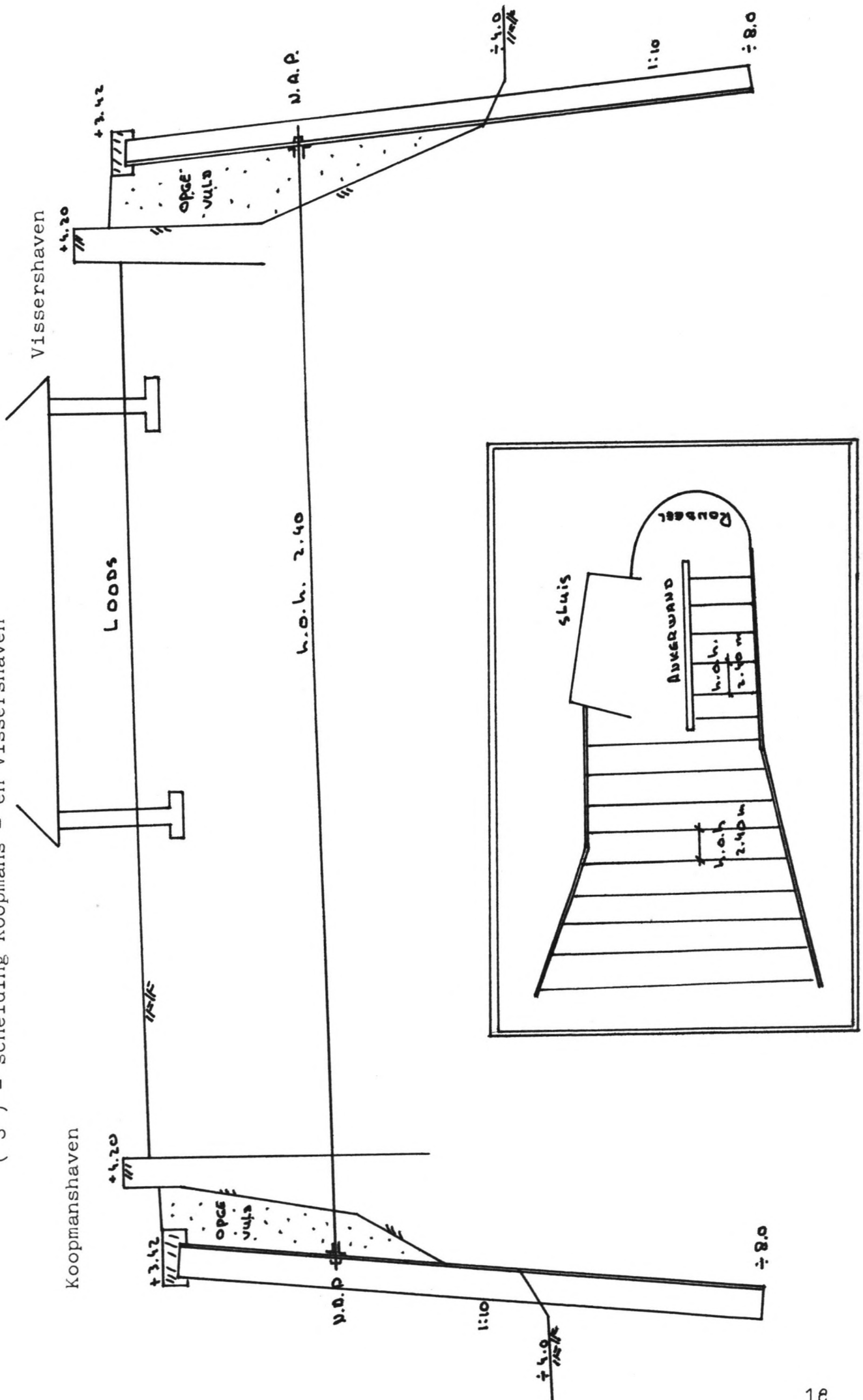


(2) - de nieuwe constructies

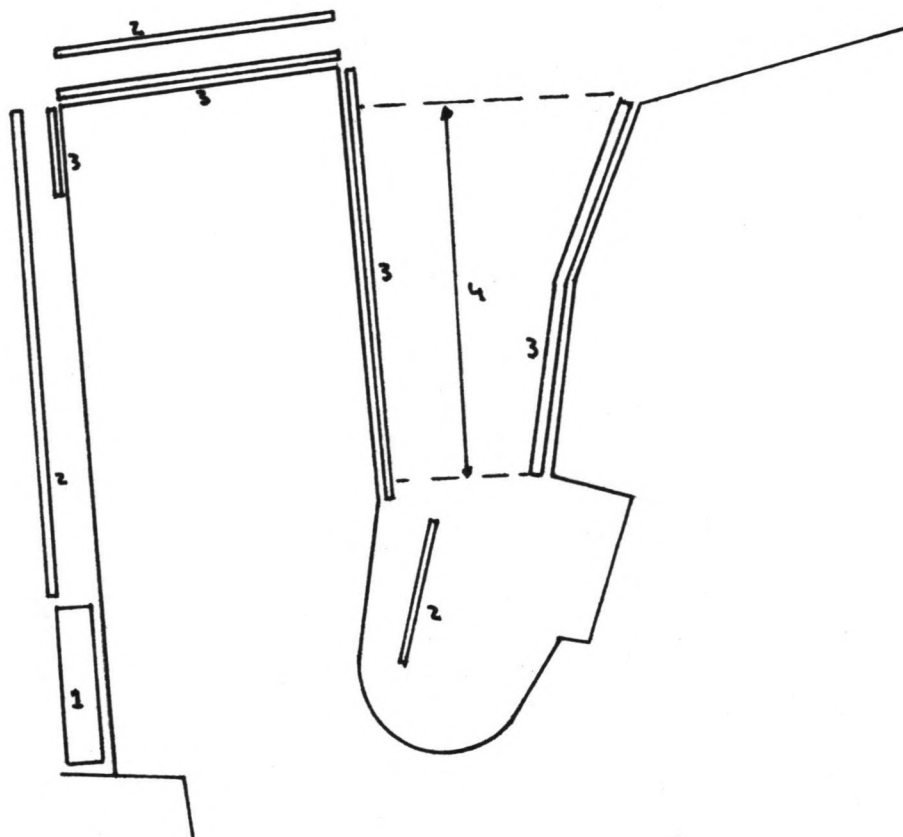
De nieuwe damwanden , van het type Larssen III - neu zijn op plaatsen waar nog de resten van oude constructies in goede staat verkeren er gewoon voorgezet . Bij de scheiding tussen Koopmans - en Vissershaven zijn ook dezelfde profielen toegepast maar nu zijn geen ankers aangebracht . De damwand wordt aan de tegenovergestelde damwand afgespannen (zie ook de volgende blz.)



(3) - scheiding Koopmans - en Vissershaven



(4) - mogelijke constructie resten in de ondergrond



Zoals uit de tekeningen (eerdere bladzijden) volgt zijn er haast over de totale lengte van de kademuren in de Koopmanshaven oude constructieresten en onderdelen van de in 1950 gebouwde kering , zoals :

- (1) : De op palen gefundeerde plaat die als anker dienst doet .
- (2) : De ankerschermen van de "nieuwe" kering en de ankerkabels .
- (3) : Resten van oude gemetselde kademuren .
- (4) : De "anker" kabels die de tegenover elkaar gelegen damwanden verbinden .

Globale uitwerking van het geïntegreerde alternatief

Bij de globale uitwerking zullen allereerst een aantal alternatieven bepaald worden, die daarna verder uitgewerkt worden. Tot besluit zal uit deze alternatieven de beste gekozen worden. Het genereren van alternatieven gebeurt als volgt :

Zoals uit het Ruimtelijk Functioneel onderzoek blijkt moet hier rekening worden gehouden met de oude constructies. Nu zijn er een drietal "plaatsen" te bedenken waar de nieuwe kering gemaakt zou kunnen worden.

Allereerst kunnen de oude constructies gesloopt worden en kan daarvoor in de plaats de nieuwe kering komen.

Ook kan de kering achter de oude constructies gemaakt worden. Een aspect dat hierbij een rol gaat spelen is het indirecte ruimtebeslag van de oude constructies.

Als laatste kan gedacht worden om de nieuwe waterkering voor de oude constructies te plaatsen aangezien het bekken 40 m breed is en er slechts 25 a 30 m nodig zijn.

Nu de plaats bepaald is kan naar het grondkerend element gekeken worden. Wordt dit in de grond ingeklemd, of opgelegd in combinatie met een al dan niet hooggelegen verankering.

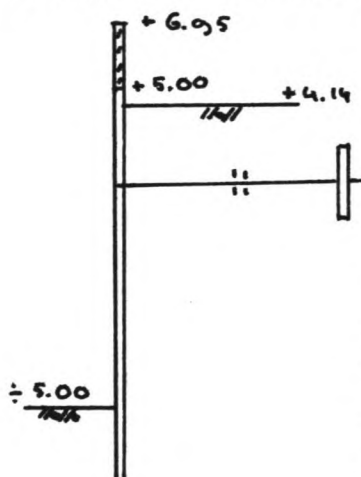
Als laatste kan naar het constructie materiaal gekeken worden. Wordt de kering als damwand uitgevoerd of is er sprake van een in de grond gevormd element, een z.g. diepwand.

Een ander punt is de ligging van het maaiveld, dit verloopt van NAP + 4.14 (t.p.v. de aansluiting op de muur naar het Keizershoofd) tot NAP + 3.51 (daar tegenover). Hier zal verder met het maaiveld op NAP + 4.14 gerekend worden, het grondkerend element wordt dan tot NAP + 5.00 voortgezet, tot NAP + 6.95 komt dan het wegneembaar extreme - waterstanden kerend element.

Nu zal worden overgegaan tot het opstellen van de alternatieven per aangegeven plaats (voor, achter, i.p.v. de oude kering).

Locatie : op de plaats van de oude kering

Alternatief 1 : verankerd grondkerend element



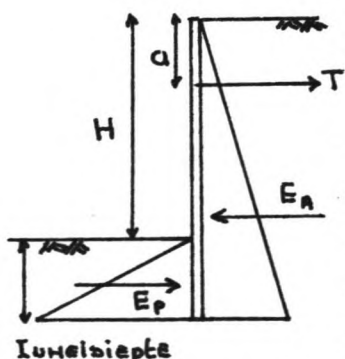
Bij dit alternatief wordt er vanuit gegaan dat de oude constructie weggehaald is , hoe en of wanneer is van belang voor de uitvoering . Hier wordt verondersteld dat dit zo is gedaan dat de uitvoering van de nieuwe kering geen hinder meer ondervindt van de oude constructies .

Voordat er echter iets over de constructies als zodanig gezegd kan worden , moet eerst het maatgevende belastingsgeval bepaald worden .

De belastingsgevallen zijn :

- (1) : De maatgevende buitenwaterstand , dit is het stormvloedpeil (NAP + 5.40) met daarbij opgeteld het buistoot-effect (0.30 m) en een golfbelasting met een aangenomen overschrijdingskans van 10^{-4} (zie "Golfbelastingen") , de hierbij behorende grondwaterstand bedraagt NAP + 2.52 .
- (2) : G.H.W.-buiten (+ 1.95) , G.W.S.-binnen (+ 0.91)
- (3) : G.L.W.-buiten (÷ 1.83) , G.W.S.-binnen (÷ 0.85)
- (4) : L.B.W.-buiten (÷ 3.33) , G.W.S.-binnen (÷ 1.55)

Berekening



Luchtsiepte

De gedachte is dat de wand de neiging zal hebben om naar links te bewegen . Daardoor zal aan de hoge kant de gronddruk in de buurt van de actieve komen te liggen . Deze belasting zal onder meer worden weerstaan door een passieve gronddruk die zich aan de onderzijde links van de wand zal ontwikkelen .

Men neemt nu aan dat aan de hoge zijde over de volle hoogte actieve gronddruk werkt en aan de lage zijde de passieve gronddruk .

Omdat de resultante van deze passieve gronddruk (E_p) altijd beneden die van van de actieve gronddruk (E_a) ligt , is er zo

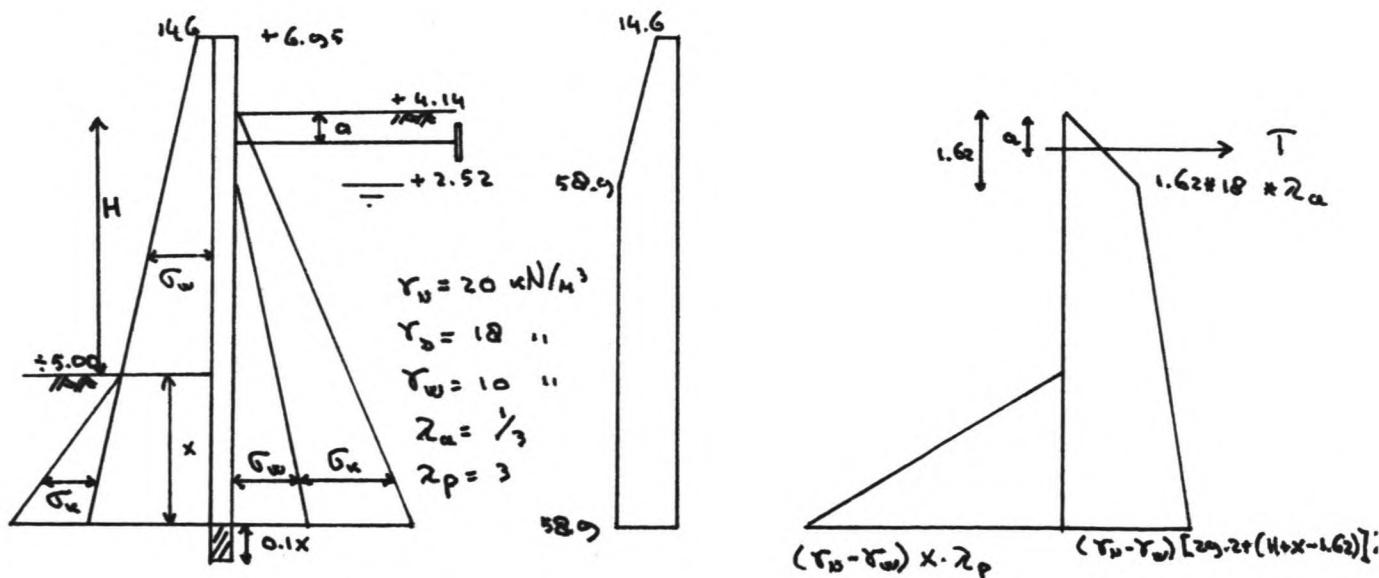
geen evenwicht mogelijk . Men kan dat evenwicht verzekeren mbv trekankers aan de bovenzijde . Doet men dit niet dan zal de wand roteren , eventueel net zo lang totdat aan de uiterste onderkant een verplaatsing naar rechts optreedt met een daarbij behorende passieve gronddruk naar links . Ook dan is er evenwicht mogelijk , maar men kan verwachten dat daarbij zeer grote verplaatsingen van de bovenkant optreden . Daarom lijkt het beter voor de hier bedoelde toepassing om trekankers toe te passen .

Voor het verkrijgen van evenwicht is een zekere minimale inheiddiepte nodig . Bij een zeer geringe inheiddiepte zou de onderkant van de damwand door de grond worden gedrukt .

De bepaling van de minimale inheiddiepte wordt gedaan door , uitgaande van de gedane aannamen m.b.t. de glijvlakken , het momenten evenwicht om het ankerpunt te bepalen . De toegepaste inheiddiepte is de verkregen diepte met 10% vermeerderd . Bij de bepaling van deze inheiddiepte zijn een aantal factoren verwaarloosd zoals de bovenbelasting , wandwrijving , scheepskrachten , etc. . Dit wordt echter in het kader van een globale berekening acceptabel geacht .

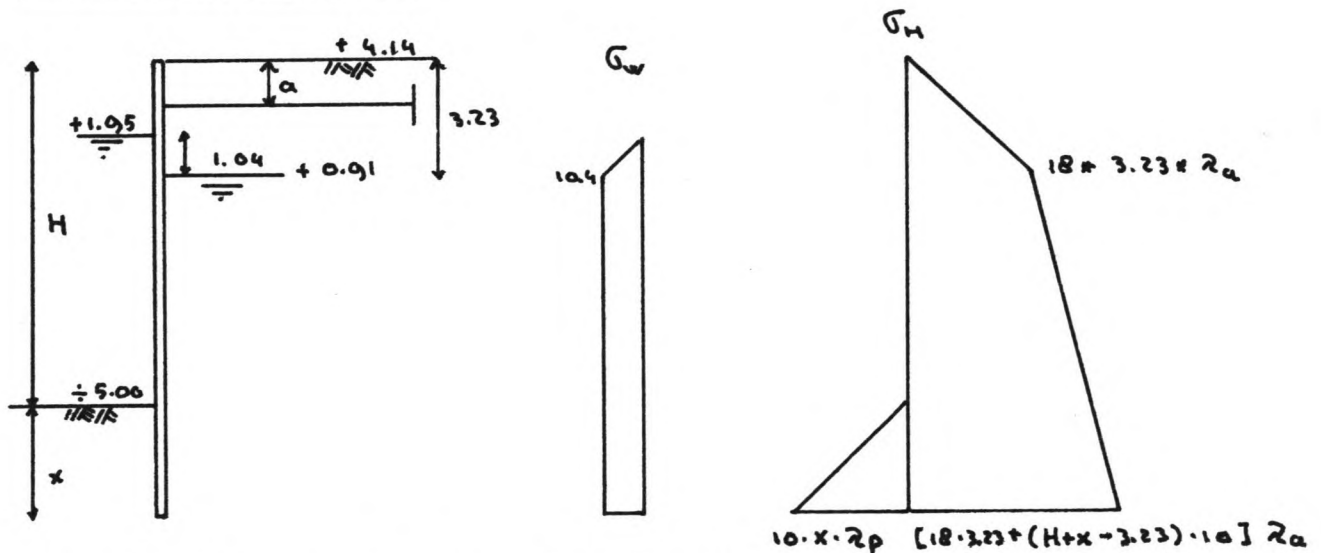
Nu de inheiddiepte is bepaald kunnen de resultante van de actieve (E_a) en de passieve gronddrukken (E_p) bepaald worden . Het voldoen aan het horizontale krachtenevenwicht levert de ankerkracht op . Door nu te bepalen op welk punt van de wand de dwarskrachten nul zijn wordt het maximale buigend moment gevonden . Deze rekenwijze staat bekend onder de methode Blum .

Belastingsgeval (1)



Uit de grond - en waterdrukken figuur valt direct op dat wil men aan het horizontale krachterevenwicht voldoen de anker - trekkracht eigenlijk een ankerdrukkracht moet zijn . Ook is de gedane aanname met de glijvlakken (links passief , rechts actief) niet meer correct , de constructie wil naar rechts verplaatsen onder deze belasting , hierdoor worden nu rechts de passieve drukken opgebouwd en links de actieve . De gehele berekening is dan niet meer in overeenstemming met het eerder beschreven proces . Het mag ook duidelijk zijn dat dit belastingsgeval geen maatgevend geval is , althans voor het grond - kerend element .

Belastingsgeval (2)



$$E_a = \left(\frac{1}{2} \cdot 3,23 \cdot 18 \cdot 3,23 + (H+x-3,23) \cdot 18 \cdot 3,23 + \frac{1}{2} (H+x-3,23)^2 \right) \cdot 10 \cdot \lambda_a$$

$$E_p = \frac{1}{2} \cdot 10 \cdot x^2 \cdot \lambda_p$$

Om horizontaal evenwicht te maken moet nu een anker aangebracht worden , de plaats waar het wordt aangebracht is vrij te kiezen . Om problemen met oude constructieresten te voorkomen zal voor de ankerdiepte $0.2H$ a $0.3H$ onder maaiveld bedragen . In het nuvolgend zullen alleen de resultaten weergegeven worden , met enige uitleg .

Eerst worden de coëfficiënte λ_a en λ_p bepaald :

Voor een rechte wand , zonder wandwrijving en een cohe sieloze grond :

Actief $\lambda_a = \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) = 1/3$ (aanname $\phi = 30^\circ$)
 Passief $\lambda_p = \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) = 3$

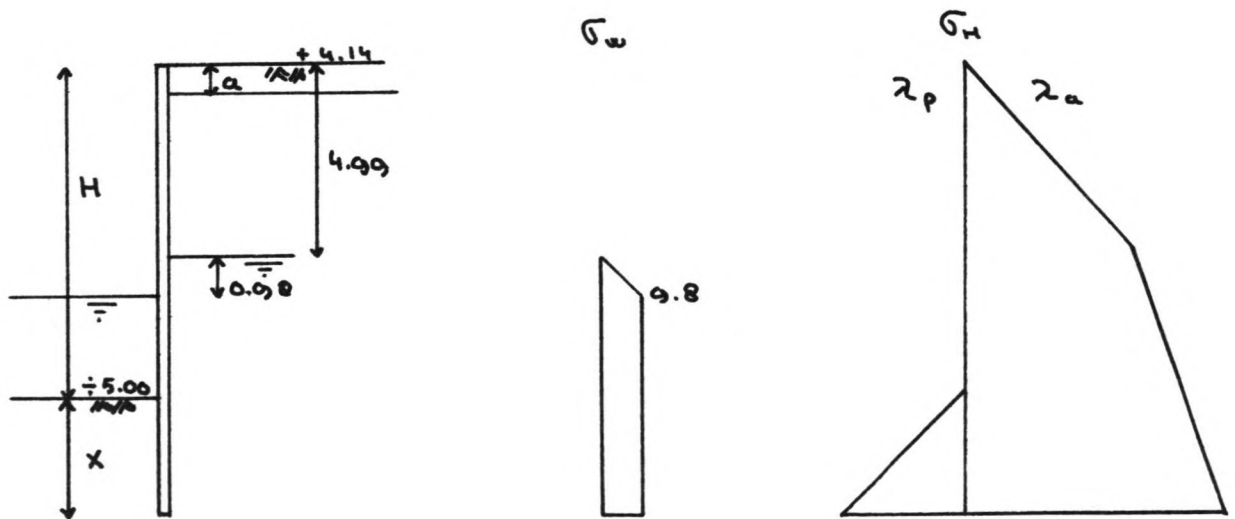
De berekeningen zullen tweemaal uitgevoerd worden , eenmaal voor 0.2H en nogmaals voor 0.3H .

De hier te vermelden inheidiepte zal in overeenstemming met het gestelde als 1.1x (berekend) opgegeven worden .

Ankerdiepte : 1.83 m (0.2H)
 Inheidiepte : 3.65 m (1.1x)
 Ankerkracht : 85 KN/m' (deze kracht zorgt voor horizontaal evenwicht : $T = E a - E_p - E_w$)
 M_{max} : 92 KNm/m' (dit wordt bepaald door eerst het punt te bepalen waar $Q = 0$, dan pas kan M_{max} bepaald worden)
 Plaats M_{max} : 3.30 ÷ m.v.

Ankerdiepte : 2.74 (0.3H)
 Inheidiepte : 3.50 m
 Ankerkracht : 93 KN/m'
 M_{max} : 6 KNm/m'
 Plaats M_{max} : ÷ 3.13 m.v.

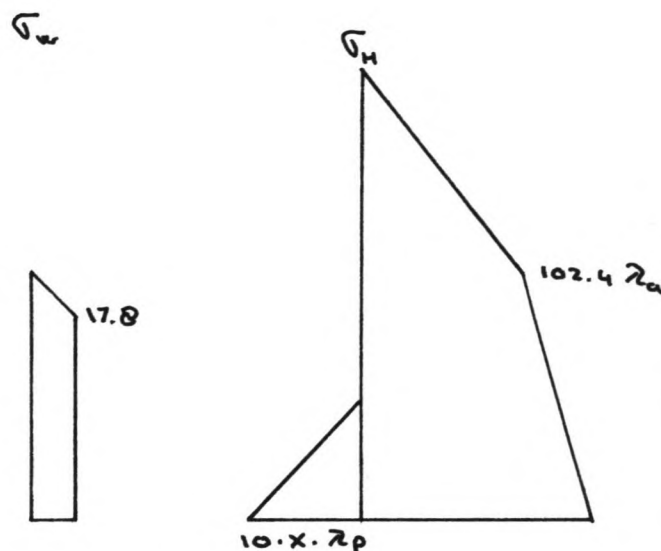
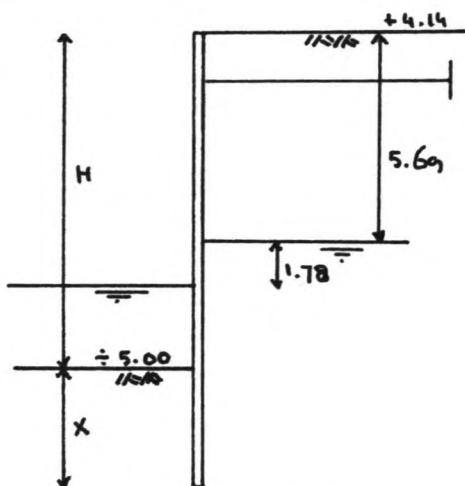
Belastingsgeval (3)



Ankerdiepte : a = 1.83 m
 Inheidiepte : d = 5.72 m
 Ankerkracht : T = 181 KN/m'
 M_{max} : M = 405 kNm/m'
 Plaats M_{max} : ÷ 4.06 m.v.

a = 2.74 m
 d = 5.53 m
 T = 196 KN/m'
 M = 286 kNm/m'
 ÷ 4.75 m.v.

Belastingsgeval (4)



Ankerdiepte : a = 1.83 m
 Inheidiepte : d = 6.37 m
 Ankerkracht : T = 201 kN/m'
 Mmax : M = 518 kNm/m'
 Plaats Mmax : ÷ 5.05 m.v.

a = 2.74 m
 d = 6.18 m
 T = 216 kN/m'
 M = 388 kNm/m'
 ÷ 5.18 m.v.

Voorlopige conclusies :

M.b.t. de uitgevoerde berekeningen kan gesteld worden dat naarmate de buitenwaterstand zakt , maar het bekken niet geheel droogvalt , de momenten op het grondkerend element steeds groter worden . Er zullen dus nog een aantal belastingsgevallen bijkomen . Hiervoor wordt gebruik gemaakt van de onderschrijdingskans van een buitenwaterstand en worden er nog twee belastingsgevallen uitgewerkt , te weten :

(5) : onderschrijdingskans van 10^{-3}

B.W.S. ÷ 3.95

G.W.S. ÷ 1.84

(6) : onderschrijdingskans van 10^{-4}

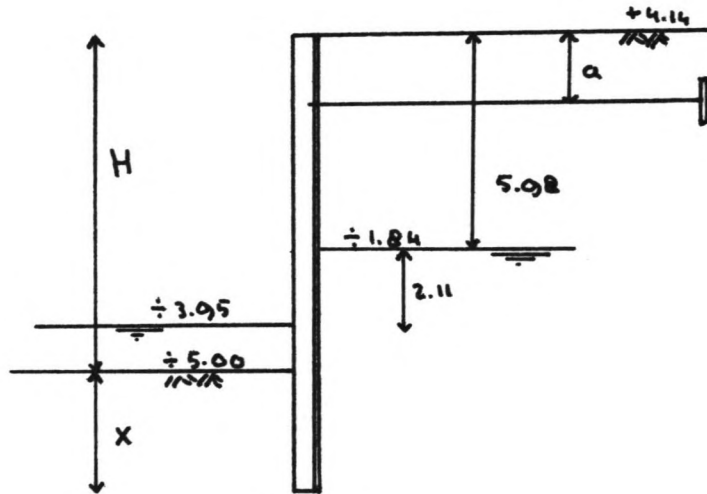
B.W.S. ÷ 4.35

G.W.S. ÷ 2.03

Het blijft de vraag hoe reëel deze extreme lage waterstanden zijn . Het zou misschien wel met de buitenwaterstand kunnen gebeuren , maar of de grondwaterstand zover zakt hangt van vele factoren af . Aangezien bij alle gevallen toch een zekere

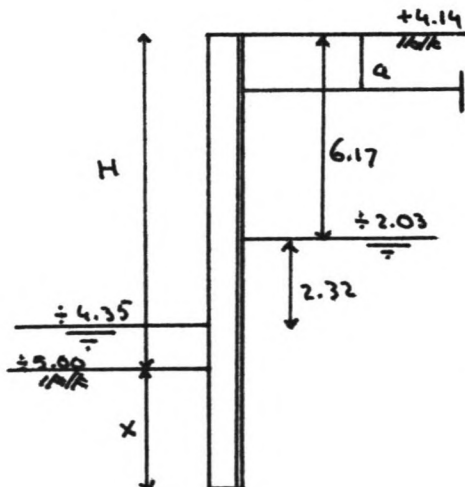
mathematische relatie tussen beide waterstanden is gelegd , zal het dus ook hier verondersteld worden . Een manier om aan deze veronderstelling te voldoen is om op de gewenste diepte een drain toe te passen .

Belastingsgeval (5)



Ankerdiepte	: a = 1.83 m	a = 2.74 m
Inheidiepte	: d = 6.61 m	d = 6.42 m
Ankerkracht	: T = 206 kN/m'	T = 222 kN/m'
Mmax	: M = 559 kNm/m'	M = 426 kNm/m'
Plaats Mmax	: ÷ 5.23 m.v.	÷ 5.39 m.v.

Belastingsgeval (6)



Ankerdiepte	: a= 1.83 m
Inheidiepte	: d= 6.75 m
Ankerkracht	: T= 209 kN/m'
Mmax	: M= 583 kNm/m'
Plaats Mmax	: ÷ 5.35 m.v.
Ankerdiepte	: a= 2.74 m
Inheidiepte	: d= 6.57 m
Ankerkracht	: T= 224 kN/m'
Mmax	: M= 449 kNm/m'
Plaats Mmax	: ÷ 5.47 m.v.

Conclusies

Zoals uit de twee extra belastingsgevallen volgt , blijkt dat het moment in het grondkerend element bij een daling van de buitenwaterstand toeneemt . Verder blijkt ook dat een verla - ging van het anker gunstig werkt t.o.v. de buigende momenten , en de inheidipte; de ankerkrachten nemen echter toe maar in veel mindere mate . Dit pleit op het eerste gezicht voor een diep(er) gelegen trekanker , bedenk daarbij ook het volgende . Als het aanbrengen van het anker moet geschieden door het ont - graven van grond (voor bijv. het aanbrengen van ankerschermen) dan komt er ruwweg $150 \text{ m}^3 / \text{m}$ breedte extra grondverzet bij (bij een geschatte lengte van de kering van 150 m en een nivo verschil van + 1 m) . Hier tegenover staat een besparing op het grondkerend element over dezelfde 150 m . Als het anker echter als een in de grond vervaardigd verankeringselement wordt uitgevoerd (groutanker) dan is hierbij geen grondver - zet nodig . Dit alles houdt echter geen uitspraak in over eni - ge voorkeur voor welk type anker dan ook , er spelen teveel factoren een rol om zomaar tot een afweging te komen . Ook past dit niet in het globale karakter van de uitgevoerde be - rekeningen .

Er kan tot slot geconcludeerd worden dat dit alternatief in principe zowel in staal als in beton uitgevoerd kan worden . Het stalen alternatief is dan een damwand die tot de benodigde diepte geheid wordt , dit vereist echter dat resten van oude constructies van tevoren verwijderd moeten worden .

Het betonnen alternatief stelt vrij veel eisen aan de wijze van uitvoering . Het vantevoren verwijderen van de oude con - structies leidt ertoe dat er geen grond meer is (aan één zijde) om als bekisting dienst te doen . Ook kunnen de ankers van de oude damwanden verwijderd worden , dit is echter gevaarlijk omdat dan niet zeker is of de oude damwanden blijven staan . Een ander aspect bij deze variant is de veiligheid tijdens uitvoering . Als de oude kering weggehaald wordt moet het achterliggende gebied op de één of andere manier beschermd worden totdat de nieuwe kering in staat is om als zodanig te functioneren .

Er kan geconcludeerd worden dat een diepwand systeem niet geschikt is voor deze situatie .

Dan nu iets over de nieuwe damwand . De voorgaande berekeningen zijn alle uitgevoerd door van twee ankerdieptes uit te gaan en daarvoor het maatgevende belastingsgeval te vinden , dit blijkt dan (6) te zijn . In een verder stadium moet deze damwand nog verder geoptimaliseerd worden door het anker over de hoogte te verschuiven zodanig dat het positieve en negatieve buigend moment aan elkaar gelijk worden .

Hier zal echter een profiel gekozen worden uitgaande van de bij belastingsgeval (6) genoemde krachten en momenten . Deze moeten echter met een belastingsfactor vermenigvuldigd worden , neem in eerste instantie $= 1.5$.

$$M_{\max} = 1.5 \cdot 449 = 674 \text{ kNm/m'}$$

$$T = 1.5 \cdot 224 = 336 \text{ kN/m'}$$

Keuze damwand :

Fe 360 : Hoesch 215

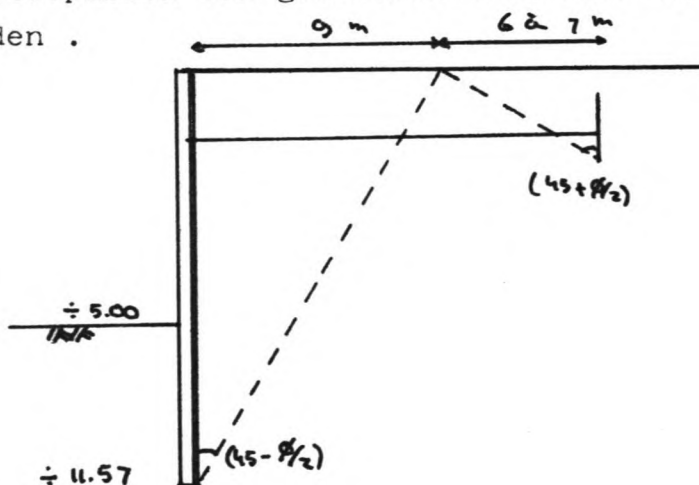
Fe 510 : Hoesch 155

Larssen 23

Keuze anker :

Groutankers zijn mogelijk

Tot slot dan nog het globale indirecte ruimtegebruik van de constructie bij toepassing van trekankers die voorzien zijn van schermen (het niet toepassen van een verankering leidt tot ontoelaatbare verplaatsingen van de damwand) . Een en ander leidt , zoals uit onderstaande schets volgde , tot een constructie breedte van ongeveer 16 m (afhankelijk van de diepte van het anker en de afmetingen van het scherm) . Bij het toepassen van groutankers kan de "breedte" gereduceerd worden .

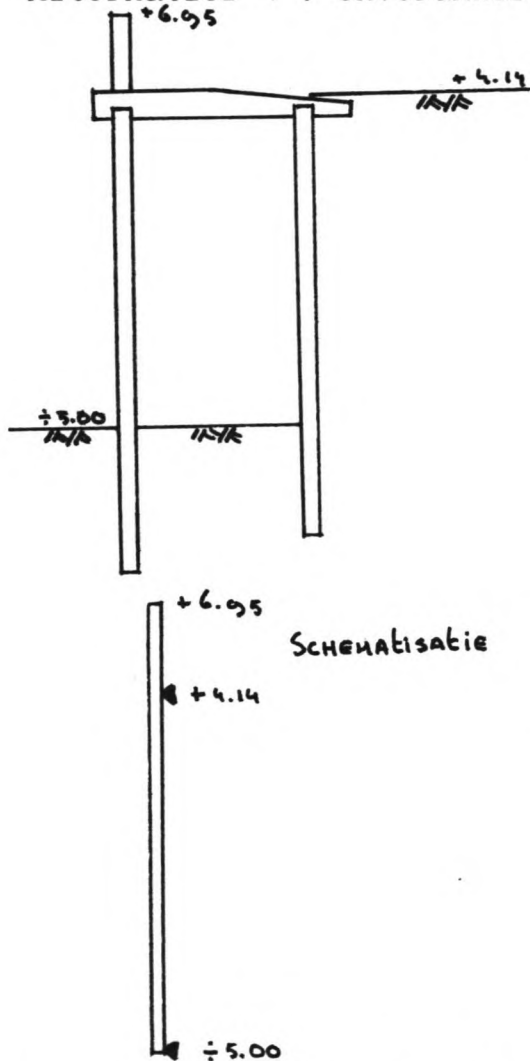


Bij de berekening van dit alternatief zal geen rekening worden gehouden met enige reductie op grond van het volgende .
De reductie in grondbelasting is afkomstig van de oude damwand en stelt als eis dat deze ook als zodanig kan blijven functioneren . Bij dit alternatief wordt de oude damwand geheel door grond omringd , zodat inspectie en onderhoud aan de oude damwand niet meer mogelijk is . Als de verankering van de oude damwand , op welke wijze dan ook , mocht bezwijken dan mag verwacht worden dat de reductie grotendeels zal verdwijnen aangezien de damwand zelf een relatief slappe constructie is . Voor de berekening van dit alternatief kan dan naar alternatief 1 verwezen worden .

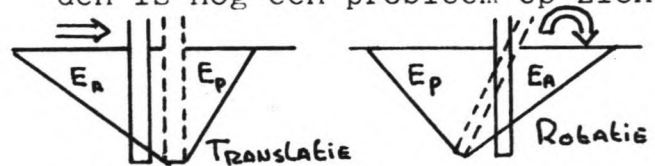
Een betere methode van berekenen is om in een aantal punten van de damwand (de ^{ze} wordt in een groot aantal punten gediscrètiseerd) naar de optredende gronddrukken te kijken . Hiervoor zijn dan speciale damwand programma's nodig . De berekening volgen alternatief 1 (glijvlakken) kan goed als eerste schatting bij een computerprogramma gebruikt worden .

dat dit nog niet het maatgevende belastingsgeval is , terwijl nu de optimalisatieprocedure door het verschuiven van het anker over de hoogte problemen oplevert i.v.m. de bevestiging aan de oude damwand .

Alternatief 4 : onverankerd & niet opgevuld



Dit alternatief staat hier getekend als zou het gebruik maken van de oude constructies . De bedoeling van de schets is om duidelijk te maken dat het hier gaat om een constructie die één punt van de nieuwe wand plaatsvast maakt . Hoe ver de constructie in de grondheid moet worden is nog een probleem op zich .

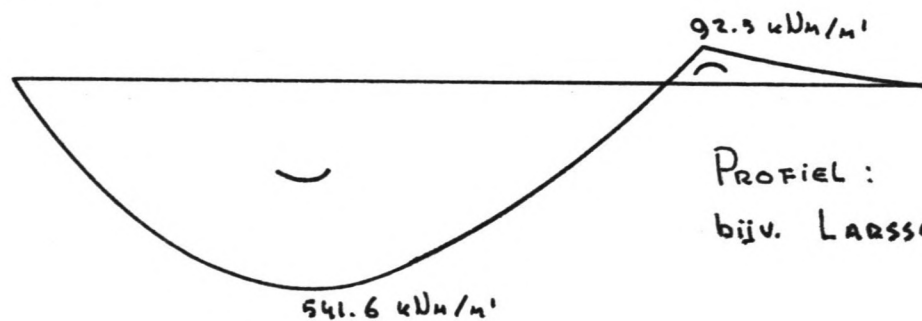
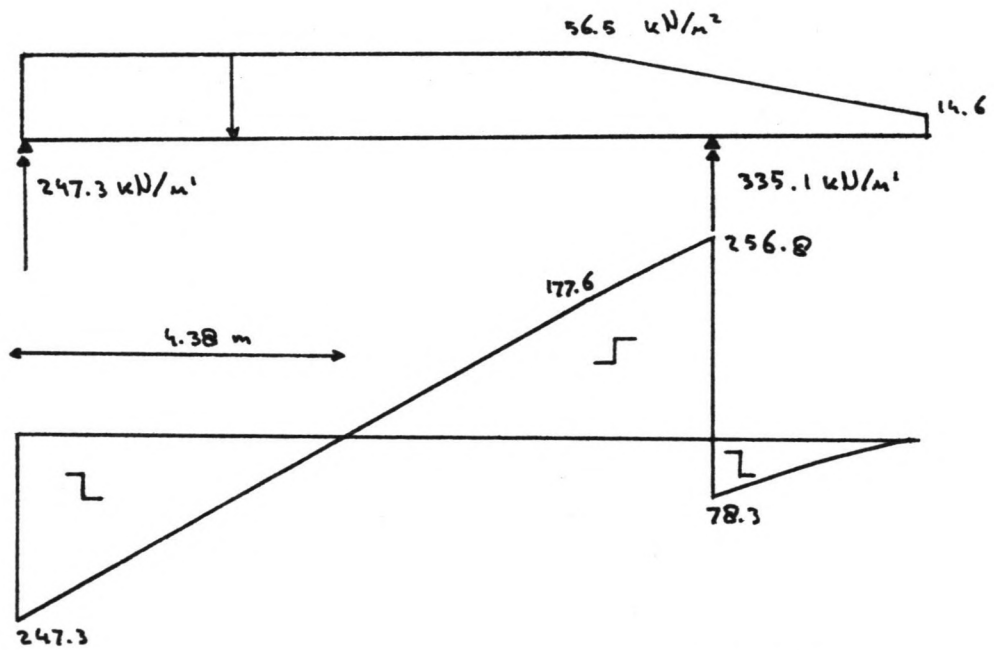
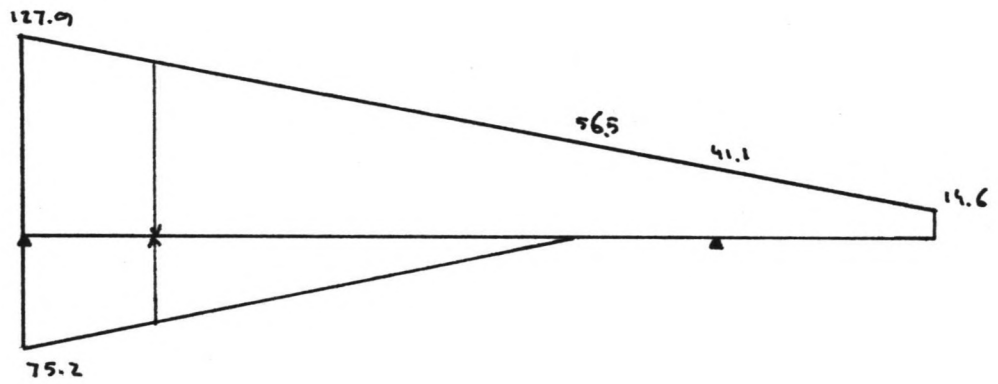


Indien het nodig mocht blijken te zijn zal uiteraard aandacht aan dit punt besteed worden . Voorlopig zal met de aanname gewerkt worden dat er op + 5.00 een scharnier zit . Het enige bedenkelijke element uit deze kering is de voet van

de oude constructie , vóór de oude damwand is er sprake van verticale grondwaterstroming die nog met het getij van richting verandert . Hier zullen voorzieningen aangebracht moeten worden .

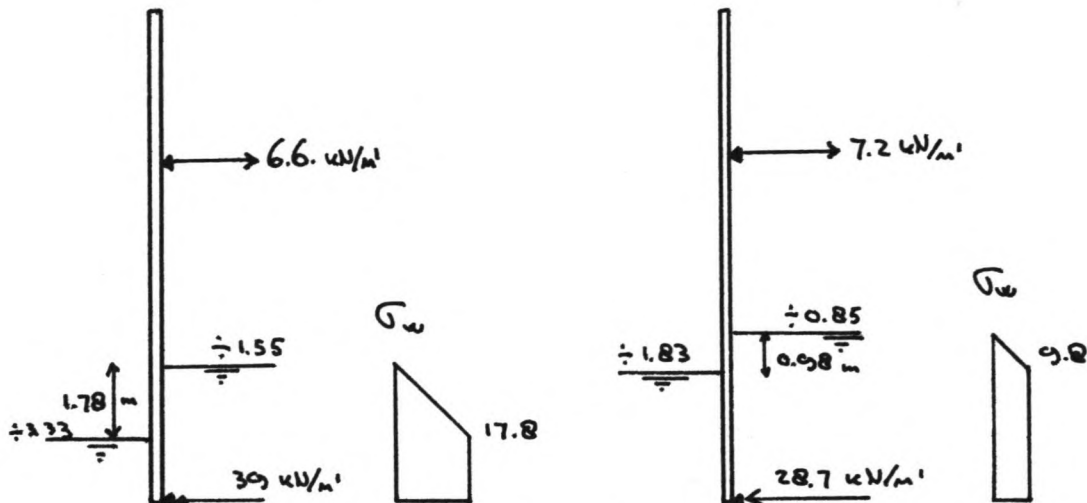
Voor de belasting van de nieuwe damwand is het duidelijk dat de maatgevende belasting op zal treden bij S.P. en golfaanval . Een ander aspect is de stijghoogte van het water achter de nieuwe kering , dit zal gezien het meer langdurend karakter van de grondwaterstroming hieraan gelijk gesteld worden . Dit is gelijk de meest ongunstige situatie die op kan treden ,

omdat dan het verschil tussen buiten en binnenwaterstand het grootst is . Voor de belasting door de buiten W.S. wordt naar de "golfbelastingen" verwezen bij een acceptabele kans van optreden van 10^{-4}



PROFIEL :
bijv. LARSEN 420

Voorgaande berekening was er op gericht om het maatgevende moment op de wand te vinden . Het oplegpunt boven wordt dan op druk belast . In het nu volgende zal de maximale trekkracht voor dit punt bepaald worden .



Bij G.L.W. en de bijbehorende G.W.S. blijkt dat nu in het bovenoplegpunt een trekkracht van 7.2 kN/m' op de ondersteuningsconstructie wordt uitgeoefend , dit in tegenstelling tot de voor de wand maatgevende situatie .

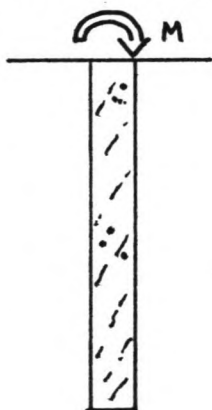
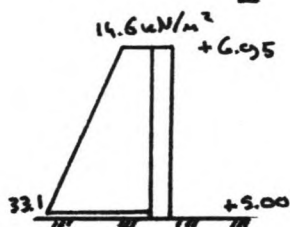
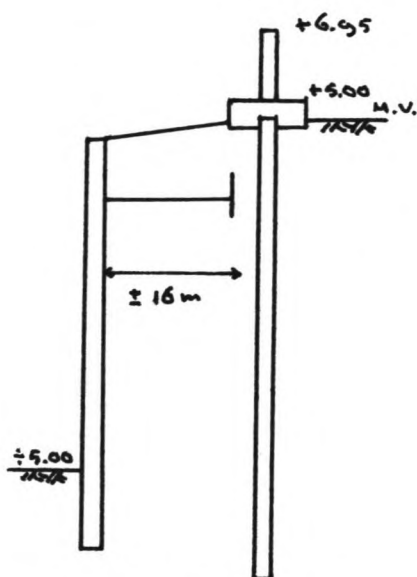
Het probleem bij dit alternatief is het plaatsvast maken van het bovenoplegpunt . Dit kan bijv. met behulp van stempels gerealiseerd worden die ook een trekkracht moeten kunnen opnemen. De h.o.h. afstand van deze stempels dient klein te zijn , dit om te voorkomen dat de wand in twee richting^{en} op buiging belast wordt.

Een ander aspect is de plaats van dit steunpunt , door te variëren over de hoogte kan het benodigde profiel economischer benut worden .

Locatie : achter de oude kering

De hier beschouwde alternatieven zullen achter de oude kering gezet worden . Hoeveer hangt helemaal af van de manier waarop de oude damwanden zijn verankerd en de wijze van uitvoering ,

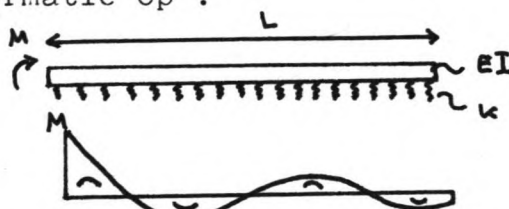
Alternatief 5 : achter de oude verankering



Nu wordt het grondkerend element niet meer belast door grond - of waterdrukken tenzij de G.W.S. niet aan beide zijden even hoog komt of als de bovenbelasting niet aan beide zijden gelijk is . De enige belasting die nog opgenomen moet worden is de golf belasting bij extreme waterstanden . Dit bedraagt ruwweg (zie ook "golfbelasting" bij 10^{-4}):

$$M = 14.6 \cdot 1.95^2 / 2 + \frac{1}{2} (33.1 - 14.6) 1.95^2 / 3 = 39.5 \text{ kNm/m'}$$

Schematisering tot een elastisch ondersteunde ligger levert geen nieuwe informatie op .

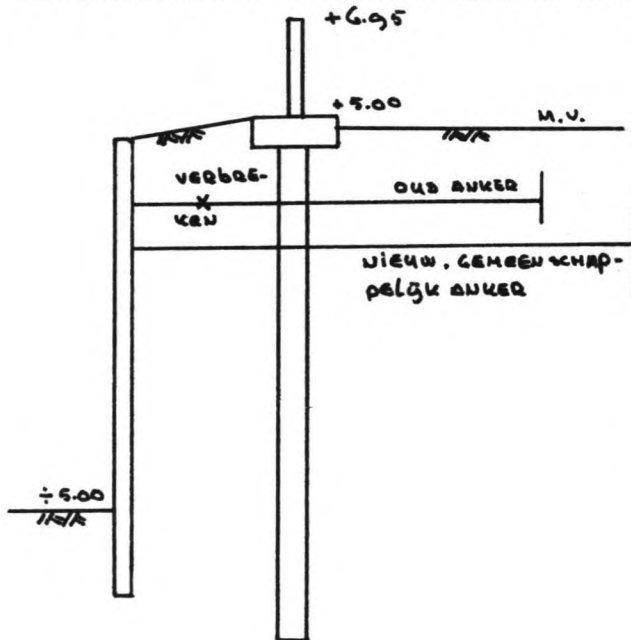


Er moet dan op het maatgevende moment M gedimensioneerd worden en dit is al bekend . Eisen m.b.t. de totale constructie lengte kunnen op deze manier niet gevonden worden , aangezien momenten en verplaatsingen met de diepte uitdempem .

Wat wel gesteld kan worden is het volgende : de constructie moet te allen tijde als grond - en waterkerend element dienst kunnen doen . Aangezien de oude constructies niet langer deel uitmaken van de primaire kering is het niet langer verplicht dat deze bestand is tegen extreme toestanden . Als de oude kering echter bezwijkt blijkt dat ze wel degelijk van belang is voor de stabiliteit van de nieuwe kering (steundruk aan één zijde valt weg) . Er moeten dus voorzieningen worden aangebracht die deze weggevallen steundruk kunnen leveren , dit kan bijvoorbeeld gerealiseerd worden

met behulp van ankers . Hiermee is de berekening weer terugge -
 bracht op ongeveer het nivo van alternatief 1 . Het blijft
 de vraag hoe goed de toestand ná het bezwijken van de oude ke -
 ring nog overeenkomt met de ongestoorde situatie als aangeno -
 men bij 1 . Aannemende dat dezelfde toestand ^{toestand} als bij 1 is; dan
 volgt hieruit een moment van 449 kNm/m' en een ankerkracht van
 224 kN/m' . Een ander aspect van dit alternatief is de relatief
 grote breedte van de constructie als een geheel . Eerst moet
 er achter de verankeringsconstructie van de oude kering een
 nieuwe kering aangebracht worden en daarna moet deze ook nog
 verankerd worden . Dit probleem kan gedeeltelijk opgelost wor -
 den zoals uit het volgende alternatief blijkt .

Alternatief 6 : oude damwand aan nieuwe verankerd



Zolang de oude constructie niet bezwijkt fungeert de
 nieuwe kering als ankerscherm
 van het oude anker . Door
 de grote afmetingen kan de
 ankerkracht zonder veel
 verplaatsingen opgenomen
 worden , onderzocht moet
 worden of er geen afschuif -
 vlakken kunnen ontstaan als
 de nieuwe constructie op
 korte afstand wordt geplaatst.

De consequenties van de

nieuwe verankering blijken gunstig te zijn voor de oude con -
 structies . De nieuwe kering beschut a.h.w. de oude damwand
 voor bovenbelastingen en het is vooral belangrijk omdat nu
 het passieve glijvlak niet meer kan ontstaan . Een misschien
 negatief aspect kan de ligging van het anker zijn , als dit
 door omstandigheden hoger gelegd moet worden .

Mocht de oude constructie bezwijken dan kan de nieuwe kering
 de taak overnemen , het blijft echter een slordig gezicht .
 Dit alternatief stelt nogal wat eisen aan de uitvoering tenzij
 de oude ankers vooraf verwijderd worden , de oude damwanden

zijn dan een tijd onverankerd waardoor grote vervormingen kunnen optreden . Als de ankers niet verwijderd worden dan kan de nieuwe kering niet als geheide damwand uitgevoerd worden . Een in de grond gevormd element lijkt dan de enige oplossing maar ook dit is erg moeilijk daar de ankerkabels nogal dicht op elkaar staan . Dit blijft een moeilijk alternatief wat de uitvoering betreft . Het enige voordeel dat dit alternatief biedt is dat de totale breedte gereduceerd kan worden (nu wordt niet meer achter de oude verankering gebouwd) tot de breedte van de nieuwe kering .

Samenvatting

- De alternatieven 1 , 2 , 5 en 6 moeten globaal op $M=449 \text{ kNm/m'}$ en een ankerkracht van 224 kN/m' gedimensioneerd worden . Alternatief 3 op $M = 740 \text{ kNm/m'}$ en $T = 176 \text{ kN/m'}$ en alternatief 4 op $M= 550 \text{ kNm/m'}$ en $T = 10 \text{ kN/m'}$. Bovengenoemde waarden kunnen nog sterk naar de gunstige kant variëren doordat steunpunten of ankers over de hoogte verschoven kunnen worden .
- Het materiaal voor de nieuwe kering kan in principe zowel uit staal als uit beton bestaan . De alternatieven 2,3 en 4 kunnen doordat ze eigenlijk in het water gemaakt worden niet uit te storten beton gemaakt worden en prefab beton is onder deze omstandigheden in het nadeel . De alternatieven 1 en 6 zijn alleen onder moeilijke omstandigheden uit beton te maken en is dus weer de staal variant in het voordeel. Alleen alternatief 5 is eigenlijk net zo goed in staal als in beton uit te voeren .

Toetsingscriteria

In het nuvolgende stuk zullen de belangrijkste toetsingscriteria genoemd en gemotiveerd worden . Daarna zullen de alternatieven onderling afgewogen worden , waarna, hopelijk , een alternatief als beste gekozen kan worden .

(1) : Veiligheid

Het is zeer moeilijk om dit criterium in dit stadium te interpreteren . Allereerst kan gesteld worden dat de oude constructies geen deel uit mogen maken van de primaire waterkering , direct nog indirect .

Met direct wordt dan gesteld dat de oude constructies essentieel zijn voor de stabiliteit . Met indirect wordt bedoeld dat mocht de oude kering bezwijken er dan niet een toestand ontstaat die de nieuwe kering bedreigt .

Daarnaast is de mogelijkheid tot controle van de kering van belang . Een in de grond gevormd element kan eigenlijk alleen maar van bovenaf en m.b.v. speciale meetapparatuur gecontroleerd worden , tenzij een zijde ontgraven wordt .

(2) : Uitvoering

Dit is op zich een soort kostenafweging . Getracht wordt om factoren zoals slopen , heien , ontgraven , etc. onderling af te wegen bij de beschouwing van de alternatieven . De volgorde van wenselijkheid houdt tevens een rangschikking naar prijs in .

(3) : Toegepast profiel

Aangezien krachten en momenten , voor zover mogelijk , benaderd zijn , zouden in principe de constructieafmetingen bepaald kunnen worden . Afweging kan gebeuren door de maximale momenten onderling te vergelijken .

(4) : Ruimtebeslag

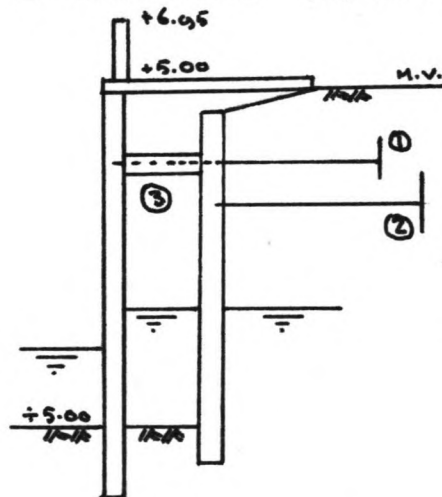
Met dit criterium wordt getracht om de aantasting van

de bestaande situatie aan te geven . Niet zozeer voor de kerende hoogte , deze is voor allen gelijk , maar voor de plaats en de ruimte die de constructie inneemt direct en indirect .

Afweging

(1) : Veiligheid

De alternatieven 3 , 4 en 6 komen als slecht m.b.t. dit criterium voor de dag . Alternatief 3 maakt voor de stabiliteit gebruik van de oude constructies . Alternatief 4 wordt berekend zonder rekening te houden met gronddrukken (enkel waterdrukken) . Mocht de oude constructie bezwijken en dit kan doordat bijv. de ankerkabel (2) breekt , dan komt de grondbelas -



ting op de nieuwe kering door de stempels (3) . Anker (1) is heel licht , het dient alleen om het bovenoplegpunt vast te houden en bij een hogere G.W.S. dan B.W. een kleine kracht te leveren .

Wat alternatief 6 betreft kan gesteld worden dat de oude constructie hieraan vastgemaakt is . Als de oude kering onder maatgevende omstandigheden bezwijkt dan zou de schade aan de nieuwe kering , doordat deze er - aan vastzit , groot kunnen zijn .

Alternatief 5 voldoet wel maar is eigenlijk minder dan 1 en 2 . Hoewel alternatief 5 volledig onafhankelijk van de oude kering is moet wel het volgende bedacht worden . Er is gesteld dat mocht de oude kering bezwijken de nieuwe kering de taak kan overnemen . Het bezwijken van de oude kering is echter geen ge -

controleerd verlopend proces en het staat vooraf niet vast hoe dit zal gebeuren nog wat de schade zal zijn . En als laatste kan opgemerkt worden dat het nogal slordig staat als de oude kering volledig vernield in het havenbekken ligt , dit wekt geen vertrouwen in de nieuwe kering .

(2) : Uitvoering

De alternatieven 1 en 6 komen bij dit criterium als slechtste tevoorschijn . Bij alternatief 1 moeten de oude constructies over het stuk van het havenbekken dat deel uitmaakt van de waterkering gesloopt worden . Tevens moeten er voorzieningen getroffen worden om de taluds in stand te houden als de damwanden weggehaald worden en voordat de nieuwe kering dienst kan doen . Wat alternatief 6 betreft kan gesteld worden dat als hier geen sloopwerkzaamheden verricht worden de uitvoering welhaast onmogelijk wordt , wordt er wel gesloopt dan kan naar alternatief 1 verwezen worden .

Daarna komen de alternatieven 2 en 3 die over dezelfde lengte als hierboven is vermeld van + 5.00 tot m.v. (+ 3.51 tot + 4.14) aangevuld moeten worden .

De alternatieven 4 en 5 komen als beste tevoorschijn . T.o.v. de anderen zitten er qua uitvoering dezelfde elementen in (grondkerende wand en ankers) terwijl nu niets opgevuld noch gesloopt moet worden .

(3) : Toe te passen profiel

Bij de alternatieven 1^{,2}, 5 en 6 kunnen de lichtste profielen toegepast worden . Te denken valt aan een Hoesch 215 (bij toepassing van Fe 360) of aan een Hoesch 155 of Larssen 23 (bij Fe 510) . Alternatief 4 heeft een iets zwaarder profiel nodig (Larssen 420 bij Fe 360 en Larssen 24 bij Fe 510) , daar staat tegenover dat het trekanker amper belast wordt . Bij alternatief 3 moet het zwaarste profiel toegepast worden (Larssen 420 bij Fe 510) terwijl nu de ankers

minder zwaar belast worden . De toename in moment is procentueel gezien bijna gelijk aan de afname in ankerkracht , waardoor het geheel toch duurder wordt .

(4) : Ruimtebeslag

Op alternatief 5 na zijn alle andere goed tot vrij goed te noemen t.o.v. dit criterium . Zeer goed zijn de alternatieven 2 , 3 en 4 . De nieuwe kering is iets in het havenbekken geplaatst . Alternatief 5 is slecht omdat dit achter de verankering van de oude damwand geplaatst wordt . Dit is in de Koopmanshaven aan de westzijde (t.p.v. het Keizershoofd) zelfs onmogelijk omdat er geen ruimte is . T.p.v. het kopeinde zou de nieuwe kering ongeveer midden op straat belanden .

Keuze

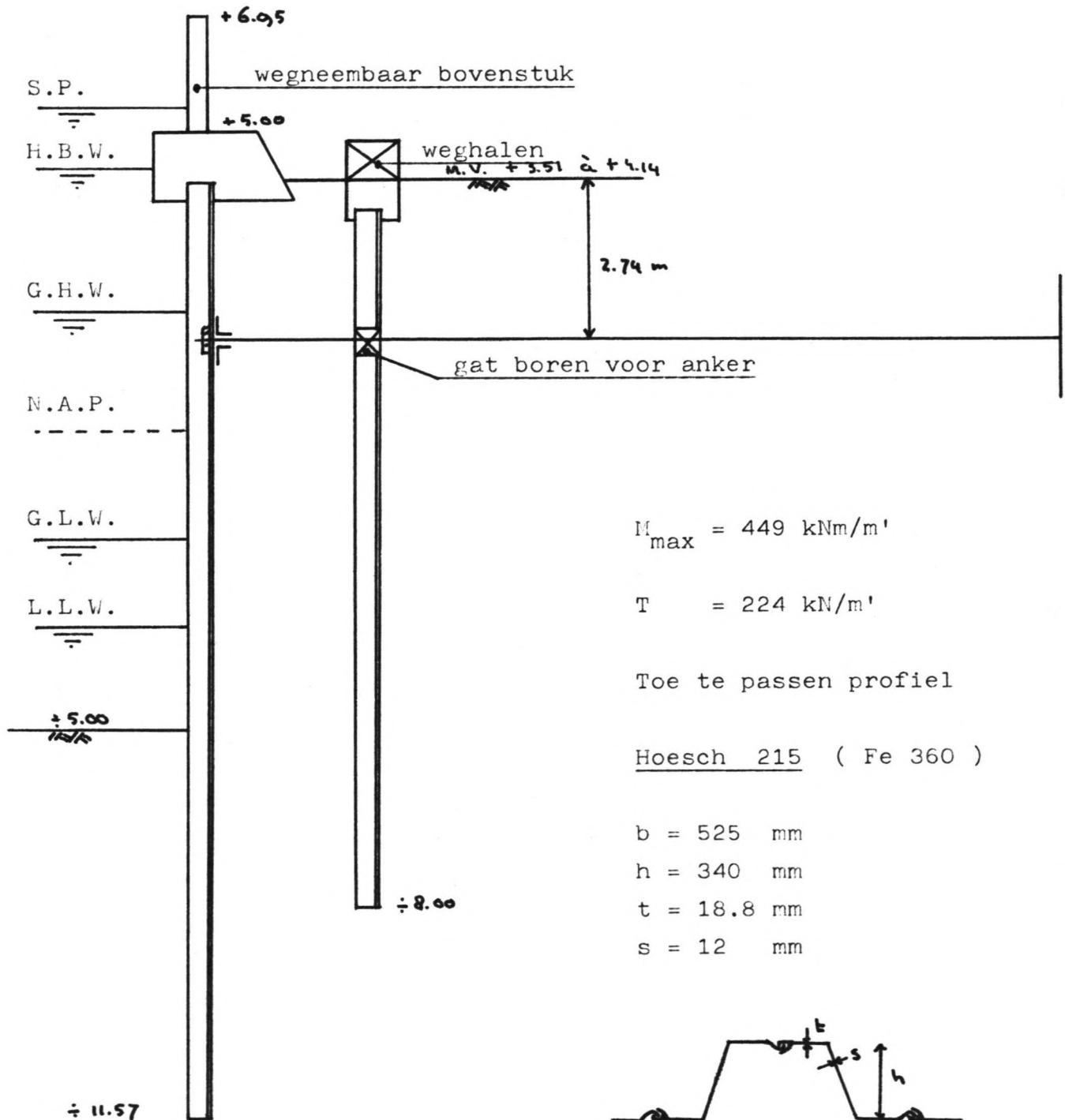
Zoals al zovaak vermeldt zal hier de keuze vallen op een alternatief als dit voor geen enkel criterium slecht is .

Alt.	Veiligheid	Uitvoering	Profiel	Ruimtebeslag
1	+	-	+	+
2	+	o	+	++
3	-	o	-	++
4	-	+	o	++
5	o	+	+	-
6	-	-	+	+

Alleen alternatief 2 blijkt aan deze eis te voldoen . Het is misschien wat minder goed dan alternatief 4 wat de uitvoering betreft (alternatief 5 oogt goed op papier maar is op sommige plaatsen niet volgens dit principe te maken) , maar het is zeker geen slecht alternatief in dit opzicht .

Kademuren rond Koopmanshaven :

Geïntegreerd alternatief bij toepassing van trekankers



Schaal 1 : 100

Uitvoering kademuren rond Koopmanshaven

Geïntegreerd alternatief :

Nu zal een heel globaal beeld van de uitvoering van een specifiek alternatief geschetst worden . Andere methodes zijn best mogelijk en misschien zelfs beter uitvoerbaar , dit moet als een voorbeeld gezien worden .

1. Het maken van uitsparingen in de oude damwand om later de ankers door te kunnen voeren .
2. Het aanbrengen van de trekankers in het gebied achter de oude kering , het stuk tussen de oude en nieuwe kering moet achteraf gegroot worden (dit houdt in dat er voor groutankers gekozen is) .
3. Dan wordt de nieuwe damwand op een tweetal meter voor de oude kering geheid .
4. Omdat het anker niet direkt afgespannen kan worden moet er dus eerst een stuk opgevuld worden , niet teveel omdat de damwand in dit stadium nog onverankerd is .
5. Nu kunnen de ankers tot een deel van de totale kracht gespannen worden .
6. Daarna kan de rest opgevuld worden , waarna de volledige ankerkracht aangebracht kan worden .
7. Afwerking van de basisconstructie die door de damwand gevormd wordt .
8. Het plaatsen van het wegneembaar bovenstuk .

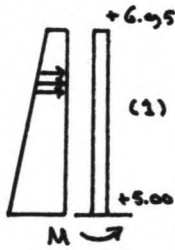
Aandachtspunten voor het definitieve ontwerp

De bedoeling van deze aandachtspunten is om de gedane aannamen tijdens het ontwerpproces eruit te lichten om zo de aandacht te vestigen op zaken die nader onderzocht moeten worden :

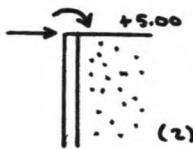
- (1) : De grondwaterstanden
De-ze zijn heel globaal bepaald en de resultaten moeten meer als een soort indicatie gezien worden .
- (2) : De verankering
Er is steeds gesteld dat de berekende ankerkrachten opgenomen kunnen worden , zonder in te gaan op het type verankering . Beide aspecten moeten onderzocht worden .
- (3) : De damwand berekening
Bij de damwandberekeningen tot nog toe is er steeds vanuit gegaan dat de glijvlakken kunnen optreden , dit is niet waar .
- (4) : Stabiliteit van de constructie
Dit aspect is tot nog toe nog niet onderzocht
- (5) : De uitvoering als fase in het ontwerp
Aan het begin van de vuloperatie is de damwand in de grond ingeklemd , later wordt het anker aangebracht en gespannen om de vul operatie te beeindigen .
Wat zijn de hier optredende momenten , zijn de vervormingen acceptabel , etc.
- (6) : Bovenstuk
Dit bovenstuk moet later op de kering geplaatst kunnen worden , hoe gebeurt de krachtsoverdracht van de ondersteuningsconstructie naar de damwand , etc .

Globale uitwerking van het gesplitste alternatief

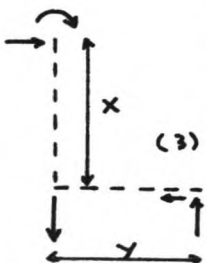
Het genereren van de alternatieven kan nu niet meer eenvoudig gebeuren door te stellen dat de constructies voor, achter of op de plaats van de oude moeten komen. Voordat verder wordt gegaan met de alternatieven zal eerst de krachtsoverdracht bekeken worden. Het stuk van NAP + 5.00 tot + 6.95 is, zoals gesteld in het Programma van Eisen, wegneembaar. Dit houdt in dat de eigenlijke basisconstructie pas op NAP + 5.00 begint.



De in extreme situatie optredende krachten en momenten moeten opgenomen kunnen worden door zowel het bovenstuk (direct) als de basisconstructie (door afdracht, zie verder (1)).



Bij het geïntegreerde alternatief is gesteld dat deze afdracht van krachten en momenten door het grondkerend element opgenomen moet worden (zie (2)).



Bij het gesplitste alternatief is gesteld dat de belasting uit het bovenstuk door no rmaalkracht opgenomen moet kunnen worden. Dit houdt in dat er voorzieningen moeten worden aangebracht om dit mogelijk te maken en hierbij moet rekening worden gehouden met de onderlingen afstand van de steunpunten (zie (3)), aangezien de krachten toe moeten nemen als y afneemt. Voor wat de

constructies zelf betreft is ook de grootte van x (zie (3)) van belang. Dit houdt in of er meer of minder ontgraven moet worden vanaf het maaiveld. En als laatste maar zeer belangrijk aspect is de koppeling van het grondkerend element met het waterkerend element, gezamenlijk vormen ze de nieuwe kering.

Hiermee zijn alle van belang zijnde elementen voor de nieuwe kering genoemd. De volgende stap is om dit logisch te ordenen zodat de globale, functievervullende alternatieven opgesteld kunnen worden.

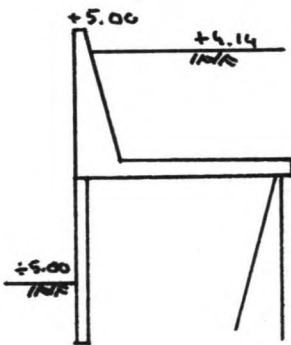
Voor het opstellen van deze alternatieven zal gebruik gemaakt worden van een z.g. morfologische kaart.

Oude constructies	Slopen (A)	Handhaven (B) & (C)		
Ondersteuning	Links lijnvormig (1)	Links & rechts lijnvormig (2)	Links puntvormig (3)	L. & R. puntv. (4)
Ontlastplaat	Diep (1)	Ondiep (2)		

Combinatie van bovenstaande oplossingsprincipes levert 16 alternatieven die in het kort beschreven zullen worden .

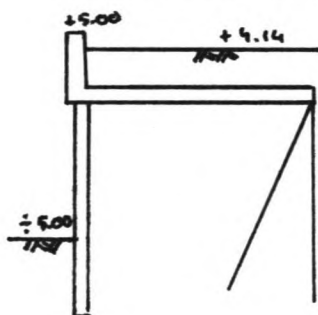
Het zou te ver voeren om alle 16 alternatieven globaal uit te werken , vandaar dat na een korte omschrijving hiervan een toetsing plaats zal vinden zodat er doorgedaan kan worden met de wat betere alternatieven .

Alternatief A11



Bij dit alternatief moet de oude constructie verwijderd worden , verder moet er tot de diepte van de diepe ontlastplaat ontgraven worden . Nadat het grondkerend element , de palen en de plaat zijn aangebracht wordt weer tot maaiveld aangeaard . De hier geschetste L - constructie is slechts een voorbeeld , er kan uiteraard aan andere vormen gedacht worden .

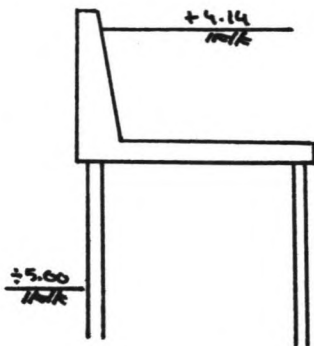
Alternatief A12



De ontlastplaat wordt bij dit alternatief hoog aangelegd , dit bespaart zeker in ontgravingskosten . Hoewel de ontlasting van het grondkerend element nu minder is kan gesteld worden dat de ontlastplaat voorkomt dat bovenbelasting resulteert in horizontale korrel - drukken tegen de wand . De plaats van de ontlastplaat hangt af van vele factoren en is

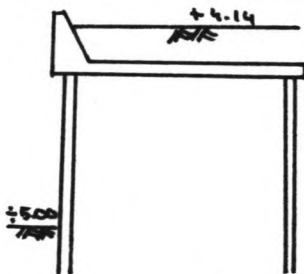
op zich een kostenafweging tussen het materiaalverbruik van het grondkerend element en de ontgravingskosten . Daarnaast spelen o.a. grondwaterstanden en grondsamenstelling een belangrijke rol .

Alternatief A21



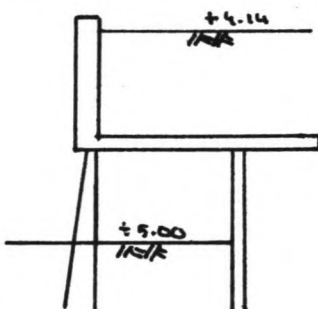
Hier geldt grotendeel het gestelde bij A11 alleen nu is de rechter ondersteuning van de ontlastplaat continu over de volle lengte en heeft het alternatief a.h.w. 2 grondkerende elementen . Het is de vraag of beide daadwerkelijk als volwaardig grondkerend element uitgevoerd moeten worden .

Alternatief A22



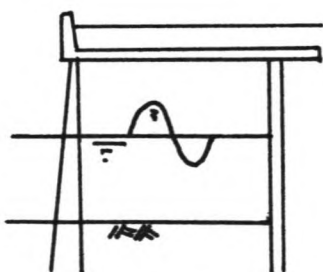
Ook hier geldt grotendeel het gestelde bij A12 en de opmerkingen met betrekking tot het tweede grondkerend element bij A21

Alternatief A31



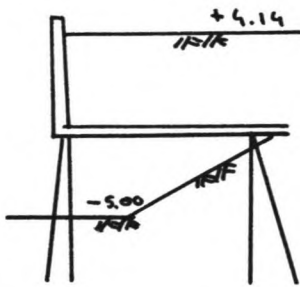
De ontlastplaat heeft hier alleen maar zin als deze over een afstand X voorbij het grondkerend element wordt doorgezet . Het uitkragend gedeelte moet als het gebied ondehevig is aan golfaanval t.p.v. de aansluiting altijd onder water zijn .

Alternatief A32



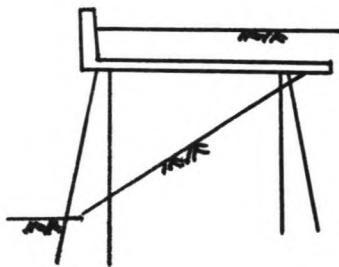
Nu kan de ontlastplaat niet meer permanent onder water zijn , zodat nu rekening moet worden gehouden met golfklappen terwijl de permanent aanwezige belasting in dit geval veel kleiner is geworden doordat er minder grond op rust .

Alternatief A41



Bij dit alternatief zit eigenlijk geen grondkerend element, de ondersteuning links en rechts bestaan uit palen die op een zekere h.o.h afstand staan. Een oplossing zou zijn om een beschermd onderwatertalud aan te brengen, verder gelden dezelfde bezwaren als bij A 31.

Alternatief A42



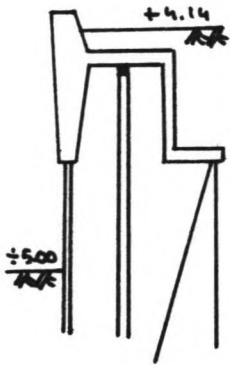
Ook bij dit alternatief is er geen grondkerend element aanwezig, dit zal dus apart aangebracht moeten worden. Het toepassen van een talud kan bij grote diepte tot aanzienlijke afmetingen leiden, terwijl het doorvoeren van de heipalen een hachelijke zaak blijft. Om de golfklappen tegen te gaan kan ook gedacht worden om het talud meer naar links te maken, maar dit gaat dan ten koste van de breedte van het bekken.

In dit geval kan aan een vertikaal grondkerend element gedacht worden, maar dit is dan in feite een ander alternatief.

De beschrijving van de B - alternatieven, waar de oude constructies niet verwijderd worden, is niet zo eenvoudig. De nieuwe kering kan volledig voor of achter de oude geplaatst worden maar ook gedeeltelijk voor en achter. Het volledig achter de oude kering plaatsen wordt niet acceptabel geacht. Afhankelijk van de verankering van de oude damwand zou de nieuwe kering op ruim een tiental meter^{er} achter geplaatst kunnen worden, dit is een te grote ingreep in de omgeving.

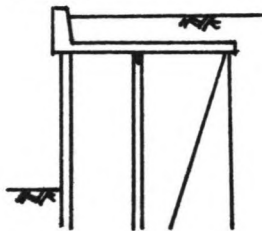
Wat de plaatsing voor de oude constructies betreft kan gesteld worden dat de totale breedte niet meer dan 4 m mag bedragen omdat dan de breedte van het havenbekken te klein wordt. Bij de beschrijving van de alternatieven zullen eerst de alternatieven beschreven worden die zowel voor als achter de oude kering geplaatst worden (B_{ij}) en daarna de alternatieven die volledig voor de oude kering gezet worden (C_{ij}).

Alternatief B11



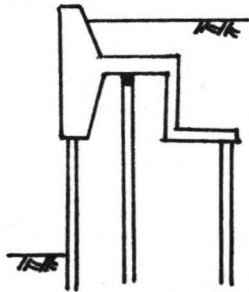
Hier geldt hetzelfde als vermeldt bij A11 met als enige verandering dat de diepe ontlast - plaat a.h.w. om de oude kering heen wordt ge - legd (dit is één oplossing) . Verder moet er een voorziening aangebracht worden t.p.v. de beeindiging van de oude damwand zodat deze bij een eventuele zakking van de nieuwe ke - ring geen dragende functie krijgt .

Alternatief B12



Zie A12 , verder moet evenals bij B11 voor - komen worden dat de oude damwand gaat dra - gen .

Alternatief B21



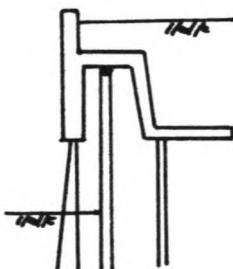
Zie B11 , alleen nu is de rechter oplegging continu over de lengte aanwezig . Verder is het de vraag of beide grond kerende elementen ook als volwaardig element uitgevoerd moe - ten worden .

Alternatief B22



Zie B12 , echter met een continue rechter oplegging .

Alternatief B31



Zie ook A31 , alleen nu is bij deze wijze van uitvoering het gewicht van de constructie minder omdat er om de oude kering heen ge - bouwd moet worden en is dus de grondaanvul - ling minder .

Alternatief B32



Zie A32 , alleen nu moet er t.p.v. de beëin - diging van de oude damwand een voorziening aangebracht worden om te voorkomen dat deze een dragende functie krijgt .

Alternatief B41



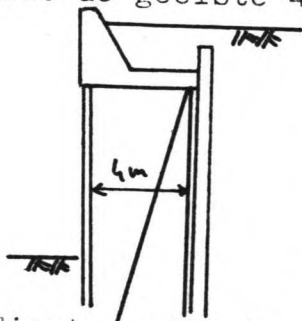
Bij dit alternatief wordt het grondkerend element gevormd door de oude damwand , zie verder het gestelde bij A41 .

Alternatief B42



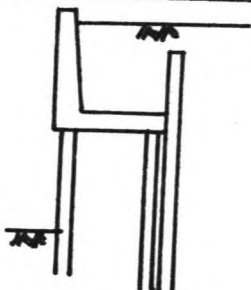
Ook hier vormt de oude kering het grondkerend element , zie verder A32 m.b.t. de golfklap - pen .

De C - alternatieven , op C21 en C22 na , hebben als nadeel dat de geëiste 4 m breedte niet gehaald kunnen worden , aan -



gezien er naast verticale ook horizontale krachten opgenomen moeten worden zal minstens één van de palen schuin moeten staan . Door de beperkte ruimte zal de paal flauw -hellend moeten staan , daardoor komen er grote kracht - en in de paal waardoor weer een grotere inhei - diepte nodig is . Omdat er absoluut niet aan de beperkte breedte getornd kan worden vallen de alternatieven met een paalfunde - ring af (ook een schuin geheide paal in het bekken voorbij de 4 m is niet toelaatbaar) . Er blijven alleen alternatieven over die links en rechts continu ondersteund worden .

Alternatief C21



Bij dit alternatief waar de beide grondkeren - elementen kort zijn is de aansluiting met de oude kering een probleem .

Alternatief C22



Als de ontlastplaat over de oude kering wordt aangebracht is het probleem van de aansluiting opgelost . Wel zijn beide grondkerende elementen een stuk langer in vergelijking met het voorgaande alternatief .

Nu alle alternatieven in het kort beschreven zijn kunnen nu een aantal criteria opgesteld worden zodat toetsing plaats kan vinden .

Hiermee kunnen alternatieven die niet goed voldoen op een gefundeerde wijze verwijderd worden .

Toetsingscriteria

In het nuvolgende zullen een aantal criteria genoemd worden waarna de alternatieven die niet aan dit criterium voldoen genoemd zullen worden . Wil een alternatief in aanmerking komen dan mag dit voor geen enkel criterium slecht zijn , dus de per criterium genoemde alternatieven kunnen gelijk afgevoerd worden .

(1) : Veiligheid

De oude constructies mogen , direct noch indirect deel uitmaken van de nieuwe waterkering , mocht de oude constructie bezwijken dan mag dit niet niet leiden tot het bezwijken van de nieuwe kering .

De alternatieven B41 en B42 vallen hierdoor af , zij gebruiken de oude damwand als grondkerend element . Verder kan ook naar de veiligheid tijdens de uitvoering gekeken worden . Bij het verwijderen van de oude kering moet het achterliggende gebied op de één of andere manier beschermd worden daar de nieuwe kering niet ineens de functie van waterkering kan vervullen . Het aanbrengen van hulpconstructies behoort tot de mogelijkheden maar hierdoor worden de alternatieven waarvooraf de oude damwand getrokken moet worden (A) niet beter op . Op grond hiervan vallen de A-alternatieven af .

(2) : Oude constructies

Daar het aan het begin niet mogelijk was om in te zien of een nieuwe kering gerealiseerd kon worden zonder het weghalen van de oude zijn een achttal alternatieven opgenomen waar geen rekening is gehouden met de oude constructies . De oude constructies worden geacht vantevoren verwijderd te zijn , dit maakt deze alternatieven nodeloos duur . Alle A - alternatieven vallen hierdoor nogmaals af .

(3) : Golfklappen

Zoals al bij de beschrijving is gezegd zijn er constructies die gevoeliger zijn voor golfklappen . Dit kan bij een diep gelegen ontlastplaat gerealiseerd worden door ervoor te zorgen dat de onderkant van de constructie permanent onder water is gelegen . Dit is in een tijgebied met een amplitude van + 2 m niet goed realiseerbaar .

De alternatieven B31 en B32 vallen hierdoor af .

Na deze globale afweging zijn er slechts een zestal alternatieven overgebleven :

B11

B12

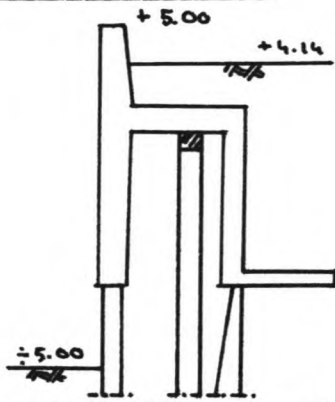
B21

B22

C21

C22

Alternatief B₁₁



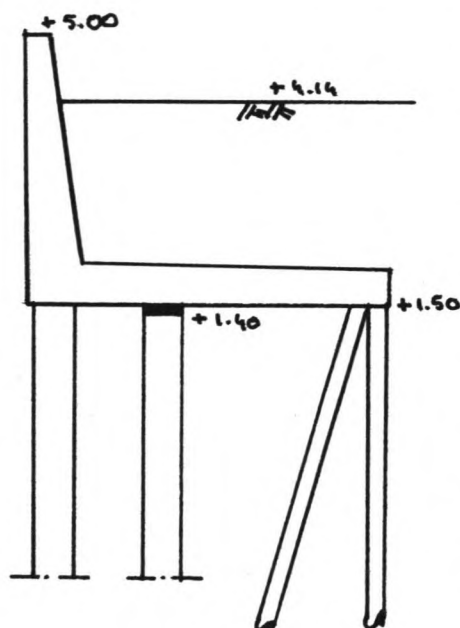
Toegepast : een diepe ontlastplaat voor het grondkerend element die bovendien ook nog op palen wordt gefundeerd .

Een belangrijk aspect is de aanlegdiepte van de ontlastplaat . Het is niet wenselijk dat de plaat in het gebied van de dagelijks wisselende grondwaterstanden komt te liggen . Dit zou teveel beperkingen aan de uitvoering inhouden , bijv. met het storten van beton . Deaanlegdiepte moet dus in ieder geval boven NAP + 1.00 komen . Stel dat de onderkant nog hoger , op bijv. + 1.50 gemaakt wordt , dit houdt wel in dat er bij extreem hoge waterstanden rekening met opwaartse drukken gehouden moet worden .

Ook moet nog bekeken worden hoe ver de oude damwand doorgezet zal worden . Bovenop de oude damwand is een betonnen rand geplaatst , dit moet allereerst verwijderd worden . De bovenkant van deze betonnen rand komt tot NAP + 4.75 en de damwand tot NAP + 3.25 , dit is dus een 1.50 m dik stuk beton .

Het weghalen van het bovenstuk leidt ertoe dat in de buurt van het Rondeel de oude damwand slechts 0.27 m onder maaiveld zit , hier kan dus moeilijk nog een plaat overheen gelegd worden . Dit wil zeggen dat er toch een stuk van de oude damwand weggehaald zal moeten worden (bijv. wegbranden) . Het is dan voor de uitvoering veel beter om de damwand dan over een grotere hoogte te verwijderen . Als de onderkant van de plaat op + 1.50 gemaakt wordt dan zal de damwand tot minstens + 1.40 verwijderd moeten worden . Dit om te voorkomen dat de oude damwand een dragende functie krijgt . Deze wijze van uitvoering brengt extra kosten met zich^{mee} en het zou uit een kosten oogpunt misschien zelfs wenselijker zijn om de kering te trekken . Bij het trekken van de oude kering komt de veiligheid van het achterliggende gebied in gevaar , het trekken van de oude damwand gaat veel sneller dan de nieuwe kering ooit gebouwd kan worden . Het aanpassen van het "trek"tempo aan de bouwsnelheid van de kering leidt evenmin tot een goedkope uitvoering terwijl nu hogere eisen aan de aansluitende

activiteiten gesteld moeten worden om het bouwproces ongehinderd plaats te laten vinden .



Om tot een globale dimensionering te komen moeten dus eerst de belastingen bepaald worden . Deze vallen in twee categorieën uiteen , belastingen op het bovenstuk en op het grondkerend element . Een situatie met L.L.W. - buiten kan voor het bovenstuk niet maatgevend zijn echter wel voor het grondkerend element .

Als laatste moet nog iets over de paalfundering gezegd worden . Uit sonderingen blijkt dat op sommige plaatsen langs de kering de palen zeker tot NAP + 15 aangebracht

moeten worden . Dit heeft uiteraard gevolgen voor de breedte van de ontlastplaat aangezien vlakbij de oude damwand aanwezig is .

Belastingsgeval (1)

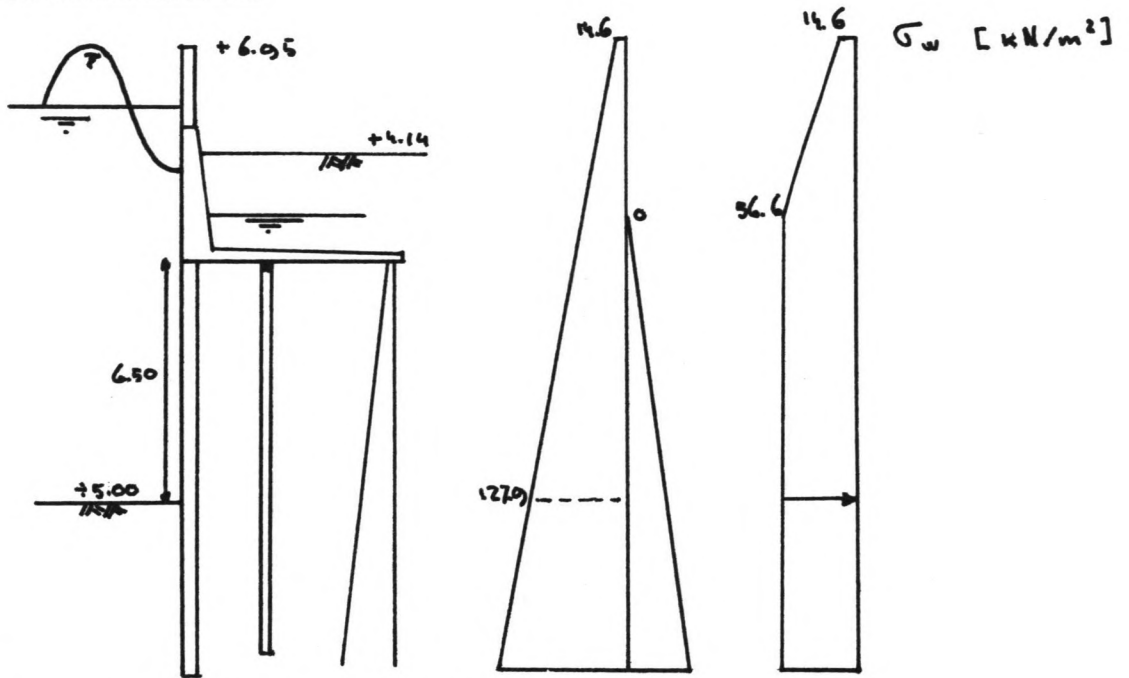
Buitenwaterstand : S.P. (met buistooteffect)

Golfbelasting : kans van 10^{-4} per golf

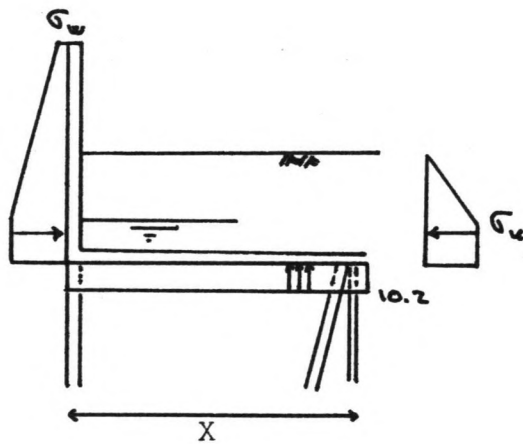
Grondwaterstand : NAP + 2.52

M.b.t. de grondwaterstand moet nog het volgende gesteld worden. Bij de vaststelling van de grondwaterstanden is er een relatie gelegd tussen binnen en buitenwaterstand , zonder rekening te houden met een eventuele aanvulling van het grondwater . Dit zou zo zijn als er geen golfoverslag zou zijn , dit is echter niet^{zo}. Er moeten dus voorzieningen worden aangebracht om het overslag water af te voeren voordat dit in de bodem kan indringen , of om het water uit de ondergrond niet boven een bepaald nivo te laten stijgen . Hier wordt voor dit laatste gekozen en wordt er gesteld dat de maximale grondwaterstand op N.A.P. + 2.52 gefixeerd wordt , dit houdt in dat er drains op dit nivo aangebracht zullen worden .

Belastingsgeval (1)

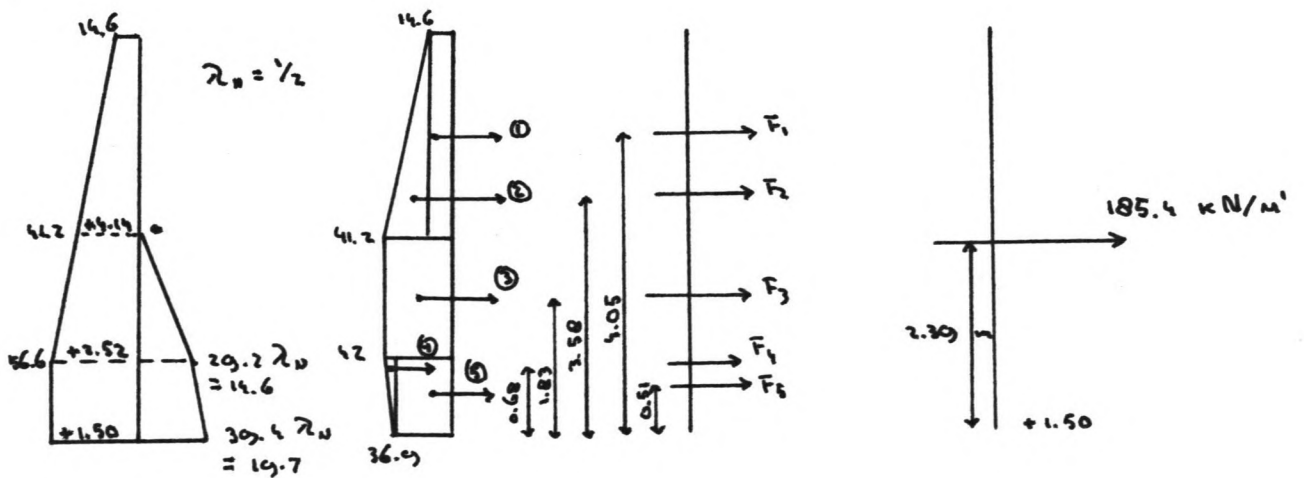


Belasting waterkerend element



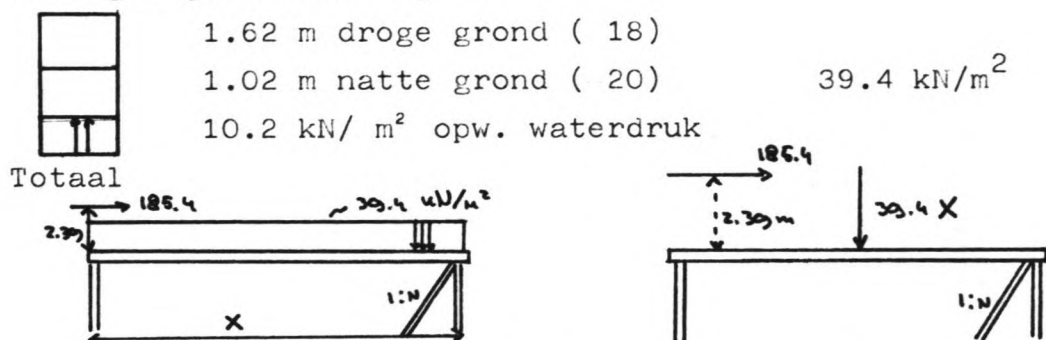
$$\begin{aligned}
 F_1 &= 14,6 \cdot 2,81 = 41,04 \\
 F_2 &= \frac{1}{2}(41,2 \cdot 14,6) \cdot 2,81 = 37,37 \\
 F_3 &= 1,62 \cdot 41,2 = 66,74 \\
 F_4 &= \frac{1}{2}(42 \cdot 36,9) \cdot 1,02 = 2,60 \\
 F_5 &= 1,02 \cdot 36,9 = 37,64 \\
 &+ \\
 &185,4 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Horizontaal



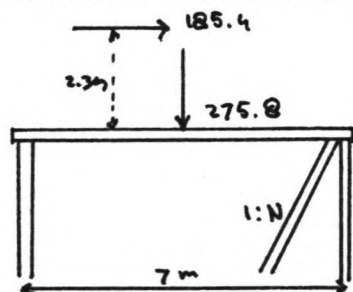
Vertikaal :

Omdat tot nog toe geen beton afmetingen bekend zijn wordt er gesteld dat het volumegewicht van natte grond en beton ongeveer gelijk zullen zijn .



De grootte van X hangt mede af van de schuinstand van de palen. Er moet uitgegaan worden van een minimale breedte van 2 m , hierin zitten dan de nieuwe wand en de oude damwand . Bij een schuinstand van bijv. 1:3 en een inheidiepte van +15 m zijn er globaal 5 m nodig zodat de totale breedte op ± 7 m komt . Een breedte van 7 m aanhoudend en er verder van uitgaand dat de funderingsplaat zeer stijf is en de veerstijfheid van beide palen en het grondkerend element gelijk is kunnen de volgende resultaten verkregen worden :

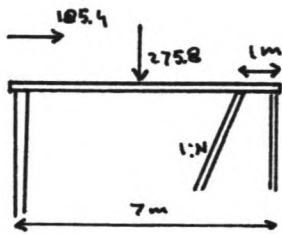
Invloed schuinstand op krachtsverdeling.



Het voorgestelde palenplan geeft toch nog grote trekkrachten in één van de palen hoewel bij een eventuele schuinstand van 1:3 de totale breedte gereduceerd zou kunnen worden waardoor er een kleinere trekkracht ontstaat .

N	F1	F2	F3 (krachten in kN/m')
3	-75	586	-757
4	-75	765	-943
5	-75	946	-1129
-3	-75	-585	354

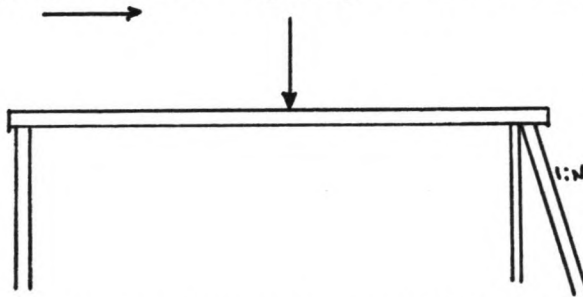
Er zal nu verder naar een ander oplos principe voor het palenplan gekeken worden .



Zet nu de beide palen iets uit elkaar , hier is bij wijze van getallenvoorbeeld 1 m genomen .

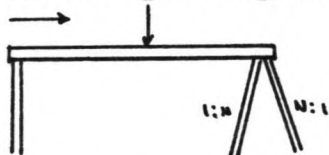
N	F1	F2	F3	N	F1	F2	F3
3	-154	587	-678	-3	5	-586	276
4	-181	765	-837	-4	31	-764	434
5	-207	946	-996	-5	58	-945	593

opm. : door het naar binnen verplaatsen van de schuin gezette paal is het mogelijk dat de breedte van de plaat onvoldoende is.

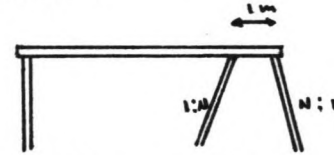


N	F1	F2	F3
3	-134	-586	414
4	-165	-764	630
5	-196	-945	864
-3	52	587	-884

Aangezien het geen verplichting is dat één van beide palen recht moet staan , wordt nu geprobeerd om met twee schuine palen een gunstigere situatie te bereiken .



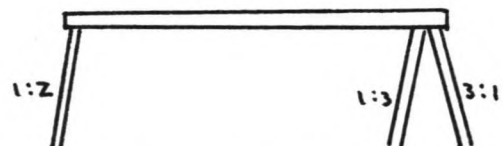
N	F1	F2	F3
3	-75	187	-399
4	-75	279	-486
5	-75	370	-575



N	F1	F2	F3
3	-102	202	-385
4	-116	300	-465
5	-130	399	-547

Zoals hieruit afgelezen kan worden levert het schuin zetten van beide palen de kleinste trekkracht in één van de palen op.

Z	F1	F2	F3
5	-76	211	-423
10	-75	199	-411



Het schuinzetten van de wand levert geen besparing op , alle palen worden extra belast .

Voorlopige keuze
fundering

Belasting grondkerend element

Voor de berekening van het grondkerend element wordt hier verwezen naar bijlage 1 .

Belastingsgeval (2) :

Buitenwaterstand : N.A.P. + 1.95 (G.H.W.)

Grondwaterstand : N.A.P. + 0.91

Zie voor de berekeningen Bijlage 2 .

Belastingsgeval (3) :

Buitenwaterstand : N.A.P. ÷ 3.33

Grondwaterstand : N.A.P. ÷ 1.55

Zie voor de berekeningen Bijlage 3 .

Samenvatting alternatief B11

Bij dit alternatief moet er vanaf maaiveld tot NAP + 1.50 ontgraven worden waarna de oude damwand tot + 1.40 verwijderd wordt . Ondertussen is op een tweetal meter voor de oude ke-ring een nieuwe damwand aangebracht met een inheidiepte van 5.38 m , de bovenkant van deze damwand moet minstens tot + 1.50 komen . In de tussentijd kunnen aan de landzijde de palen aan-gebracht worden , deze palen zijn , afhankelijk van de grond - gesteldheid , ongeveer 17 m lang en moeten 3:1 naar links resp. rechts aangebracht worden . Dan wordt de ontlastplaat aangebracht , of ter plaatse gemaakt evenals de rand waarna aanaarding tot het originele maaiveld plaatsvindt .

De verschillende onderdelen moeten , bij een belastingsfactor van 1.5 op de volgende krachten en momenten gedimensioneerd worden .

Damwand

$M_{max} = 431 \text{ kNm/m'}$ (Hoesch 215 in Fe 360 ,
 $N_{max} = -170 \text{ kN/m'}$ Hoesch 155 in Fe 510)

Paal (2) , 3:1

$D_{max} = -312 \text{ kN/m'}$ (belastingsgeval (3))
 $T_{max} = +251 \text{ kN/m'}$ (belastingsgeval (1))

Veronderstelling : de maximale trekkracht bedraagt hoogstens de helft van de drukkracht .

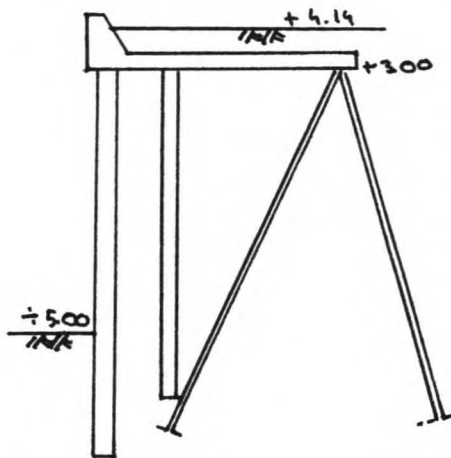
Voorgespannen betonpalen , schacht 350 x 350 mm

Paal (3) , -3:1

$D_{max} = -463 \text{ kN/m'}$ (belastingsgeval (1))
 $T_{max} = +141 \text{ kN/m'}$ (belastingsgeval (3))

Voorgespannen betonpalen , schacht 350 x 350 mm

Alternatief B12



Bij dit alternatief wordt een hooggelegen ontlastplaat toegepast. Deze ontlastplaat heeft meerdere functies. Doordat de plaat hooggelegen is zal de ontlasting van het grondkerend element niet zo groot zijn, er wordt echter wel voorkomen dat oppervlaktebelasting als horizontale korreldrukken op de wand gaat werken. Als laatste kan gesteld worden dat de plaat gebruikt kan worden voor de opname van horizontale krachten die zowel van het grondkerend - als van het waterkerend element afkomstig kunnen zijn. De plaat fungeert a.h.w. als draagconstructie voor het bovenstuk en als trekanker voor de damwand. Bij deze hooggelegen ontlastplaat is het wenselijk dat er geen opwaartse drukken t.g.v. extreme waterstanden buiten en dus extreme grondwaterstanden binnen op kunnen treden. Dit is van belang omdat door de hooggelegen ligging van de plaat de rustende belasting t.g.v. grondaanvulling niet zo groot is. Het een en ander houdt in dat de onderkant van de plaat op NAP + 3.00 gelegd zal worden zodat bij extreme G.W.S. nog ongeveer 0.50 m speelruimte overblijft. Dit is uiteraard te weinig om het overslagvolume op te kunnen vangen, zonder bijkomende voorzieningen. Ook bij dit alternatief zal ervan uit worden gegaan dat de maximale grondwaterstand d.m.v. drains gefixeerd zal worden; deze drains kunnen dan ook gebruikt worden voor de afvoer van het in de grond terechtgekomen regenwater.

Dit alternatief is ook wat de ontgravingsdiepte betreft erg gunstig, er moet op de meest ongunstige plaatsen ongeveer 1 m ontgraven worden.

Wat de oude damwand betreft kan ook hier gesteld worden dat het betonnen bovenstuk verwijderd moet worden, verder moet de bovenkant van de damwand tot NAP + 2.90 teruggebracht worden, dit om te voorkomen dat de oude damwand door zakking van de ondergrond op een niet bedoelde, noch toegestane

wijze als dragend element gaat fungeren .

In het voorgaande is gesugereerd dat de oude damwand blijft staan en dat alleen een stuk wordt weggebrand . Het is echter ook mogelijk nadat de nieuwe damwand en de grondaanvulling tussen beide damwanden is aangebracht om de oude damwand te verwijderen , in zijn geheel . Een motivatie hiervoor kan zijn dat de heistelling al aanwezig is . Indien voor deze laatste uitvoeringswijze gekozen mocht worden (dit is voornamelijk een kostenafweging) dan moet de uitvoering zo kort mogelijk zijn en in de zomer plaatsvinden , dit laatste geldt ook voor alle andere te bedenken oplossingen , aangezien een reductie van de kerende hoogte slechts in de zomer toelaatbaar is .

Berekening alternatief B12

Zoals al zovele malen is gebleken , is de situatie bij een lage buitenwaterstand maatgevend voor het grondkerend element . Hier zal het geval van L.L.W. (NAP + 3.33) en GWS (+ 1.55) doorgerekend worden .

Voor het waterkerend , wegneembaar bovenstuk zijn juist de extreem hoge buitenwaterstanden van belang , hier zal het geval S.P met buistooteffect (NAP + 5.70) en de bijbehorende G.W.S. van NAP + 2.52 doorgerekend worden . Hiermee zijnde maatgevende belastingsgevallen voor zowel het waterkerend - als het grondkerend element bepaald .

Belastingsgeval (1) :

Buitenwaterstand : N.A.P. + 5.70

Golfcondities : overschrijdingskans per golf 10^{-4}

Grondwaterstand : N.A.P. + 2.52

Zie voor de berekeningen Bijlage 4

Belastingsgeval (2) :

Buitenwaterstand : N.A.P. + 3.33

Grondwaterstand : N.A.P. + 1.55

Zie voor de berekeningen bijlage 5

Samenvatting alternatief B12

Bij dit alternatief moet er , naar gelang de locatie , maximaal 1.14 m ontgraven worden , waarna de oude damwand tot deze hoogte - 0.10 m weggehaald moet worden . Ondertussen kan op een tweetal meter voor de oude kering de ⁿieuwe damwand aangebracht worden , deze heeft een inheidiepte en een hoogte tot minimaal NAP + 3.00 . Aan de andere zijde wordt de palen fundering aangebracht , de palen worden met een helling 3:1 resp. -3:1 gemaakt .

Daarna kan de ontlastplaat aangebracht worden , en nadat de rand is afgewerkt kan ertot het oorspronkelijke maaiveld aangeaard worden .

De verschillende onderdelen moeten gedimensioneerd worden op :

Damwand

$I_{max} = 581 \text{ kNm/m'}$ (Larssen 420 , bij Fe 360 ,
 $N_{max} = -77 \text{ kN/m'}$ Larssen 24 , bij Fe 510)

Palen (2) , 3:1

$D_{max} = -261 \text{ kN/m'}$
 $T_{max} = +188 \text{ kN/m'}$

Veronderstellingen : bij een belastingsfactor gelijk aan 2 en bij een maximaal toelaatbare trekkracht gelijk aan de helft van de maximaal toelaatbare drukkracht wordt gevonden :

Voorgespannen betonpalen , type 350/550 , schacht 350 x 350 mm

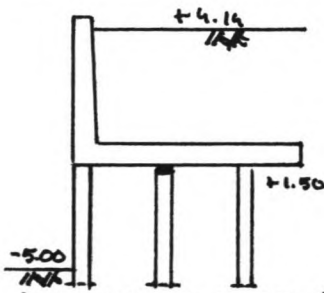
Palen (3) , -3:1

$D_{max} = -304 \text{ kN/m'}$
 $T_{max} = + 181 \text{ kN/m'}$

Onder dezelfde veronderstellingen :

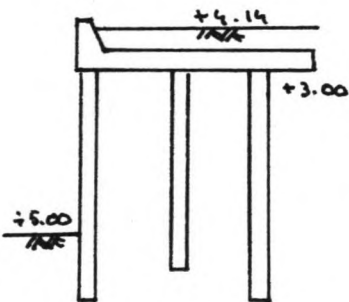
Voorgespannen betonpalen , type 350/550 , schacht 350 x 350 mm

Alternatief B21



Dit alternatief wordt met een diepe ontlastplaat uitgevoerd, de ondersteuning worden damwanden en/of diepwanden en zij ondersteunen de plaat over de gehele lengte. Daarbij kan de ontlastplaat een stuk a.h.w. overkragen om voor de ontlasting van het grondkerend element te zorgen, in het geval de rechteroplegging als grondkerend element fungeert. De ligging van de onderkant van de ontlastplaat is zo gekozen om te zorgen dat de plaat buiten de dagelijkse y clus van de grondwaterstanden ligt. Bij extreme waterstanden is nog wel sprake van opwaartse waterdrukken, maar speelt bij de keuze van de ligging amper mee. Bij dit alternatief zullen geen uitvoerige berekeningen gemaakt worden, tesamen met B22 zal een evaluatie van dit type kering gehouden worden.

Alternatief B22



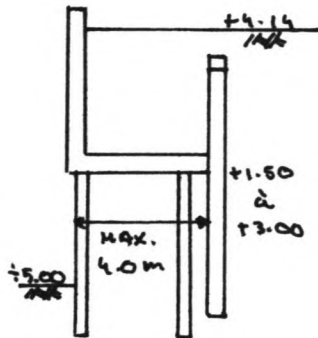
Wat de ondersteuning van de ontlastplaat betreft is dit alternatief gelijk aan het vorige, de ondersteuning is continu over de lengte aanwezig. De ontlastplaat moet eveneens een stuk uitkragen als dit voor de ontlasting van de rechter wand moet zorgen. Door de hogere ligging en m.b.v. speciale voorzieningen wordt voorkomen dat er opwaartse waterdrukken op de onderkant van de plaat kunnen werken.

Evaluatie

Deze alternatieven zijn eigenlijk niet geschikt als grondkerende constructie. De afdracht van horizontale krachten gebeurt hier door buiging en niet door normaalkracht, hierdoor worden de afmetingen van de grondkerende elementen nog forser, vooral bij B22 door de grote lengte.

Een ander aspect is de uitvoering , bij de linker oplegging moeten forse profielen over een grote diepte in de zandbodem geheid worden . Aan de rechter kant kan er door het voorkomen van zovele constructie resten in de ondergrond eigenlijk geen damwand geheid worden . Een diepwandsysteem biedt dan uitkomst. Men moet zich echter wel afvragen of dit een reële oplossing is gezien de verschrikkelijke grote hoeveelheid constructie - resten . Dit alternatief van de continue ondersteuning staat in schril contrast met de puntvormige ondersteuning waar binnen zekere grenzen de h.o.h. afstand vrij gekozen kan worden . Ook heel belangrijk is dat beide alternatieven geen specifieke pluspunten hebben t.o.v. de voorgaande . Een en ander in overweging nemende kan gesteld worden dat beide bovengenoemde alternatieven geen goede oplossing vormen .

Alternatieven C21 & C22



Ook bij deze alternatieven gelden de hiervoor genoemde bezwaren t.a.v. de krachtsoverdracht. Door het niet mogen toekennen van een grondkerende functie aan de oude kering wordt de nieuwe ontworpen alsof er geen oude damwand achter staat, door de beperking in de breedte is ook het toepassen van een ontlastplaat niet mogelijk, of beter gezegd, het reducerend vermogen kan niet optreden.

De opname van uitwendige momenten zal door de gereduceerde breedte nog grotere krachten op de wanden geven. Een ander nadeel is dat nu twee rijen zware damwanden geheid moeten worden, met als bijkomend nadeel dat alle werkzaamheden a.h.w. in het bekken plaatsvinden.

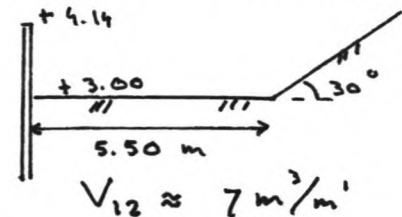
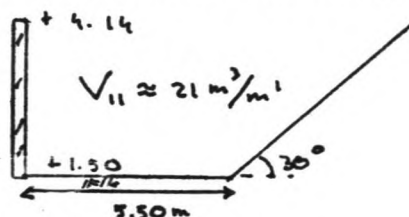
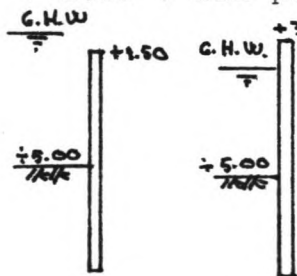
Het enige voordeel bij het alternatief met de diep gelegen "ontlast"plaat is dat nu niet ontgraven hoeft te worden, wel moet er een grote hoeveelheid grond verwerkt worden bij de opvulling, de oude damwanden blijven bijna intact.

Maar ook bij deze alternatieven moet geconcludeerd worden dat het eigenlijk geen oplossing biedt voor de nieuwe kering.

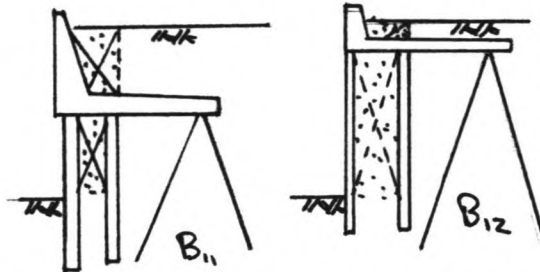
Toetsing

In eerste instantie was er sprake van 6 alternatieven . Nadat de eerste twee globaal uitgewerkt waren bleken de resterende 4 eigenlijk geen oplossing te zijn , dit had misschien wel vooraf opgemerkt kunnen worden door wat dieper op de krachts - overdracht in te gaan . De 2 resterende alternatieven zijn , gezien de indeling , van hetzelfde type . Het grote verschil tussen beiden is de ligging van de ontlastplaat . Het opstellen van toetsingscriteria die betrekking hebben op aantasting en veiligheid hebben nu weinig zin omdat de constructies bijna aan elkaar gelijk zijn . Toetsingscriteria moeten nu op de constructie zelf betrokken worden , hiermee worden dan vooral krachten en momenten bedoeld , verder is de wijze waarop de kering tot stand komt ook een belangrijk criterium voor de onderlinge afweging .

- (1) : Bij beide alternatieven moet er op een tweetal meter afstand van de oude kering een nieuw damwand profiel ingeheid worden , zij het dat bij alternatief B12 een zwaarder profiel toegepast moet worden . De bovenkant van de damwand komt bij B11 op + 1.50 en bij B12 op + 3.00 . Een probleem bij B11 is dat de nieuwe kering in deze uitvoeringsfase 2 x per dag tijdens H.W. onder water verdwijnt . Dit levert een aantal problemen op , het opvullen van het gat tussen beide damwanden maar ook het werken met te- storten beton wordt ernstig bemoei - lijk . Ondertussen moet aan de andere kant de grond ontgraven worden , als het de bedoeling is dat de wan- den schuin afgegraven moeten worden dan is met een $\phi = 30^\circ$, een benodigde breedte van + 5.50 m het aantal m^3 grond dat ontgraven moet worden per m' kering :



Daarna moet bij beiden een stuk van de oude kering weggehaald worden, dit kan gebeuren door de oude damwand op de benodigde hoogte weg te branden, het maakt echter weinig verschil uit op welke diepte dit gebeurt. Dan kan de ontlastplaat aangebracht worden. Als de kering op hoogte is gebracht kan er pas volledig aan-



gevuld worden; dan pas is de basisconstructie gereed. Afhankelijk van het soort wegneembaar bovenstuk kan de basisconstructie aangepast worden.

De beschreven uitvoering is voor het geval dat beide ontlastplaten volledig recht zijn, er kunnen ook vormen bedacht worden waarbij het niet nodig is om over de volle breedte te ontgraven. Dit gaat dan wel ten koste van een ingewikkelde vorm. Wat de uitvoering betreft is alternatief B12 beter, de ontgravingen zijn beperkt en de vorm is eenvoudig, t.a.v. alternatief B11 kan gesteld worden dat er voor een aantal minpunten andere oplossingen bestaan maar het feit dat een deel van de nieuwe kering tijdens de uitvoering onder G.H.W. ligt pleit niet voor deze oplossing. Wordt de plaat lager aangebracht dan verblijft deze nog langer onder water of zijn de hulpconstructies nog kostbaarder, wordt de plaat boven G.H.W. gelegd dan is het verschil met B12 minimaal.

(2) : Krachten en momenten

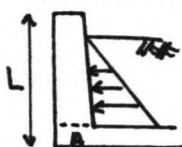
De beste manier om dit te beoordelen is om beide alternatieven naast elkaar te stellen :

Damwand	B11	B12
M_{max}	= 431 kNm/m'	581 kNm/m'
N_{max}	= -170 kN/m'	-77 kN/m'
Palen (2), 3:1		
D_{max}	= -312 kN/m'	-261 kN/m' (bij L.B.W.)
T_{max}	= +251 kN/m'	+188 kN/m' (bij S.P.)

Palen (3) , -3:1

$D_{max} = -463 \text{ kN/m'}$ -304 kN/m' (bij S.P.)
 $T_{max} = +141 \text{ kN/m'}$ $+181 \text{ kN/m'}$ (bij L.B.W.)

Het is voor de uitvoering zeer gunstig als beide palen van hetzelfde type zijn . Het hangt helemaal af van de grond welk criterium maatgevend wordt , trek of druk en uiteraard van de paalbelasting . Meestal zal bij niet al te grote verschillen het trek criterium maatgevend worden . Indien voor paal 2 en 3 de zelfde gekozen worden , dan moet bij B11 gedimensioneerd worden op 463 kN druk en 251 kN trek , bij alternatief B12 op 304 kN druk en 188 kN trek . De grotere krachten bij B11 leiden ook tot grotere buigende momenten in de ontlastplaat .



Voor de opstaande rand geldt dat naarmate L toeneemt (alt. B11) het moment in doorsnede A toeneemt . Als laatste kan gesteld worden dat het damwand profiel bij B12 zwaarder zal zijn , er moet echter wel opgemerkt worden dat de damwand niet enkel op moment belast wordt . De damwand heeft namelijk ook een dragende functie en moet dus een normaalkracht op kunnen brengen . Deze kracht wordt door mantelwrijving maar vooral door het draagvermogen van de onderkant geleverd .

De inheidiepte bij B11 bedraagt 5.38 m en bij B12 5.73 m , dit is echter geen argument omdat bij B12 de damwand langer moet zijn .

Een voorkeur uitspreken voor één van beide alternatieven is m.b.t. dit criterium erg moeilijk en hangt vooral af van de prijs van de verschillende onderdelen en werkzaamheden . Een lichtere en kortere damwand met zwaardere palen (B11) afwegen tegenover een zwaardere en langere damwand , maar met lichtere palen (B12) . Aangezien de damwand toch het duurste onderdeel van bovenstaanden is en het verschil tussen beiden (buigend moment) 30% bedraagt valt de keuze m.b.t. dit criterium op B11 .

(3) : Veiligheid tijdens uitvoering

Tijdens de uitvoering zal de kerende hoogte van de oude kering gereduceerd moeten worden terwijl de nieuwe kering dan nog niet op hoogte is . Het spreekt vanzelf dat het weghalen van de oude kering tot + 1.40 (zodat dit nu de hoogte van de kering wordt) en verder geen voorzieningen aanbrengen onacceptabel is (het achterliggende gebied zou 2 x per dag overstroomd worden) . Er zullen dus speciale eisen m.b.t. de uitvoering gesteld moeten worden , een afstemming van vele activiteiten is dan vereist , tevens moet de ontlastplaat met de rand van elders aangevoerd worden (prefab) . Bij deze prefab-bouw moet weer extra aandacht aan de voegconstructies besteed worden . Wordt ter plaatse gestort dan moeten voorzieningen aangebracht worden . Een kering waarbij de kerende hoogte niet zo sterk wordt gereduceerd is in dit opzicht veel beter . Dit kunnen beide alternatieven verwezelijken maar voor B11 is dit een ongebruikelijke vorm , die de eenvoudige vorm van de ontlastplaat verbreekt en tegelijkertijd de trekkracht in één van de palen doet toenemen .

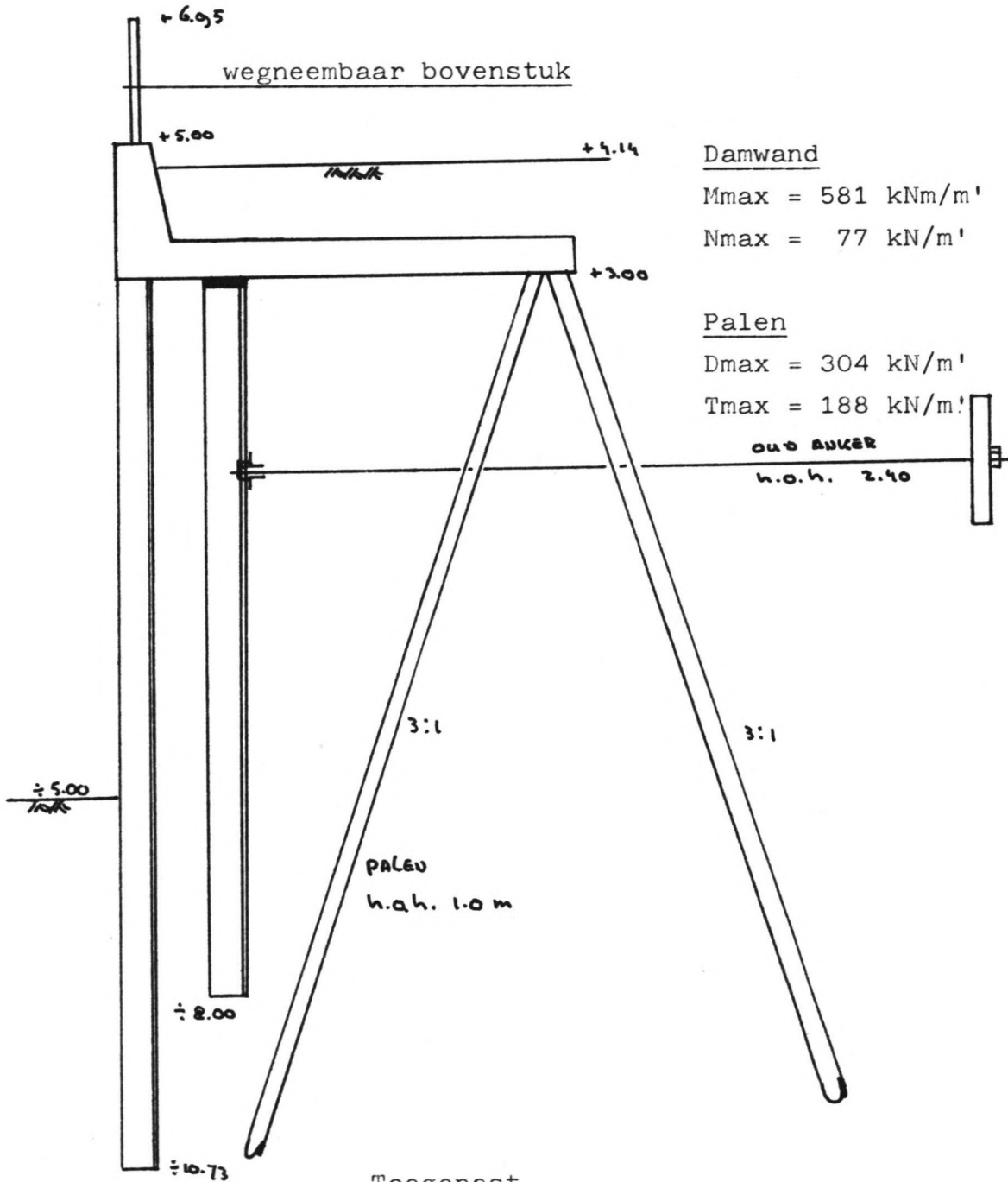
Keuze

De keuze voor het gesplitste alternatief valt op B12 , vooral t.g.v. de veiligheid tijdens uitvoering . De simpele (voor - gestelde) vorm van B11 voldoet niet hieraan en hiermee gaat het enige pluspunt (goedkoper zijn) van B11 t.o.v. B12 verloren .

Voor de kering wordt toegepast :

Een gekoppeld systeem van damwandplanken , ontlastplaat en paalfundering

Kademuren rond Koopmanshaven : Gesplitst alternatief



Toegepast

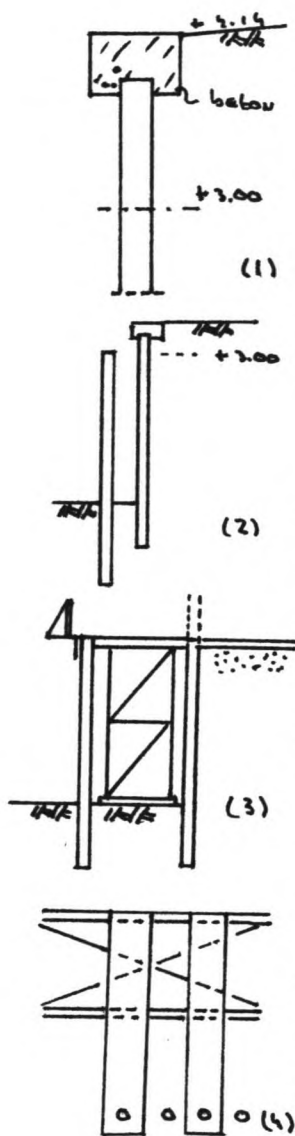
Damwand : Larssen 24

Palen : Voorgespannen betonpalen

type 350/550 , schacht 350 x 350 mm

h.o.h. 1.0 m

Uitvoering van het gekozen alternatief



Het hiernaast geschetste beeld (1) is geldig voor de gehele kering, het enig verschil is de uitvoering van het betonnen bovenstuk die plaatselijk (bij het Keizershoofd) slechts tot maximaal NAP + 4.14 komt. Voorbij deze 60 m is er een rand op gestort die over de volle lengte een hoogte heeft van NAP + 4.75

De uitvoering van de nieuwe kering gebeurt in een aantal fasen. De eerste fase wordt het aanbrengen van de nieuwe damwand tot de vereiste diepte. De damwand staat nu volledig vrij (2). De volgende fase is een afweziging van extra rekenwerk vs. een speciale uitvoering. Als nu de spleet tussen beide constructies wordt opgevuld zal de nieuwe damwand ver uitbuigen, door de damwand op een speciale, vantevoren berekende wijze aan te brengen kunnen de uiteindelijke vervormingen t.g.v. het aanvullen acceptabel zijn.

Een andere manier is z.g. seriebouw, dit houdt in de ontlastplaat om en om (t.o.v. de h.o.h. afstand van de palen) gestort zal worden, de damwand is dan niet langer vrij.

Voordat er aangevuld kan worden moet er achter de oude kering een stuk ontgraven worden, tevens moet een stuk van de oude damwand weggebrand worden. Het storten van de ontlastplaat over de spleet kan met een soort steiger gedaan worden (3), de bekisting gaat dan niet verloren en kan gemakkelijk aan het harmonica profiel van de damwand aangepast worden. Aan de andere zijde moeten de palen aangebracht worden, de koppen gesneld alsook een werkvloer. Dit i.v.m. de activiteiten die over dit stuk plaats moeten vinden om bij de spleet te kunnen komen. Ook kan de vloer mits goed afgewerkt dienst doen als verloren bekisting voor de ontlastplaat. Dan kan er eindelijk gestort worden.

Het tijdstip van opvullen van de spleet hangt af van de verhardingstijd en de snelheid waarmee het bovenstaande proces voortschrijdt . Het opvullen gebeurt vanaf de zijkanten , het laatste stuk onder de plaat kan door special daarvoor aangebrachte uitsparingen gebeuren .

De "tussenruimte" wordt over de volle lengte voorzien van bijv. een werkvloer en dan kan de andere helft van de kering gestort worden .

Daarna volgen nog de afwerking van de rand , de aanaarding tot het oorspronkelijke maaiveld en het aanbrengen van het bovenstuk , de basisconstructie is dan echter klaar .

Aandachtspunten voor het definitieve ontwerp

- (1) : De relatie tussen grondwaterstanden en buitenwaterstand.
Dit is voor de constructie als geheel van belang ,
lage waterstanden veroorzaken grote momenten in het
grondkerend element , hoge waterstanden kunnen opwaart-
se drukken op de ontlastplaat veroorzaken .

- (2) : De ondersteuningsconstructies
Het aantonen dat de damwand de benodigde kracht kan
leveren om als ondersteuning dienst te kunnen doen .
De berekening van de palenfundering .

- (3) : De stabiliteit van de constructie als geheel .

- (4) : De integratie van het bovenstuk.
Het wegneembaar bovenstuk kan eigenlijk niet los ge -
zien worden van de rest en er later a.h.w. bijgeplakt
worden . Door de keuze van de opbouw kunnen belasting-
en plaatselijk en dus geconcentreerd afgedragen wor-
den , dit in tegenstelling tot de "gespreide" aanname.

- (5) : De uitvoering als rekenfase .

Globaal ontwerp bovenstuk

Inleiding

Nadat de basisconstructies in principe zijn bepaald zal nu het wegneembaar bovenstuk van de kering ontworpen worden . Met wegneembaar wordt hier vooral de kerende hoogte bedoeld . Uit het programma van eisen blijkt dat de kerende hoogte van de kering rond de Koopmanshaven in de zomer NAP + 5.00 en in de winter NAP + 6.95 moet bedragen . Er is dus gekozen voor een basisconstructie tot + 5.00 terwijl er in de winter 1.95 m bij geplaatst moet kunnen worden . Deze extra verhoging van 1.95 m wordt hier als standonafhankelijk opgegeven . De golfoverslagberekeningen , waaruit deze gegevens zijn afgeleid , zijn gemaakt voor een heel speciaal type overlaat (van boven vierkant afgewerkt) , gegevens over andere type's zijn niet bekend . Vandaar dat bij de vaststelling van de kerende hoogte rekening is gehouden met grotere onzekerheden , om o.a. dit soort problemen te ondervangen . Wil men er echter toch iets aan doen dan kan bijv. de hellende wand aan de waterkant ruwer gemaakt worden .

De belastingen op het bovenstuk vallen in twee groepen uiteen . Deze zijn , de belastingen tijdens ontwerpstormvloed en de dagelijkse belastingen , d.w.z. als het bovenstuk op zijn plaats staat . Bij de eerste groep zitten hoofdzakelijk alle belastingen t.g.v. golfaanval . Bij de tweede groep zijn de belastingen erg laag , het bovenstuk ligt ver boven de gewone dagelijkse invloedssfeer van getij en golven , de enige belasting die meer of minder permanent aanwezig is , is de windbelasting . Ook de richting van deze windbelasting hoeft niet overeen te komen met de richting van de golfbelasting , een feit is dat deze belasting voor deze afmetingen erg klein is .

De tweede groep zal bij de globale berekening verwaarloosd worden , aangezien het te ^{ver}voert om in dit stadium al rekening te houden met vermoeding , indien dit een rol zou spelen . Ook het feit dat de richting anders kan zijn is geen motivatie daar deze krachten erg klein zijn tov de krachten waarop ge - dimensioneerd moet worden .

Ook de krachten uit de ontwerpstormvloed zullen niet allen

meegenomen worden . Zo zullen in eerste instantie golfklappen buiten beschouwing blijven , wel zal er af en toe bij de verschillende constructieve uitwerkingen een opmerking gemaakt worden over de gevoeligheid van het desbetreffende alternatief voor golfklappen .

Het statisch aannemen van de belastingen wordt in eerste instantie alleen gedaan om een idee te krijgen van de benodigde afmetingen van de verschillende onderdelen , dan pas kan een dynamische berekening uitgevoerd worden daar afmetingen , massa , etc. bekend zijn .

Allereerst zal getracht worden om een aantal alternatieven op te stellen en vervolgens globaal uit te werken . Dan worden de alternatieven a.d.v. vantevoren opgestelde toetsingscriteria gewogen , waarna een keuze gemaakt wordt .

Dan pas kan er sprake zijn van een compleet alternatief voor de kademuren rond de Koopmanshaven .

Opstellen van alternatieven

Voor het opstellen van de verschillende alternatieven zal gebruik gemaakt worden van een ontwerpboom . Hiertoe moet eerst een P.F.B. opgesteld worden en luidt in dit geval :

Een kering ontwerpen die in staat is om de uit de belasting voortvloeiende krachten naar de ondersteuning af te voeren

Het volgend te beschouwen aspect is de "plaatsvastheid" van de kering , d.w.z. is de kering altijd aanwezig maar niet altijd op volledige kerende hoogte of wordt de kering van elders aangevoerd en op zijn plaats gezet .

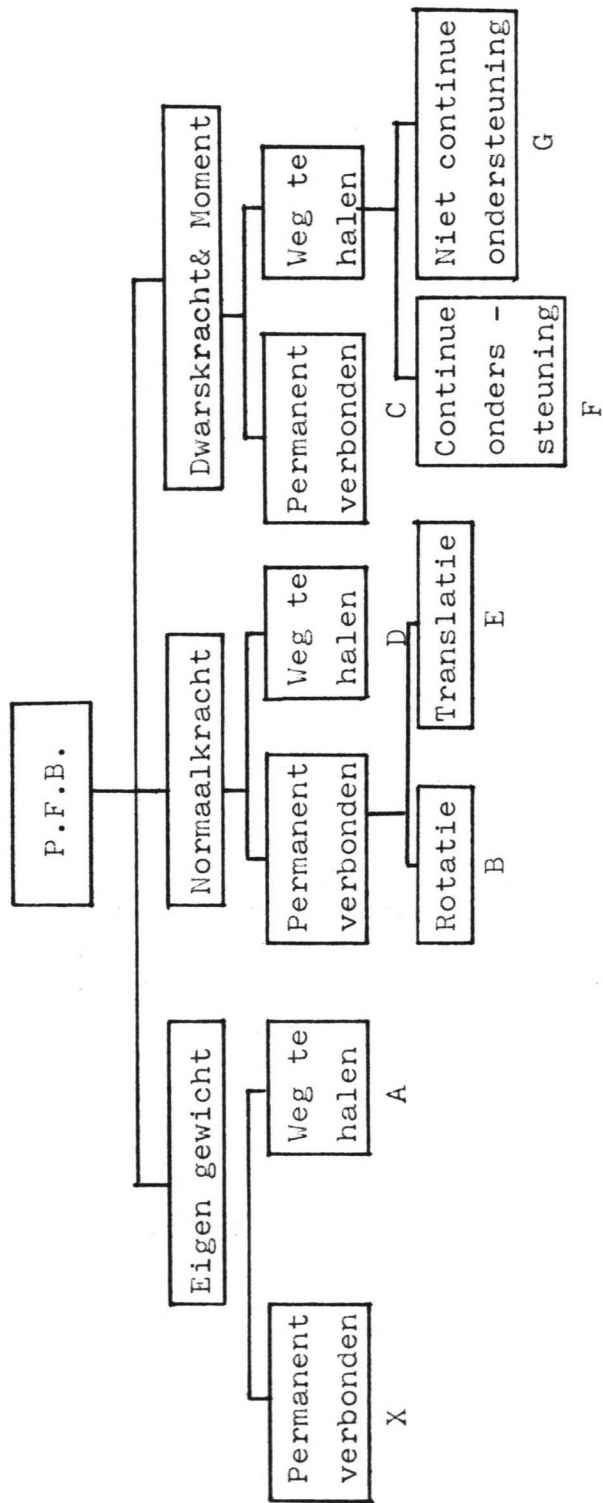
Ook kan de krachtsoverdracht bekeken worden , ontleent de kering zijn stabiliteit aan het (grote) eigengewicht of vindt er naast een normaalkracht overdracht ook momenten afdracht plaats .

Eén en ander wordt op de volgende bladzijde schematisch weer gegeven .

Ad ontwerpboom

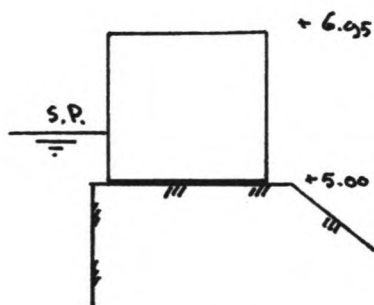
Alternatief X :

Een kering die zijn stabiliteit aan zijn groot eigen gewicht ontleent , daarbij in de zomer periode weggehaald moet worden maar vast verbonden blijft met de draagconstructie is niet makkelijk te realiseren . Vandaar dat hier verder geen aandacht aan deze tak besteed wordt .



Ontwerpboom wegneembaar bovenstuk

Alternatief A



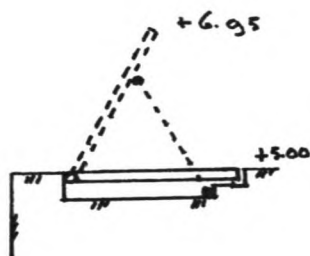
Deze constructie wordt belast door water - drukken en golfkrachten , de stabiliteit wordt verzorgd door het grote eigengewicht. M.B.t. deze constructie zijn er een aantal problemen van praktische aard . Doordat de bovenkant van de kering weggehaald moet kunnen worden kan dit niet als één groot , zwaar geheel uitgevoerd worden , dit zal dus in een aantal eenheden uitgevoerd moeten worden . Een eenheid moet ook weer niet te zwaar wezen zodat speciaal materieel nodig is bij het weghalen of plaatsen . Ook de afmetingen moeten beperkt blijven , dit i.v.m. met het opslaan van de eenheden en de afmetingen van de draagconstructie .

De elementen kunnen ook als z.g. "container"- elementen uitgevoerd worden , dit houdt dan in dat het grote element hol van binnen is , als dit eenmaal op zijn plaats staat wordt het gevuld door bijv. losse , zware elementjes zodat het vereiste gewicht gehaald wordt . De vulling kan ook d.m.v. zand en zelfs water gebeuren , een nadeel is dat naarmate het volumegewicht van het vulmateriaal kleiner is , de container afmetingen toe moeten nemen .

Alternatief B

Dit type alternatief (er zijn meerdere constructieve uitwerkingen) is altijd verbonden met de draagconstructie echter niet buigstijf .

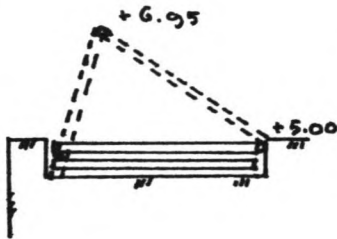
B1



Bij dit "rotatie" alternatief wordt het waterkerend element gevormd door een soort klep - constructie die onder een bepaalde hoek wordt opgezet om het water te kunnen keren . Hoe deze kering wordt opgezet kan hier nog niet

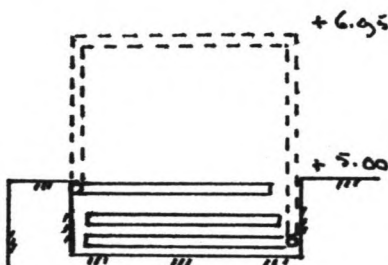
beantwoord worden , dit kan door uitwendige werktuigen dan wel door een eigen aandrijfsysteem gebeuren .

B2



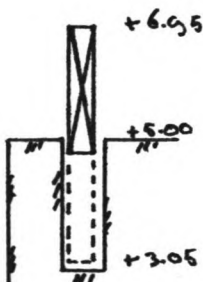
Bij dit "rotatie" alternatief is het draaipunt meer naar achteren gelegen . Bij het hier geschetste alternatief is het plaatsvast maken van het linker steunpunt een probleem .

B3



Bij dit alternatief wordt om de zoveel meter een soort van buigstijf frame opgezet , een probleem hierbij is de mate van inklemming in de hoekpunten van de "inhang" ligger en de montage wijzen , vooral in slechte atmosferische condities .

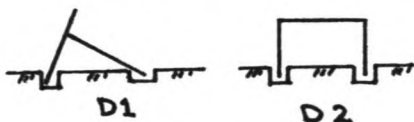
Alternatief C



Bij dit alternatief wordt de kering d.m.v. een verticale translatie aangebracht . Het kerend element wordt vanuit een soort kelder opgehesen en op de plaats gebracht . Ook hier zal niet verder ingegaan worden op de wijze waarop de kering op zijn plaats gezet wordt . Bij dit alternatief moet , evenals voor alle anderen , de totale lengte van de kering in een aantal stukken worden opgedeeld .

Alternatief D

Bij dit alternatief moet de kering geheel weggenomen en t.z.t. weer geplaatst worden . Hiervoor worden de alternatieven B1



en B3 gebruikt , zij het nu dat het bovenstuk buigstijf met elkaar verbonden is .

De putjes (tekening) zijn alleen getekend

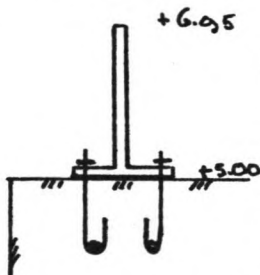
om duidelijk te maken dat het bovenstuk daar ter plaatse opgelegd moet worden . Het probleem met D1 en D2 is de afmeting van zo'n element , alsook de opslag hiervan .

Alternatief E

Bij dit alternatief wordt geëist dat het bovenstuk permanent verbonden is met de draagconstructie terwijl de plaatsing d.m.v. translatie(s) moet gebeuren , de krachtsoverdracht geschiedt via normaalkrachten . Dit kan gerealiseerd worden met een type constructie als bij B maar moet echter d.m.v. een translatie aangebracht worden . Omdat de krachtsoverdracht via normaalkrachten moet gebeuren is een oplossing als bij C niet mogelijk (dit is tot op zekere hoogte een buigstijve verbinding) .

Dit alternatief wordt daarom als niet makkelijk realiseerbaar beschouwd en verder niet uitgewerkt .

Alternatief F



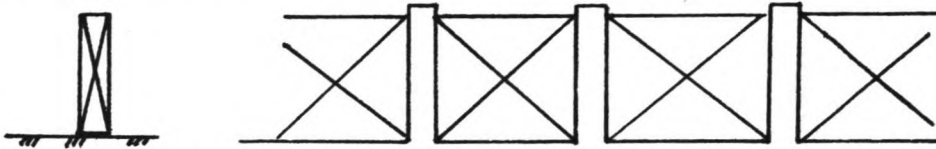
Bij de hiernaast geschetste oplossing zijn de aspecten buigstijve verbinding , continue op - legging en de mogelijkheid om de kering weg te halen verenigd .

Het probleem bij dit alternatief is de verbinding van het bovenstuk met de draagconstructie , een oplossing bijv. is om bij het storten van de draagconstructie een aantal ankers te plaatsen . Later kan het bovenstuk dan d.m.v. deze ankers vastgemaakt worden , dit kan echter problemen op leveren tijdens de montage .

Alternatief G

Ook dit alternatief moet de belasting uit het waterkerend element d.m.v. buigstijve verbindingen overgedragen worden, dit moet verenigd worden met een discontinue ondersteuning en het wegneembaar zijn van de kering.

Dit kan bijv. op onderstaande wijze gerealiseerd worden.

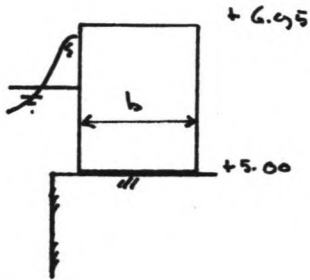


Bij dit alternatief is de grootte van elk element van belang. Deze bepaalt hoe groot de krachten op elk element zullen zijn en is verder van belang om te weten hoe groot de kracht zal zijn die via de draagconstructie overgedragen moet worden. Bij de berekening van de draagconstructie is deze kracht en uiteraard moment, gespreid aangenomen, dit is echter niet meer het geval.

Een ander belangrijk aspect van de afmeting van een element is de handelbaarheid hiervan. Het bovenstuk (dus de afzonderlijke elementen) moeten m.b.v. een extern hefwerktuig aangebracht worden. Bij de permanente plaatsing in het begin van de winterperiode is ^{dit} geen probleem. Het is alleen in de zomer problematisch als alle elementen zijn weggehaald en in een kort tijdsbestek geplaatst moeten worden omdat er hevige stormen verwacht worden. De atmosferische toestand is dan verre van ideaal te noemen terwijl de elementen geplaatst móeten worden. Dan is het erg belangrijk dat zo'n element goed ⁱⁿ bedwang gehouden kan worden en daarvoor zijn de afmetingen en het gewicht van belang.

Globale berekening van de alternatieven

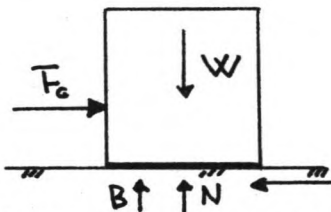
Alternatief A



Bij de dimensionering van dit alternatief zijn twee criteria van belang, te weten: het schuifcriterium waarmee het horizontale evenwicht bepaald wordt en de eis dat de resulterende kracht van belasting en eigen gewicht binnen de kern moet vallen zodat het gehele grondvlak meedoet.

In dit rijtje horen ook de golfklappen en een verticale wand is er gevoelig voor, maar zullen in eerste instantie buiten beschouwing blijven.

(1) : Schuifcriterium



$$F_g = F \sin(\omega t)$$

F: dynamische golfkracht amplitude

Uit het verticale evenwicht volgt:

$$N = W - B$$

B: opdrijvende kracht

W: gewicht bovenstuk

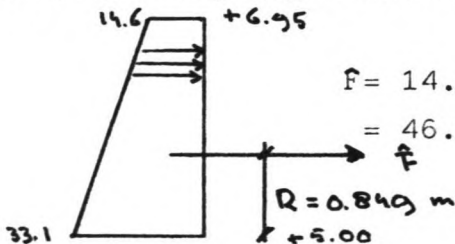
Uit het horizontale krachtenevenwicht volgt:

$$F_g - F_f = 0$$

Ff: maximaal te leveren wrijvingskracht ($F_f = f \cdot N$)

Fg is maximaal als $(\omega t) = \pi / 2$

F wordt uit de golfkrachten figuur bepaald (zie blz.) bij een overschrijdingskracht per golf van 10^{-4} .



$$F = 14.6 \cdot 1.95 + \frac{1}{2}(33.1 - 14.6) \cdot 1.95 = 46.5 \text{ kN/m'}$$

$$N = W - B = F/f$$

Als laatste moet B nog bepaald worden. De opdrijvende kracht wordt veroorzaakt doordat een spleet tussen bovenstuk en draagconstructie volmet water komt, dit kan tegengegaan wor -

den met een afsluitingsconstructie , maar het is erg moeilijk om over de gehele breedte waterdicht te zijn . Vandaar dat hier de opdrijvende kracht als volgt ingevoerd zal worden :

$$B = (b \cdot X \cdot 33.1) \quad \text{met } 0 = X = 1$$

X is dan een fractie van de breedte b die in verbinding met het buitenwater staat .

Uitgaande van een uniform volumegewicht wordt W :

$$W = 1.95 \cdot b \cdot \gamma$$

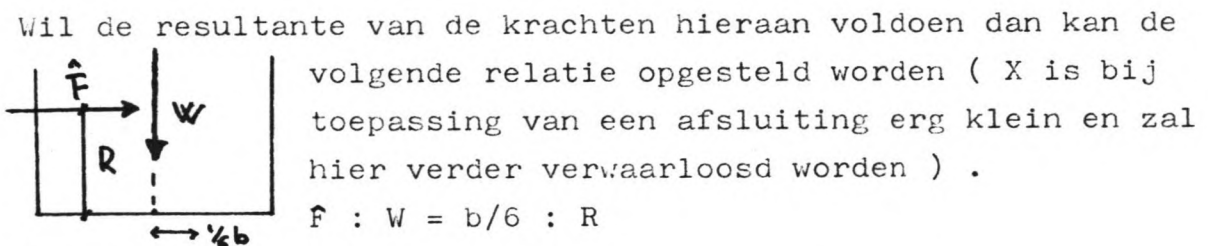
Zodat voor het volumegewicht gevonden wordt :

$$\gamma \geq (33.1/1.95)X + F / (1.95 \cdot b \cdot f) \quad [1]$$

Het volumegewicht is dan een functie van o.a. de breedte . De enige echte onbekende is f (wrijvingscoëfficiënt) , maar kan d.m.v. een soort tand constructie opgevoerd worden .



(2) : Resultante binnen de kern



Wil de resultante van de krachten hieraan voldoen dan kan de volgende relatie opgesteld worden (X is bij toepassing van een afsluiting erg klein en zal hier verder verwaarloosd worden) .

$$F : W = b/6 : R$$

Hieruit volgt :

$$F \cdot R = b/6 \cdot W = 1.95 \cdot b^2 \cdot \gamma / 6$$

en dus voor de breedte :

$$b \geq \frac{(6 \cdot F \cdot R)}{(1.95 \cdot \gamma)}^{\frac{1}{2}} \quad [2]$$

Met behulp van [1] en [2] kunnen nu minimum maten voor de breedte en een minimum volumegewicht bepaald worden .

A.d.h. van een tweetal getallenvoorbeelden zal getracht worden om de invloed van de wrijvingscoëfficiënt, die tot op zekere hoogte onbekend is, weer te geven.

Voorbeeld 1 :

$\hat{F} = 46.5 \text{ kN/m'}$, $R = 0.849 \text{ m}$, $X = 0$, $f = 0.5$
oplossing : $b \geq 1.04 \text{ m}$ en $\gamma \geq 112 \text{ kN/m}^3$

Voorbeeld 2 :

$\hat{F} = 46.5 \text{ kN/m'}$, $R = 0.849 \text{ m}$, $X = 0$, $f = 0.9$
oplossing : $b \geq 1.87 \text{ m}$ en $\gamma \geq 34.7 \text{ kN/m}^3$

Bovenstaande getallen zijn alle ondergrenzen, een andere invalshoek is om uitgaande van een gegeven breedte een volumegewicht te bepalen.

Voorbeeld 3 :

$b = 2.5 \text{ m}$, $\hat{F} = 46.5$, $R = 0.849$, $X = 0.1$, $f = 0.5$
uit (1) volgt : $\gamma \geq 20.8 \text{ kN/m}^3$
uit (2) volgt : $b \geq 2.42 \text{ m}$
De gevonden oplossing voldoet .

Voorbeeld 4 :

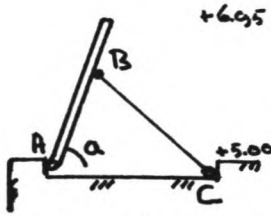
$b = 2.5 \text{ m}$, $\hat{F} = 46.5$, $R = 0.849$, $X = 0.1$, $f = 0.9$
uit (1) volgt : $\gamma \geq 12.3 \text{ kN/m}^3$
uit (2) volgt : $b \geq 3.14 \text{ m}$
De gevonden oplossing voldoet niet

Het blijkt dus dat een beperkte breedte gepaard gaat met een groot volumegewicht en omgekeerd .

Om toch gewone materialen te kunnen gebruiken zou voor dit alternatief voorbeeld 3 redelijk kunnen zijn .

Een beperkte breedte, 2.5 m, en een volumegewicht dat met beton ruimschoots overschreden wordt, terwijl nu niet te ingewikkelde constructieve oplossingen nodig zijn om de gestelde wrijvingscoëfficiënt te halen .

Alternatief B1



Het hiernaast geschetste alternatief is slechts één oplossing uit velen . Het enige vast - staande feit is dat in punt A de kering scharnierend aan de onderbouw is verbonden . Punt B en hoek a zijn vrij te kiezen mits de bovenkant van de kering op minstens NAP + 6.95 ligt .

In het nuvolgende zullen slechts een viertal hoeken bekeken worden (1: 2, 1:1 , 2:1 , 90°) en een drietal plaatsen voor punt B (op de rand , op 1/4 L , op ½L) . Indien de noodzaak zou bestaan om meer punten of hoeken te bepalen dan zal dit achteraf gedaan worden . Voor de ligging van punt C wordt eveneens een aanname gedaan , dit punt ligt rechts van A en zodanig dat de verbindingslijnen van BC en AB loodrecht op elkaar staan .

Voor de berekeningen wordt telken alles per m' kering bepaald , ondanks het feit dat de kering opgedeeld wordt in elementen met een eindige lengte . Verder wordt voor de berekeningen gesteld dat de ondersteuningsconstructie t.p.v. B over de volle lengte van de kering aanwezig is en daarbij ook nog oneindig stijf .

Als belastingsgevallen komen in aanmerking :

- (1) : Stormvloedpeil met buistooteffect en een golfhoogte - overschrijdingskans van 10^{-4} per golf . Voor de bepaling van deze golfbelasting wordt verwezen naar dit aparte stuk (zie blz. 8) .
- (2) : Stormvloedpeil met buistooteffect als S.W.-nivo (NAP + 5.70)

Nu moet ook nog de lengte van de kering bepaald worden :

a	L (m)
1:2	4.36
1:1	2.76
2:1	2.18
90°	1.95

Berekeningswijze

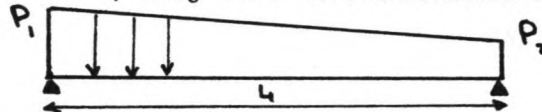
De vier hoeken gecombineerd met de drie plaatsen voor het oplegpunt geven per belastingsgeval 12 verschillende alternatieven die doorgerekend moeten worden .

De uiteindelijke interesse gaat uit naar het maximale optredend moment , hiertoe moeten eerst de oplegreacties en de dwarskrachten bepaald worden .

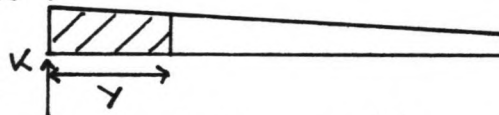
De oplegreacties zullen telkens vooraf , bij de tekeningen , genoemd worden en worden hier verder met K aangeduid.

Op de nuvolgende werkwijze is slechts de oplegreactie loodrecht op het plaatvlak , bij het onderscharnier van belang .

De belastingen :



Dwarskracht nulpunt :



Bepaling nulpunt :

$$K = P_1 \cdot Y - \frac{1}{2} \cdot (P_1 - P_2) / L \cdot Y^2$$

$$K = 33.1 \cdot Y - \frac{1}{2}(18.5/L) \cdot Y^2$$

$$Y = \frac{-33.1 + \left((33.1)^2 - 4 \cdot k \cdot \frac{1}{2}(18.5/L) \right)^{\frac{1}{2}}}{2 \cdot \frac{1}{2}(18.5/L)}$$

Dit punt is van belang bij het bepalen van het maximale buigend moment daar t.p.v. Y geldt $Q = 0$ en dus $M(Y) = M_{\max}$

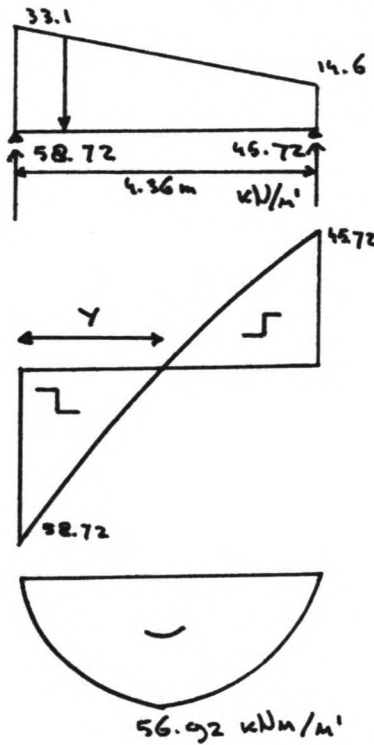
Bepaling M_{\max} :

$$M_{\max} = K \cdot Y - \frac{1}{2}(18.5/L)Y^2 \cdot \frac{2}{3}Y - \left(33.1 - (18.5/L)Y \right) \cdot Y / 2$$

Nu zal per alternatief - type (dus 4 verschillende alternatieven bij één positie van het bovenoplegpunt) éénmaal de dwarskrachten - en momentenlijn getekend worden .

De resterende 3 alternatieven hebben gelijkvormige lijnen met uiteraard de voor die situatie geldende waarden .

(1) : B op de rand , hoek 1:2 , belastingsgeval (1)



Als $Q = 0$ dan geldt :

$$58.72 = 33.1Y - \frac{1}{2}(18.5/L)Y^2$$

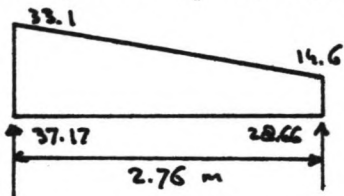
en dus

$$Y = 2.041 \text{ m}$$

en het maximale veld moment

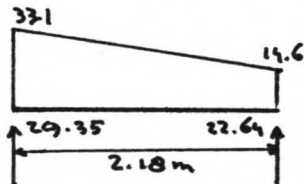
$$M_{\max} = 56.92 \text{ kNm/m'}$$

(2) : B op de rand , hoek 1:1 , belastingsgeval (1)



$$Q = 0 \text{ als } Y = 1.292 \text{ m en } M_{\max} = 22.81 \text{ kNm/m'}$$

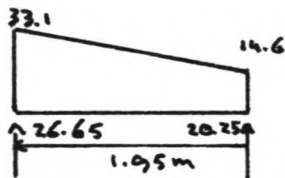
(3) : B op de rand , hoek 2:1 , belastingsgeval (1)



$$Q = 0 \text{ als } Y = 1.020 \text{ m en}$$

$$M_{\max} = 14.22 \text{ kNm/m'}$$

(4) : B op de rand , hoek 90° , belastingsgeval (1)



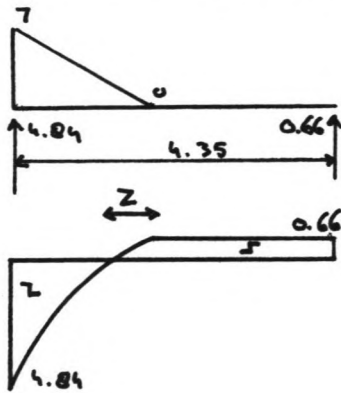
Nu kan BC niet meer loodrecht staan op AB , de enige consequentie van het schuinzetten van BC (geldt trouwens voor alle alternatieven) is dat er normaal krachten in AB op zullen treden ,

de grootte hiervan hangt af van de helling van BC

$$Q = 0 \text{ als } Y = 0.929 \text{ m en}$$

$$M_{\max} = 11.74 \text{ kNm/m'}$$

(5) : B op de rand , hoek 1:2 , belastingsgeval (2)



Hier wordt een afwijkende berekeningswijze toegepast .

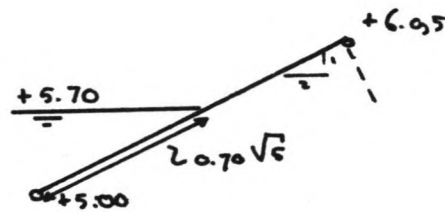
$$Q = 0 \text{ als } 0.66 = \frac{1}{2}(7/1.57) \cdot Z^2$$

$$Z = 0.544 \text{ m}$$

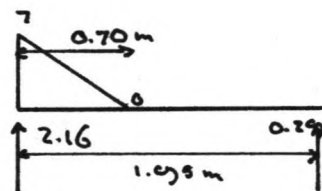
en dus het maximale moment :

$$M_{\max} = 0.66(4.35 - 1.57 + Z) - \frac{1}{2}(7/1.57)Z^3 / 3$$

$$= 2.1 \text{ kNm/m'}$$



(6) : B op de rand , hoek 90° , belastingsgeval (2)



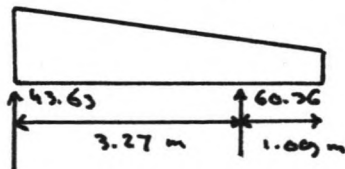
Op dezelfde manier : $Q = 0$ als $Z = 0.214 \text{ m}$

$$M_{\max} = 0.29(1.95 - 0.7 + Z) - \frac{1}{2}(7/0.7) Z^3 / 3$$

$$= 0.4 \text{ kNm/m'}$$

Gezien de zeer kleine buigende momenten , tov de voorgaande , zullen voortaan de alternatieven voor belastingsgeval (2) niet meer berekend worden .

(7) : B op L/4 , hoek 1:2 , belastingsgeval (1)



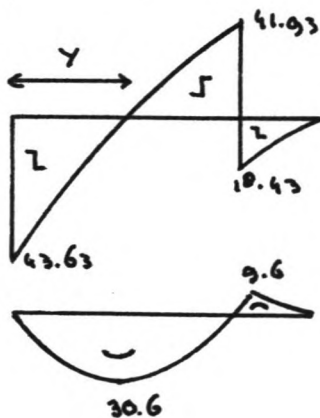
$Q = 0$ als $Y = 1.454 \text{ m}$

$$M_{\max, \text{veld}} = 30.62 \text{ kNm/m'}$$

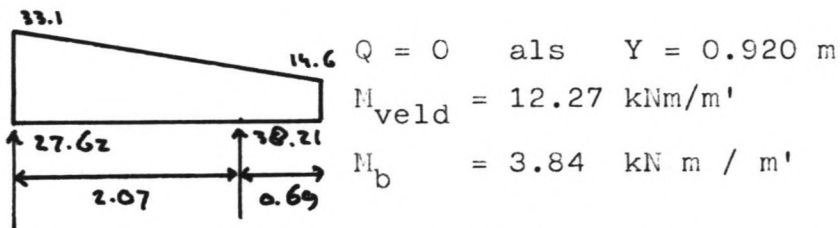
Nu moet naast het maximale veld moment ook nog het steunpuntsmoment bij B bepaald worden .

$$M_b = 14.6(L/4)^2/2 + \frac{1}{2}(18.5/4)(L/4)^2/3$$

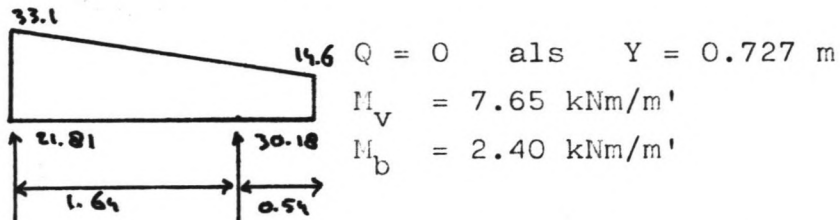
$$= 9.59 \text{ kNm/m'}$$



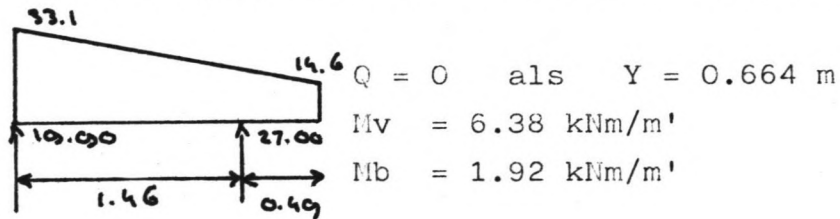
(8) : B op L/4 , hoek 1:1 , belastingsgeval (1)



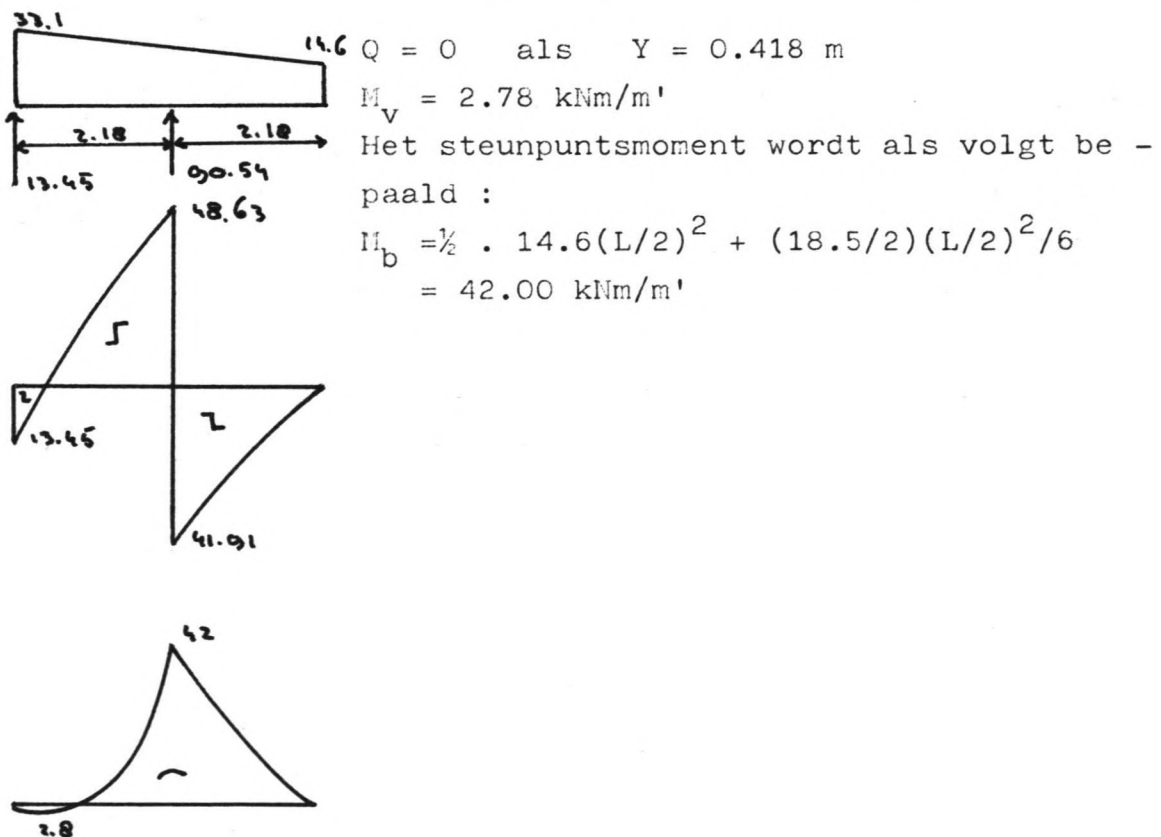
(9) : B op L/4 , hoek 2:1 , belastingsgeval (1)



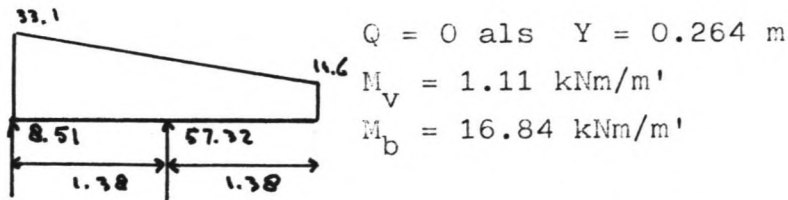
(10) : B op L/4 , hoek 90° , belastingsgeval (1)



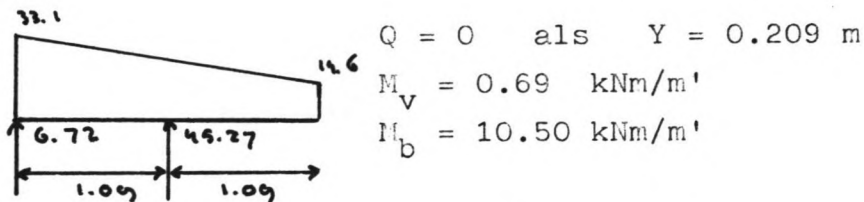
(11) : B op L/2 , hoek 1:2 , belastingsgeval (1)



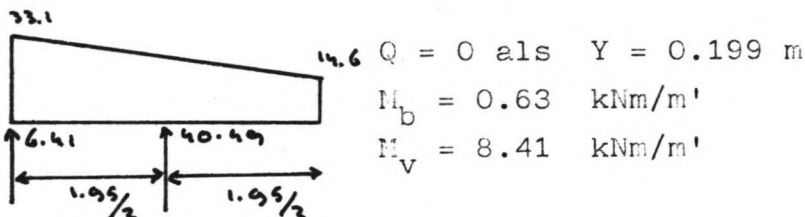
(12) : B op L/2 , hoek 1:1 , belastingsgeval (1)



(13) : B op L/2 , hoek 2:1 , belastingsgeval (1)



(14) : B op L/2 , hoek 90° , belastingsgeval (1)



Conclusies

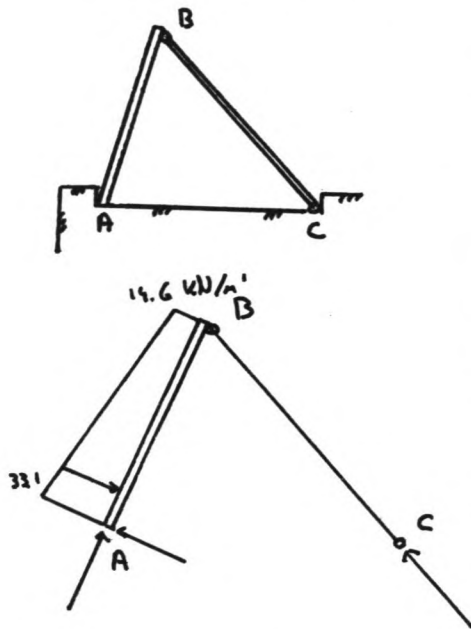
- Naarmate de kering meer rechtop wordt gezet neemt het maximale moment , waar dan ook , af .
- Bij B op L/4 treedt Mmax in het veld op , als B op L/2 ligt treedt Mmax op t.p.v. B en is dan iets groter dan Mmax bij L/4 . Hieruit kan geconcludeerd worden dat het steunpunt tussen L/4 en L/2 geplaatst moet worden .
- M.b.t. de golfklappen kan gezegd worden dat constructies met een hoek van ongeveer 60° hiervoor het gunstigst zijn . Bij een rechtopstaande wand zijn de golfklappen groter en bij een hoek van ongeveer 30° stort het water zich a.h.w. op de constructie .

Overzicht alternatieven B1

Alternatief	M_{veld}	$M_{\text{steunpunt}}$
1	56.92	---
2	22.81	---
3	14.22	---
4	11.74	---
5	2.10	---
6	0.40	---
7	30.62	9.59
8	12.27	3.84
9	7.65	2.40
10	6.38	1.92
11	2.78	42.00
12	1.11	16.84
13	0.69	10.50
14	0.63	8.41

*
Alle momenten in kNm/m'

Alternatief B2



Deze kering is d.m.v. punt C permanent verbonden met de draagconstructie . Zoals al eerder is vermeld is het plaatsvast maken van punt A een probleem , t.p.v. A moeten naast verticale ook horizontale krachten geleverd kunnen worden , ook moet de waterafdichting bekeken worden . Dit punt kan bijv. gerealiseerd worden door het aan de constructie vast te maken nadat het op zijn plaats is gezet .

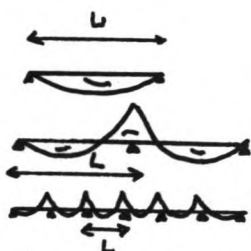
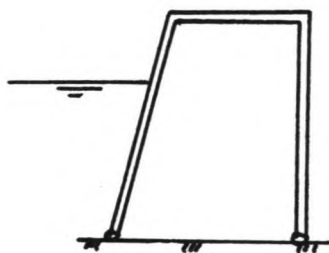
Berekening :

Dit alternatief vertoont grote gelijkenis met het voorafgaande alternatief B1 . BC is een pendelstaaf en dus is er geen dwarskracht in BC , alleen normaalkracht waarmee het verband tussen de horizontale en verticale krachten bij C bepaald is . Dit in tegenstelling tot B1 waar bij de meeste alternatieven BC loodrecht op AB stond en was de normaalkracht in BC direct bepaald . Voor de grootte en de plaats van het maximale moment heeft dit echter geen invloed , zodat voor de bepaling hiervan naar B1 verwezen kan worden (de alternatieven 1 t/m 6 waar punt B op de rand ligt) .

Conclusies

- Het schuiner zetten van de kering werkt gunstig m.b.t. het maximale buigend moment
- Als BC niet loodrecht op AB staat , dan leidt dit tot grotere krachten in BC en het optreden van normaalkrachten in AB .
- Zie B1 i.v.m. de golfklappen .
- De afdichting en plaatsvastheid van de kering bij A moet aandachtig bekeken worden .

Alternatief B3

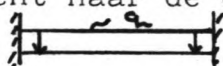


Bij alternatief B3 wordt de ondersteuningsconstructie van het waterkerend element gevormd door een vlak raamwerk .

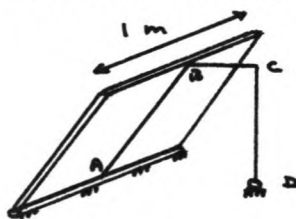
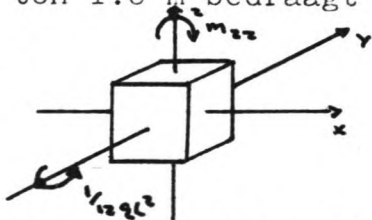
De constructie die hiermee gevormd wordt is echter ruimtelijk , zodat ook de richting loodrecht op de vlakke constructie van belang is .

Verder is het aantal elementen waaruit de kering is opgebouwd van belang . Zijn dit 1 vrij veel elementen dan ziet een dwars - doorsnede er als (1) of (2) uit . Is zo'n element vrij groot dan gaat het meer de

kant van (3) uit . De h.o.h. afstand van de "spanten" is het product van vele factoren . Allereerst het materiaalverbruik , de wijze van opzetten en de voegafdichting tussen twee elementen . Hier zal in eerste instantie uitgegaan worden van een ligger over vele steunpunten (ruimtelijk gezien dus vele spanten) en daaruit wordt een middenveld uitgekozen . Hier door is de belastingsafdracht naar de ondersteuning links en rechts even groot ($\frac{1}{2}qL$) en zijn er geen wringende momenten over de hoogte . Het moment t.p.v. het spant wordt dan $\frac{1}{12} q L^2$.



Nu zal eerst gedaan worden alsof de h.o.h. afstand van de spanten 1.0 m bedraagt .



Het spant wordt dan op de bovenstaande wijze geschematiseerd waarbij AB onder een hoek α (1:2 , 1:1 , 2:1 , 90°) gezet zal worden . DC is 1.95 m lang en BC moet dan AB en DC aan elkaar koppelen , met als eis dat $AB \leq AD$ moet zijn , dit om de kering in een inkassing te kunnen laten zakken als deze in de zomer weggehaald wordt .

Het aanbrengen van het spant kan op een aantal manieren gebeuren . In het voorgaande is een oplossing geschetst waarbij AB deel uitmaakt van de waterkerende plaat , BC en DC zijn dan losse onderdelen en worden later met elkaar verbonden om zo het buigstijve frame te vormen .

Een andere manier is ook denkbaar , als nu het frame één geheel is en d.m.v. een rotatie om een as loodrecht op de as van de kering opgezet wordt , dan hoeft alleen de plaat aan het frame bevestigd te worden om de kering te vormen .

a	AB (m)	BC (m)
1:2	4.36	0.46
1:1	2.76	0.81
2:1	2.18	1.21
90°	1.95	1.95

Conclusies (zie hiervoor de berekeningen op de volgende blz.)

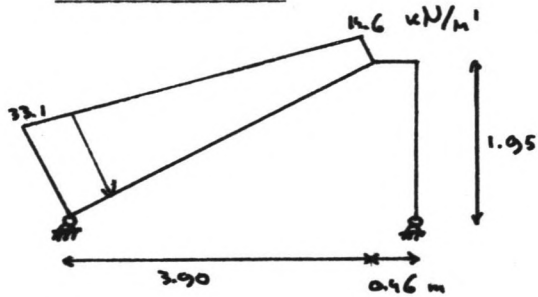
Onder de vele gedane aannamen kan het volgende gesteld worden:

- Uit de vier onderzochte alternatieven komt de kering met een hoek van 2:1 als gunstigste tevoorschijn ,terwijl de aanname EI is overal gelijk toevallig goed uitkomt .
- M.b.t. golfklappen kan gesteld worden dat ook dit alternatief hier gevoelig voor is en dat een hoek van ongeveer 60° het gunstigst is

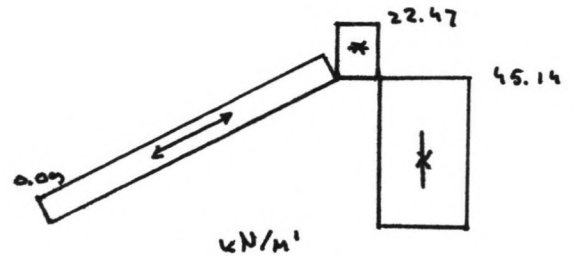
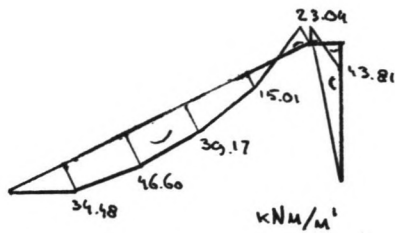
M.b.t. dit type alternatief (vlak raamwerk ter ondersteuning van het waterkerend element) is zeer beperkt naar het grote aantal varianten gekeken . Het gunstigste alternatief , B33 , moet , indien dit gekozen wordt als beste van alle zeker nog verder geoptimaliseerd worden .

Hier was het misschien misplaatst om in te gaan op de grootte van de elementen , dit moet echter wel uitgezocht worden voordat het gekozen alternatief definitief wordt gedimensioneerd . De uitdrukking per m' (van de kering) kan tot foutieve aannamen in de belastingen , zowel op het bovenstuk als op de draagconstructie , leiden .

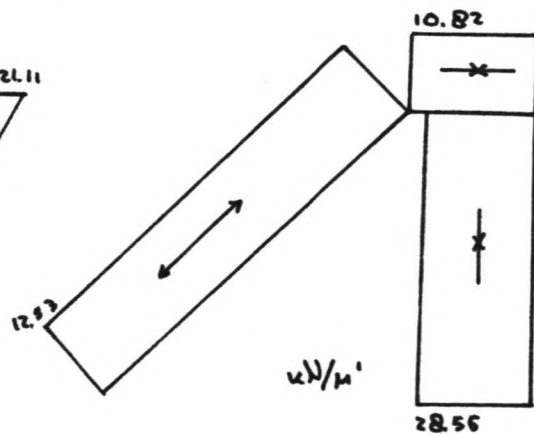
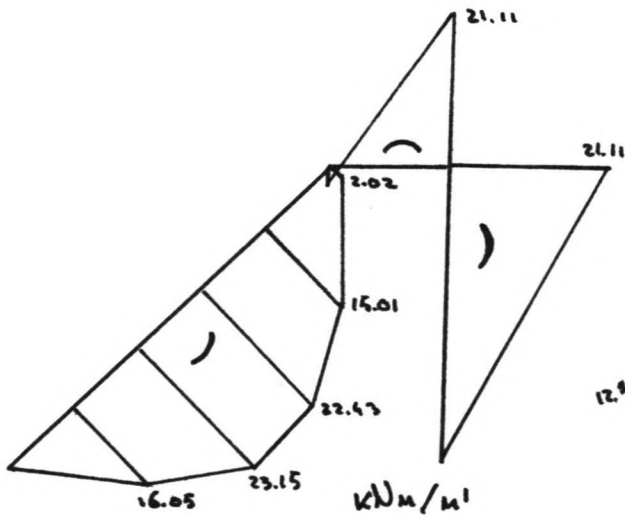
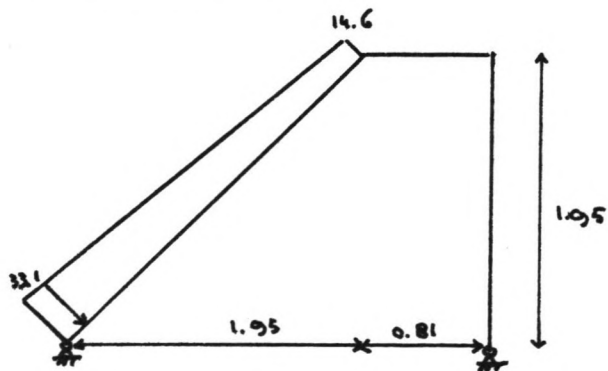
1 -hoek 1:2



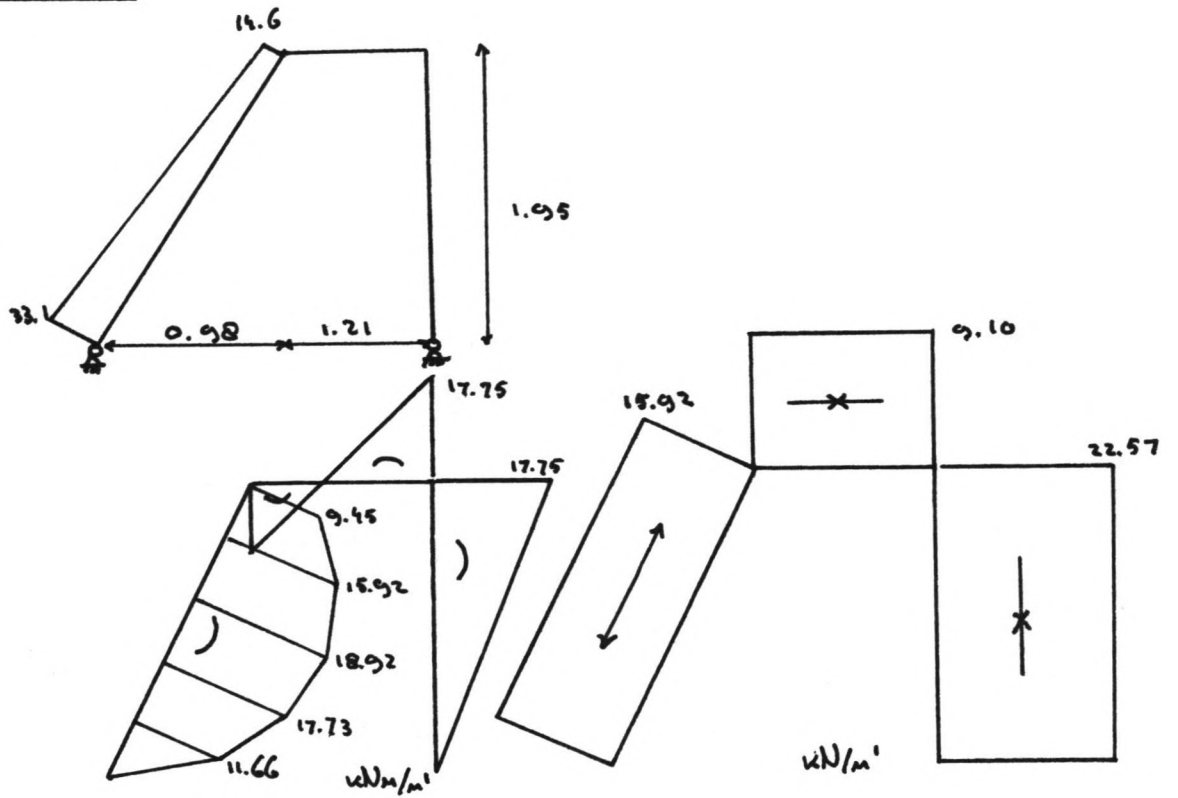
q : zie golfbelasting
 L : h.o.h. (de belasting op een spant is $q(z) \cdot L$)
 EI: constant over het frame



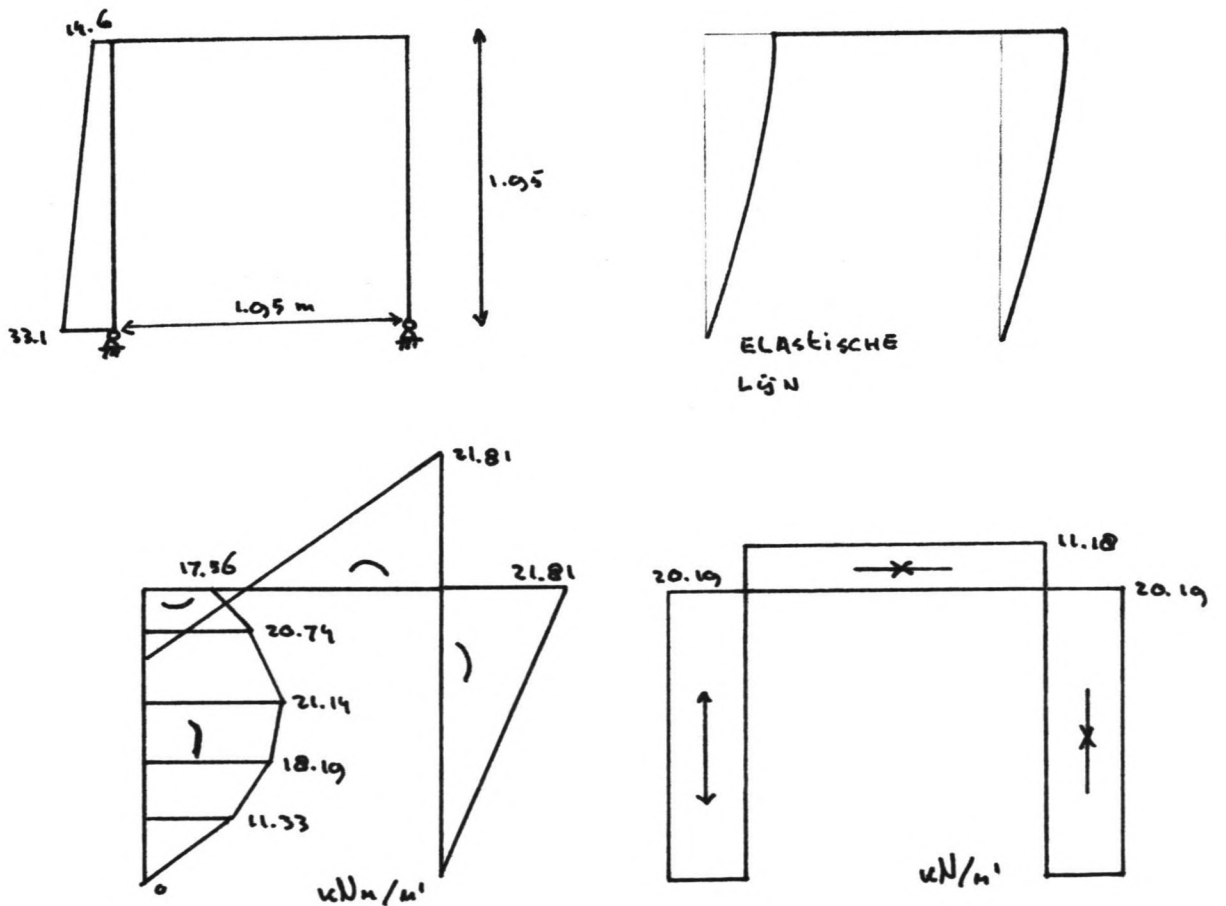
2 - hoek 1 : 1



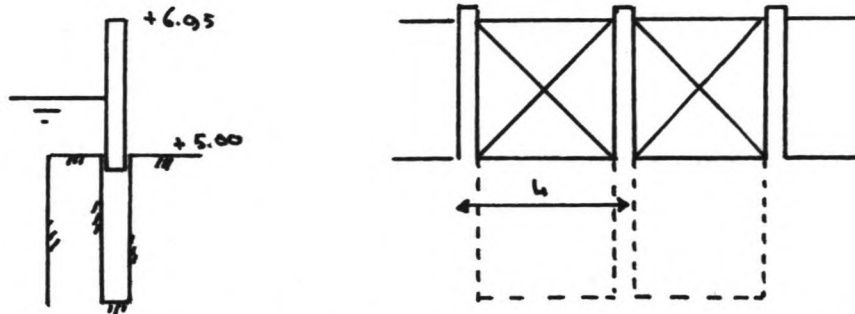
3 hoek 2:1



4 hoek 90°



Alternatief C



Ook bij dit alternatief is het erg belangrijk om iets over de elementgrootte L te kunnen zeggen en niet alleen i.v.m. het aantal . Hier spelen afwegingen m.b.t. de hijsinstallaties t.o.v. de afmetingen van het waterkerend element . Als L toe - neemt moet zo'n element zwaarder uitgevoerd worden terwijl nu het aantal elementen afneemt wat directe invloed heeft op hijs - en geleidings installaties .

De berekening van zo'n element is betrekkelijk eenvoudig (als dynamische invloeden en golfklappen even worden verwaarloosd) . Het hangt helemaal af van de stijfheid van de geleidingscon - structie of een element ondersteund wordt langs de verticale randen of hier nog een zekere mate van inklemming aan kan ont - lenen . De momenten zullen dus tussen $1/8$ (veld) en $1/12 q L^2$ (rand) liggen terwijl rekening moet worden gehouden dat q over de hoogte varieert .

Een nadeel bij dit alternatief is de vrij diepe "kelder" om de elementen in onder te brengen gedurende de zomer periode , de bovenkant van de kelder vloer komt op NAP + 3.00 . Dit is een verschil in hoogte van 2 m met de bovenkant van de basis - constructie , wat nogal consequenties heeft voor de uitvoe - ring . Ook de afdichting kan een kostbare aangelegenheid zijn . Een voordeel bij dit alternatief is de beperkte breedte van de kering .

Voor de bepaling van de belasting t.g.v. golven wordt naar het stuk "golfbelasting" verwezen bij een overschrijdingskans m.b.t. de golfhoogte van 10^{-4} per golf .

Bij wijze van getallenvoorbeeld zullen twee gevallen bekeken worden , een element grootte van 2 m en één van 3 m .

Berekening

Er wordt verondersteld dat de elementen als ware op twee steunpunten zijn opgelegd, eventuele inklemningsmomenten worden verwaarloosd. Verder wordt naar de maximale belasting gekeken bij de berekening van een element.

$$q = 33.1 \text{ kN/m}^2 \quad \text{en} \quad M_{\max} = 1/8 q L^2$$

$$L = 2 \text{ m} \quad M_{\max} = 16.55 \text{ kNm/m'}$$

$$L = 3 \text{ m} \quad M_{\max} = 37.24 \text{ kNm/m'}$$

Stel voor de eenvoud dat de kering zou bestaan uit opeengestapelde I liggers, dan moet er toegepast worden:

IPE 160 (Fe 360), bij $L = 2 \text{ m}$

Ipe 220 (Fe 360), bij $L = 3 \text{ m}$

En in het geval van een betonnen element ($w = 0.7\%$):

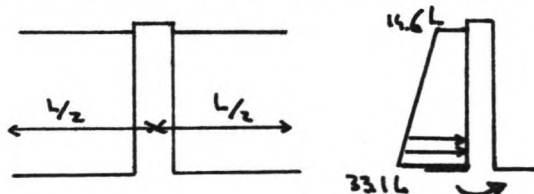
Een hoogte v.d. plaat van 110 mm, bij $L = 2 \text{ m}$

Een hoogte v.d. plaat van 160 mm, bij $L = 3 \text{ m}$

Stijl

De belasting hierop bedraagt $q \cdot L$ waarbij q over de hoogte varieert:

$$M_{\max} = 14.6 \cdot L \cdot 1.95^2 / 2 + \frac{1}{2} \cdot 18.5 \cdot L \cdot 1.95^2 / 3$$



$$L = 2 \text{ m} \quad , \quad M_{\max} = 78,96 \text{ kNm}$$

$$L = 3 \text{ m} \quad , \quad M_{\max} = 118.44 \text{ kNm}$$

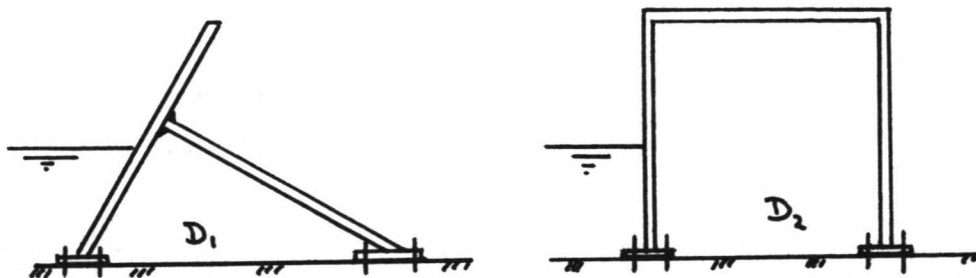
Stel dat voor deze stijlen I - profielen worden toegepast:

$$L = 2 \text{ m} \quad , \quad \text{IPE 300}$$

$$L = 3 \text{ m} \quad , \quad \text{IPE 360}$$

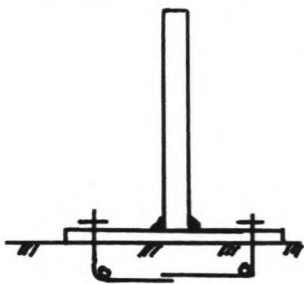
Gezien de vele mogelijkheden die zich bij het bouwen in beton voordoen en het globale karakter van deze berekeningen zal voor de stijl geen beton variant bepaald worden.

Alternatief D



Voor de berekening van D_1 en D_2 wordt verwezen naar B1 resp. B3 . Het verschil tussen de D en B alternatieven is gelegen in de al dan niet permanente verbinding met de draagconstructie . Bij de D alternatieven wordt de kering niet weggeklaapt of weggedraaid maar weggehaald . Dit houdt in dat t.p.v. de oplegpunten extra voorzieningen getroffen moeten worden . Ook hier is het belangrijk om de lengte van een element te weten , niet alleen voor de dimensionering en afdichting tussen de elementen onderling alsook om het gewicht per element te weten . Dit is van belang omdat de kering hier m.b.v. een extern hefwerktuig op zijn plaats gezet moet worden .

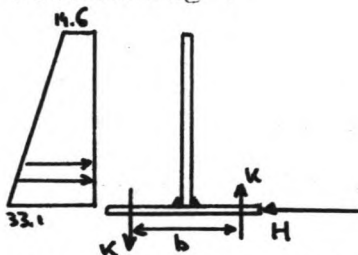
Alternatief F



Bij dit alternatief is gekozen voor een kering die de belasting d.m.v. d warskrachten en momenten naar de draagconstructie afvoert , dit moet continu over de lengte van de kering gebeuren . Een bijkomende eis is dat de kering in de zomer volledig weggenomen kan worden .

Voor de berekening van dit alternatief is het niet van belang om te weten hoe groot de verschillende elementen zijn , de berekening kan doordat de kering continu verbonden is per m' gedaan worden .

Berekening :



$$M = 14.6 \cdot 1.95^2 / 2 + \frac{1}{2} \cdot 18.5 \cdot 1.95^2 / 3$$

$$= 39.48 \text{ kNm/m'}$$

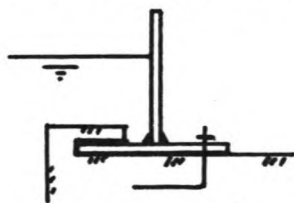
$$H = 14.6 \cdot 1.95 + \frac{1}{2} \cdot 18.5 \cdot 1.95$$

$$= 46.51 \text{ kN/m'}$$

$$K = M / b \quad \text{kN/m'}$$

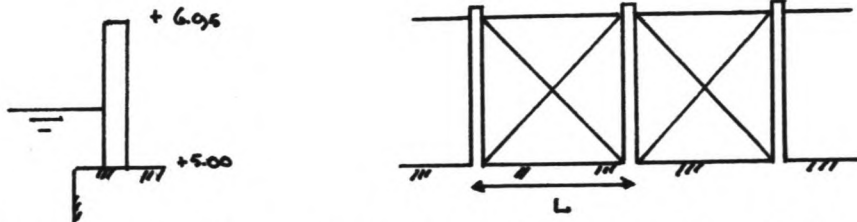
Dit is zeer globaal een berekeningswijze voor dit specifieke geval . Bij dit alternatief is er vanuitgegaan dat de "continue" ondersteuning gevormd wordt door het waterkerend element m.b.v. bouten aan de draagconstructie te bevestigen .

Hoe deze bouten aangebracht worden kan ook nog verschillen maar het zal voor welke oplossing dan ook een feit blijven dat de plaatsing problematisch zal gebeuren . Deze moet namelijk en secuur en waarschijnlijk onder slechte atmosferische condities gebeuren . Hier komt nog het probleem bij van de benodigde ruimte om de verbindingmiddelen aan de zee - zijde aan te brengen.



Het hiernaast geschetste alternatief komt aan deze laatste bezwaren tegemoet , maar nu wordt hierdoor de draagconstructie extra belast en moet de plaatsing voorzichtig gebeuren om de rand niet te beschadigen . Ook de speling moet i.v.m. de aard van de belasting zo klein mogelijk zijn , wat natuurlijk weer consequenties heeft voor de plaatsing .

Alternatief G



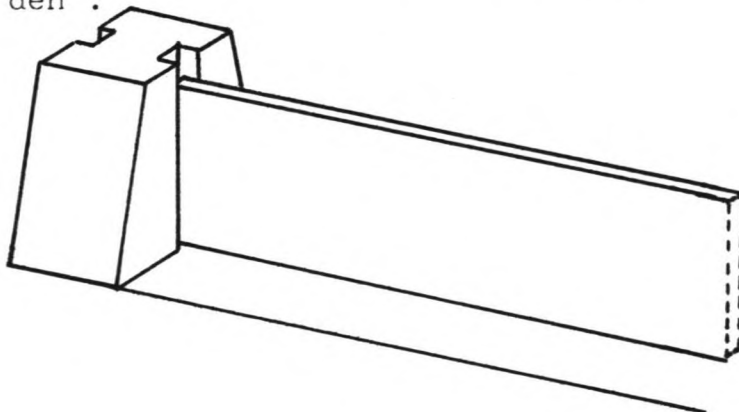
Dit alternatief is qua werking gelijk aan C . Het waterkerend element draagt de belastingen af naar de opleggingen (rand). Ook hier geldt dat naarmate de geleidingsconstructie en de aansluiting waterkering - geleiding stijver is, de plaat aan de randen een zekere graad van inklemming heeft . Ook bij dit alternatief is de grootte ervan van belang (de krachten op de stijl zijn lineair in L , de momenten in de plaat zelfs kwadratisch) . Het voordeel van dit alternatief is dat nu geen diepe kelders nodig zijn om de kering in onder te brengen , ook de afdichting kan nu eenvoudig gebeuren .

De mogelijkheid om in de kering een hijswerktuig aan te brengen bestaat nu niet meer . De kering wordt met een extern hijswerktuig aangebracht , het is dus ook hier van belang dat de elementen niet groot zijn .

Voor de berekening wordt naar alternatief C verwezen .

Nu volgen nog een aantal detail schetsen en met name de schetsen voor de stijl zijn belangrijk . Indien de elementen niet extreem klein zijn bestaat de mogelijkheid om de stijlen in de zomer periode te laten staan en zouden dus in dit geval gelijk met de basisconstructie gestort kunnen worden .

Eist men echter dat de gehele kering weggehaald moet worden dan moet naar een andere oplossing voor de stijl gezocht worden .



Permanente stijl met
wegneembare schuif

De grootte van een element

De waterkering rond de Koopmanshaven heeft niet het gehele jaar door dezelfde kerende hoogte . In de zomer wordt uit een maatschappelijk oogpunt de kerende hoogte gereduceerd . Hierdoor kan de kering niet als één geheel uitgevoerd worden , een deel moet namelijk weggehaald kunnen worden . Aangezien de lengte van de kering ter plaatse aanzienlijk is kan ook dit wegneembaar deel niet in één stuk worden uitgevoerd.

De kering zal dan in elementen opgedeeld moeten worden . De grootte van zo'n element is weer een probleem op zich . Met de grootte wordt hier bedoeld de lengte van een element in de richting van de lengte as van de kering .

De andere afmetingen worden door externe invloeden bepaald . De kerende hoogte volgt uit de golfoverslag eis ; dikte , materialen , profielen , etc. volgen uit de belastingen . Hoewel deze lengte misschien niet bij alle alternatieven is vermeld als een belangrijke factor is dit het geval , met uitzondering van alternatief F die min of meer continu over de lengte is .

De lengte van een alternatief wordt gevonden door een kostenminimalisering . Er zijn globaal twee onderdelen , de kering en de voorzieningen die een gesloten kering mogelijk maken . De kering zelf is simpel te definiëren , naarmate de h.o.h. afstand van de oplegging in een element toeneemt moet de constructie op grotere krachten en momenten gedimensioneerd worden en als het element langer wordt zonder dat de h.o.h. afstand van de steunpunten toeneemt neemt het gewicht toe . Dus de kosten van het waterkerend element nemen toe met de lengte .

Hijs - en geleidings werktuigen en afsluitmiddelen worden tot op zekere hoogte gunstig beïnvloed . Een groter element houdt in dat er totaal minder elementen nodig zijn en dus zeker minder geleidingswerken . Wat de hijsinstallaties betreft kan gesteld worden dat deze nu zwaarder belast worden , maar er zijn wel minder nodig .

Ook zijn er sommige alternatieven die door een uitwendig hijswerktuig aangebracht moeten worden en later dus ook weggehaald.

Het ligt helemaal aan de capaciteit van het gebruikte materieel of de kosten toe - of af zullen nemen bij het gebruik van een groter element .

Een ander aspect is de veiligheid van het achterliggende gebied . Meer elementen betekent ook meer afdichtingen , die nooit voor 100 % waterdicht zullen zijn . Dit is echter bij een goede uitvoering niet van groot belang , zeker niet als dit wordt afgewogen t.o.v. het toelaatbaar overslagvolume . Wat veel belangrijker is , is de mogelijkheid dat er problemen optreden bij de plaatsing . Een element dat kapot is , een hefmechanisme dat weigert , etc. Deze verschijnselen hebben een grotere kans van optreden als het aantal elementen toeneemt . Ook moet rekening worden gehouden met de plaatsings - tijd van de totale kering . Dit is vooral in de zomer van belang , als de kering bij een stormwaarschuwing plotseling op zijn plaats gezet moet worden . Hieruit blijkt ook nog dat het afhankelijk zijn van een extern hefwerktuig de veiligheid niet bevordert . Een noodmaatregel kan zijn om een lichte noodkering vlak in de buurt op te slaan . Deze kan dan desnoods door een aantal mensen geplaatst worden .

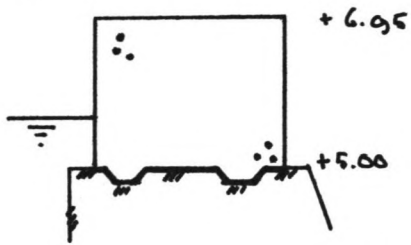
Uit dit gehele verhaal blijkt dat een keuze m.b.t. de lengte van een element pas in een verder gevorderd stadium dan dit globaal alternatief gedaan kan worden .

Indien het nodig mocht blijken te zijn voor een onderlinge afweging dan zal een lengte gekozen worden die dan volkomen willekeurig is en dus geen produkt van enige optimalisering .

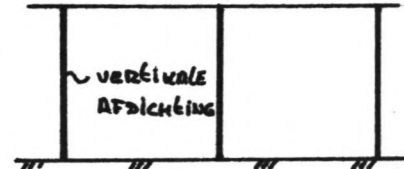
Overzicht alternatieven

In het nu volgende wordt een overzicht gegeven van alle alternatieven die in aanmerking komen. Tevens zal per alternatief ook aandacht besteed worden aan details zoals afdichting, plaatsing, onderlinge samenwerking etc.

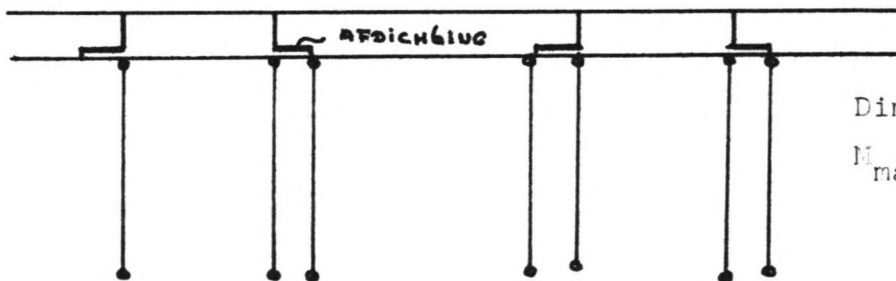
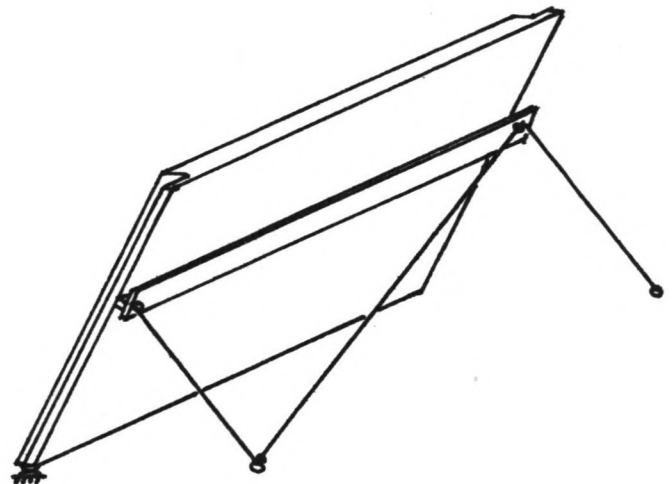
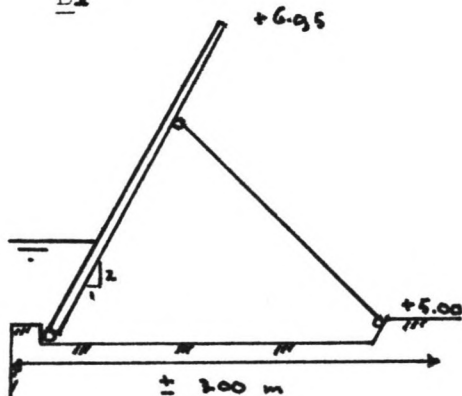
A



toegepast = $24 \text{ kN/m}^3, \text{m}'$



B1

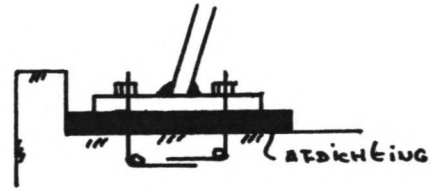
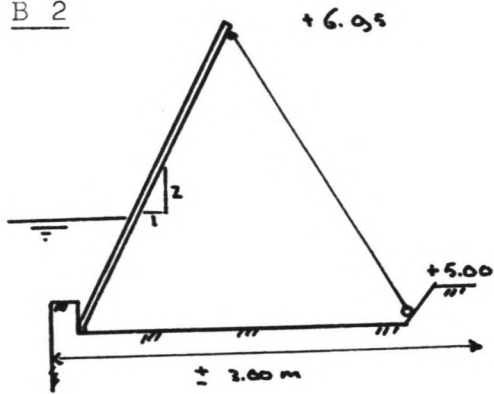


Dimensioneren op :

$M_{\text{max}} = 10 \text{ kNm/m}'$

Bovenaanzicht

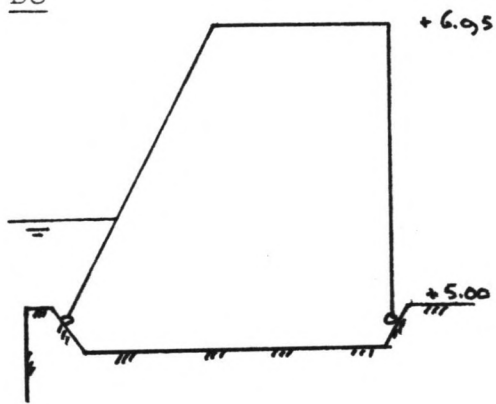
B 2



Dimensioneren op :

$$M_{\max} = 14 \text{ kNm/m'}$$

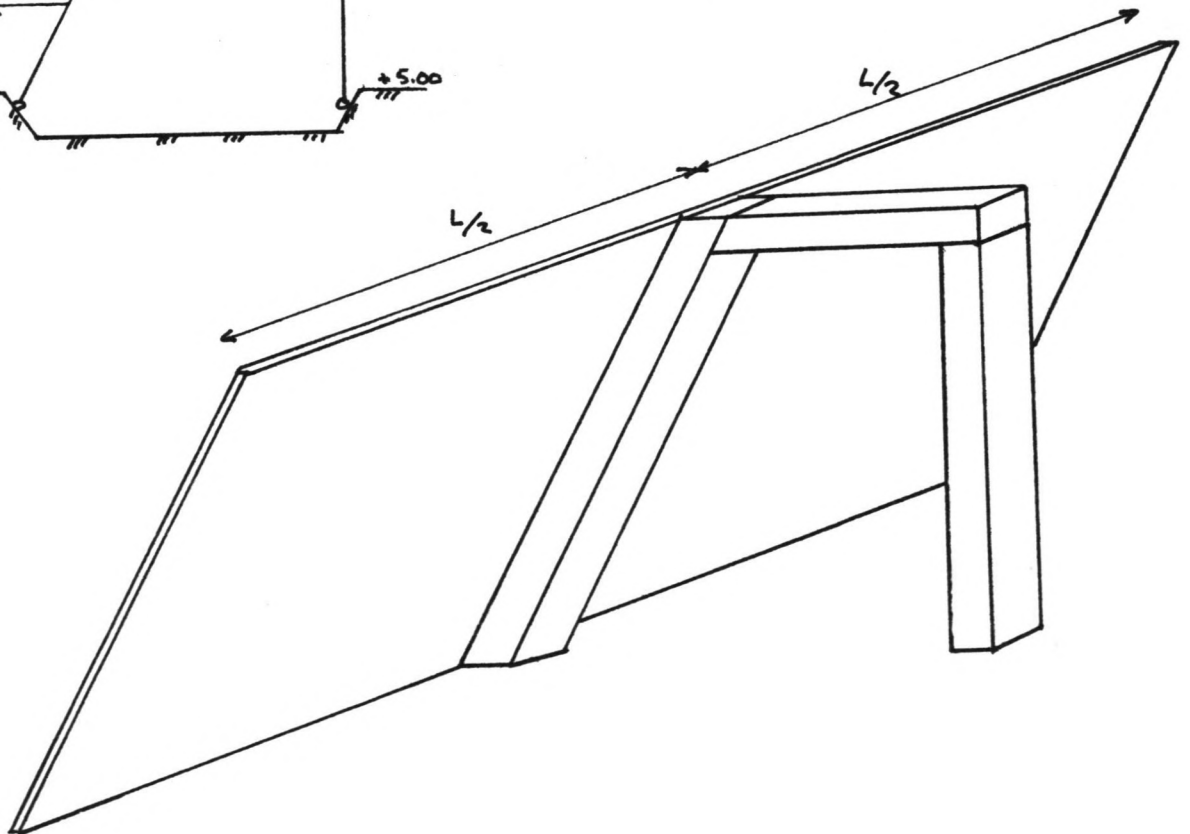
B3



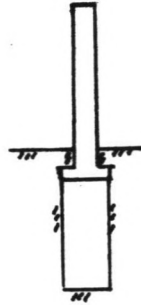
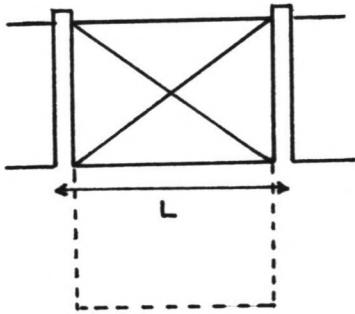
Dimensioneren op :

$$M_{\max} = 19 \text{ kNm/m'}$$

(spanten h.o.h. 1 m)



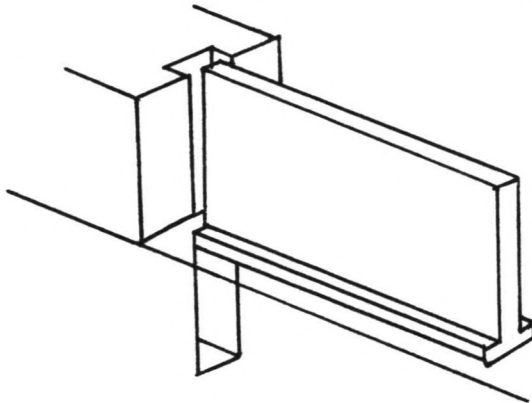
C



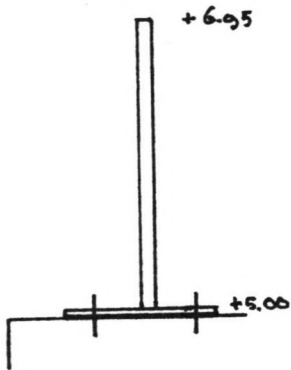
Bij $L = 2 \text{ m}$, dimensioneren op :

$M_{\text{plaat}} = 17 \text{ kNm}$

$M_{\text{stijl}} = 79 \text{ kNm}$

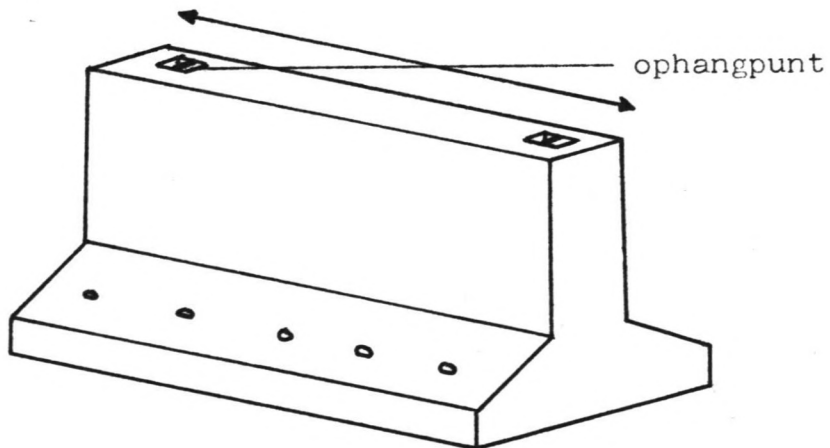


F

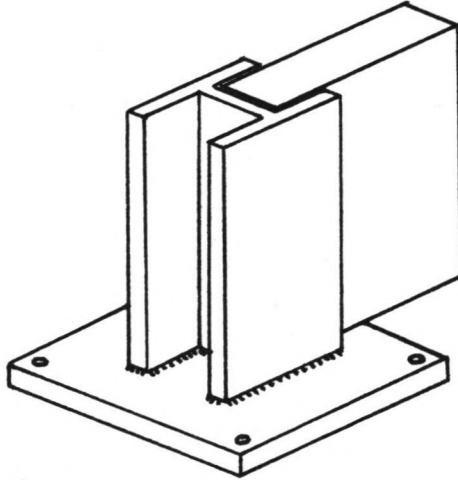
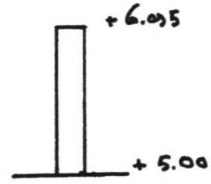
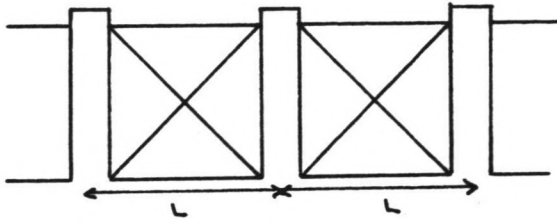


Dimensioneren op :

$M_{\text{voet}} = 40 \text{ kNm/m'}$



B1



Dimensioneren op :

Bij $L = 2\text{m}$

$M_{\text{plaat}} = 17 \text{ kNm}$

$M_{\text{stijl}} = 79 \text{ kNm}$

Wegneembare
stijl

D1 : Zie B1 met als enig verschil dat de kering nu aan de onderbouw verbonden moet worden

D2 : Zie B3 , ook hier moet de kering aan de onderbouw verbonden worden

Keuze bovenstuk

In principe zouden uit de volgende afweging drie type oplossings - alternatieven gekozen moeten worden , te weten : één "gewichts"alternatief , één "normaalkracht"alternatief en één "buigstijf"alternatief . Wat het gewichts alternatief betreft kan gesteld worden dat dit geen reële oplossing is , een kering die per m' uit 5 m³ beton bestaat is geen beste oplossing . De twee resterende type's bestaan uit een aantal varianten die dan onderling afgewogen moeten worden .

Normaalkracht - alternatieven

Voor de afweging van de alternatieven onderling zullen een aantal toetsingscriteria opgesteld worden , die kort toege - licht zullen worden en waarna hierop aansluitend de alternatieven getoetst worden .

(1) : Belasting

Dit criterium is van belang omdat de afmetingen hiervan afhangen (de alternatieven worden d.m.v. hun kode aangeduid , zie samenvatting) .

Als gunstigste alternatieven worden B1 en D1 genoemd gevolgd door B2 . Bij al deze alternatieven hoeft voorlopig nog geen rekening te worden gehouden met de lengte - richting , dit hangt helemaal van de uitvoeringswijze af en kan hier ook voor alle gelijk gesteld worden . De alternatieven B3 en D3 zijn t.o.v dit criterium het slechtst , niet alleen worden ze zwaarder belast maar de belastingen hangen in hoge mate af van de h.o.h. afstand van de spanten .

(2) : Het opzetten van de kering

Dit criterium bestaat uit een aantal deel - criteria , die later samengevoegd worden . Er moet gekeken worden of het mogelijk is om een hef - werktuig (of vijzels , etc.) in de kering zelf aan te brengen , hierdoor is de kering onafhankelijk van externe omstandigheden , verder moet er ook gekeken worden naar het montage proces of dit al dan niet simpel kan gebeuren .

Alternatief B1 komt als gunstigste tevoorschijn , er kan een soort van vijzel aangebracht worden , maar kan eveneens extern op zijn plaats gehesen worden . Het montage proces kan simpel zijn bij toepassing van een vijzel (als de kering op zijn plaats staat hoeft er in principe niets meer te gebeuren) , en ook als de kering op zijn plaats wordt gezet door een extern hefwerktuig kan het aanbrengen van de staaf makkelijk gebeuren. Dit zou zelfs zo uitgevoerd kunnen worden dat de pendelstaaf permanent met de kering verbonden is en dat deze tijdens het hijsen naar zijn plaats toe glijdt , de staaf moet dan alleen maar vergrendeld te worden .

Daarna komt alternatief B2 , dit kan eventueel voorzien worden van een hefwerktuig , het probleem hier ligt eigenlijk bij de montage , in het bijzonder het plaatsvast maken (en tevens waterdicht) van het linkeroplegpunt .

De alternatieven B3 , D1 en D3 komen als minst gunstigst tevoorschijn . Een eigen aandrijfmiddel is niet erg zinvol (D1 en D3 worden als één geheel aangebracht , B3 heeft afhankelijk van de uitvoering of een frame en een plaat die gemonteerd moeten worden of een frame (compleet) en een plaat die beiden een andere rotatie - as hebben) . Ook het montage proces is ingewikkeld . Bij D1 en D3 wordt de constructie op zijn plaats gezet waarna de constructie met zijn oplegpunten verbonden moet worden , dit stelt hoge eisen aan de plaatsingsoperatie . Bij B3 is het monteren van het frame of het vastmaken van het frame aan de waterkerende plaat een probleem .

(3) : Het opslaan van de kering

Als de kering in de zomer wordt weggehaald is het belangrijk i.v.m. de veiligheid om te weten wat er met de kering gaat gebeuren en hoe snel deze weer opgezet kan worden .

De alternatieven B1 en B2 zijn in dit opzicht de gunstigste , de kering wordt in een inkassing ondergebracht en kan in het geval van een eigen vijzel snel opgezet worden . Alternatief B3 is wat minder snel wat het opzetten betreft omdat delen van de kering met elkaar verbonden moeten worden en omdat een eigen hefwerktuig niet mogelijk is , de kering is echter wel altijd aanwezig , zij het 's zomers in een inkassing .

De alternatieven D1 en D3 liggen elders opgeslagen zodat ze eerst aangevoerd moeten worden (waarschijnlijk niet eens van een dichtbij gelegen locatie) en vervolgens zorgvuldig geplaatst .

Keuze

Alternatief B1 wordt bij alle criteria als beste genoemd .
Bij geen van de anderen kan dit eveneens gezegd worden zodat de keuze simpelweg op B1 valt .

Buigstijf alternatief

(1) : Belastingen

Bij deze alternatieven is dit criterium nog niet zo simpel . Vanwege het waterkerende karakter van de kering is er een plaat als zodanig nodig . Nu hangt het af in welke richting de belasting afvloeit . Bij alternatief F is dit niet zo moeilijk , per m' moet er aan de voet 40 kNm/m' opgenomen worden . Bij C en G kan de belasting op de plaat beduidend kleiner zijn , maar hangt sterk af van de h.o.h. afstand van de oplegpunten . Als deze 2 m bedraagt is het maximale moment in de plaat 17 kNm op de oplegpunten op hun beurt worden ook op een zeker moment belast , in deze situatie 79 kNm . Aangezien de plaat bij deze kering het essentiële onderdeel vormt kan gesteld worden dat t.a.v. de belastingen de alternatieven C en G het gunstigst zijn , mits de afmetingen beperkt blijven .

(2) : Afmetingen

De kering moet een kerende hoogte hebben van maximaal + 6.95 en minimaal + 5.00 . Bij alternatief C moet het 1.95 m hoge wegneembare bovenstuk in een 2 m diepe inkassing wegzakken , en dit over de volle lengte van de kering . Dit is ten opzichte van de andere alternatieven die weggehaald worden niet zo gunstig .

(3) : Montage van de kering

Bij dit criterium is alternatief C het gunstigst , het bovenstuk behoeft alleen maar uit de inkassing gehesen te worden en uiteraard vergrndeld om de kering op zijn plaats te houden . Daarna komt alternatief G . Een element wordt opgehesen en er wordt getracht om dit dan via de geleidingsconstructie op zijn plaats te laten schuiven , in extreme atmosferische omstandigheden zou zo'n element misschien teveel kunnen bewegen zodat het plaatsen moeilijker wordt . Alternatief F is nog ongunstiger door het ontbreken van geleidingsconstructies terwijl er hogere eisen aan de plaatsing worden gesteld i.v.m. de verbinding aan de onderbouw .

(4) : Voorzieningen

Ook dit criterium is niet zo gemakkelijk om af te wegen . Bij de alternatieven C en G kunnen hiervoor de geleidingsconstructies , tevens oplegranden , genoemd worden . Bij alternatief F moet de kering verder naar binnen geplaatst worden , dit i.v.m. het aanbrengen van de verbindingsmiddelen aan de zee zijde .

Ook kan er iets aan deze oplegging gedaan worden , bedacht moet worden dat extra voorzieningen bij F over de volledige lengte van de kering plaats moeten vinden , bij C en G is dit plaatselijk om een aantal meter .

Keuze

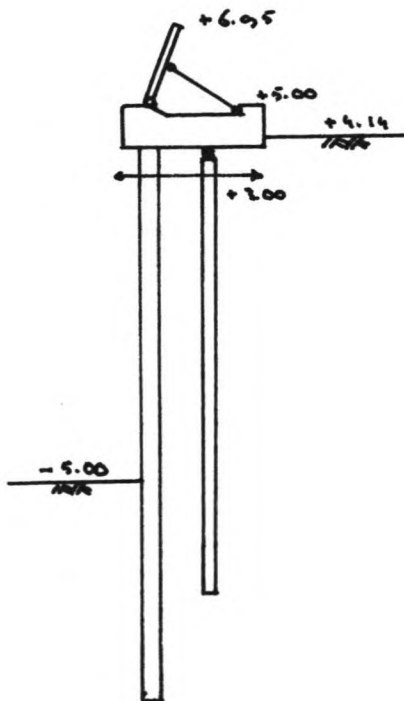
	(1)	(2)	(3)	(4)
C	+	0	+	+
F	0	+	-	0
G	+	+	0	+

Zoals al eerder gesteld is zal de keuze vallen op een alternatief die niet slecht is , voor welk criterium dan ook . De keuze valt hier op de alternatieven C en G .

Integratie

Uit het voorgaande toetsingsproces zijn een drietal alternatieven voor het bovenstuk van de kering gevonden . Deze alternatieven zijn geheel los van de onderbouw gekozen . Aangezien de onderbouw al in een ver gevorderd stadium bekend is , zal nu getracht worden om onder - en bovenbouw te integreren . Er zijn in principe 6 verschillende alternatieven voor de kademuren rond de Koopmanshaven (2 "onderbouw" en 3 "bovenbouw" alternatieven die gecombineerd worden) . Deze zullen allen kort beschreven worden , dit moet echter meer gezien worden als een exercitie dan een feitelijk alternatief voor de kering . Dit komt omdat er nog geen uitspraak is gedaan omtrent de te kiezen onderbouw . Het nuvolgende heeft dan in zoverre zin dat, hopelijk , de zwakke punten van een alternatief nader toegelicht kunnen worden .

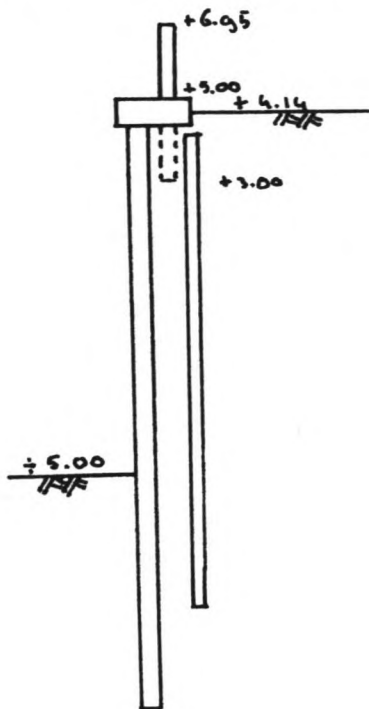
1 : Geïntegreerd alternatief met B1 bovenbouw



Het hiernaast geschetste geeft de situatie slechts weer als een algemeen beeld . Het blijkt echter duidelijk dat door de keuze van B1 de bovenbouw een aanzienlijke breedte zal hebben . Gezien de eisen m.b.t. de plaatsvastheid van de kering zal het rechteruiteinde van het bovenstuk apart gefundeerd moeten worden , daar het niet wenselijk is dat aan de oude kering nog een kerende functie wordt toegekend . Wordt dit alternatief bovendien nog uitgevoerd met een eigen hefwerktuig dan zullen extra voorzieningen hiervoor aangebracht moeten worden , wat kan leiden tot een nog grotere bovenbouw . Samenvattend kan gesteld

worden dat dit alternatief zonder bijkomende voorzieningen niet optimaal kan zijn , verder kan nog gezegd worden dat het toepassen van een eigen "aandrijving" niet goed mogelijk is .

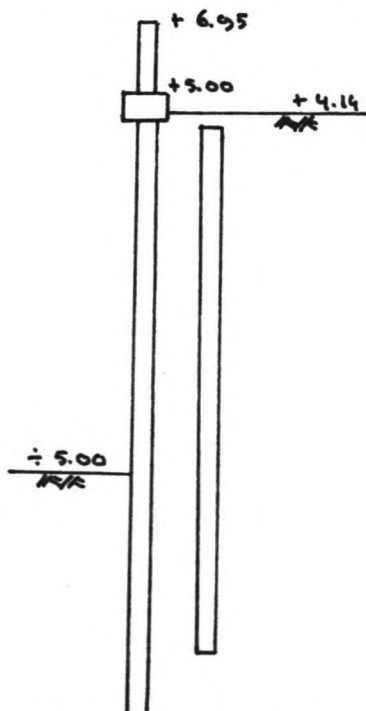
2 : Geïntegreerd alternatief met C bovenbouw



Hoewel op het eerste gezicht een beter alternatief dan het voorgaande zijn ook hier een aantal bezwaren te noemen . Het maken van een inkassing is niet eenvoudig en gezien de grote lengte een kostbare aangelegenheid . Daarnaast moeten er ook nog geleidingsconstructies in de inkassing gemaakt worden . Een ander aspect is dat als de kering om welke reden dan ook schuin gezet moet worden de breedte van de bovenbouw toeneemt . Dit kan problemen geven omdat dan niet verwacht mag worden dat de "slappe" wand deze extra belasting kan dragen . Een oplossing zou zijn om het bovenstuk apart te funderen .

Het toepassen van een eigen hefwerktuig maakt het geheel nog kostbaarder , zodat er hier van uit gegaan mag worden dat de kering met een extern hefwerktuig aangebracht zal worden .

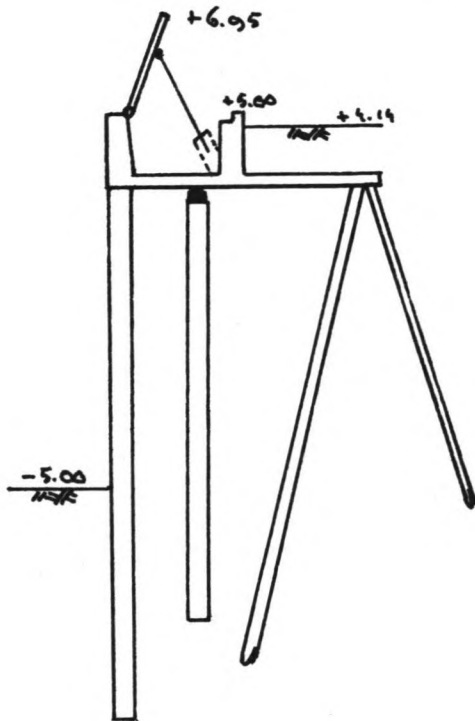
3 : Geïntegreerd alternatief met G bovenbouw



Dit alternatief komt aan een aantal van de bovengenoemde bezwaren tegemoet . De draagconstructie van de bovenbouw en de noodzakelijke rand kunnen nu in één geïntegreerd worden . De afmetingen zijn erg beperkt en hierdoor kan de rand buigstijf met de rand verbonden worden , er zijn geen aparte funderingen nodig om de plaatsvastheid te garanderen . Dit alternatief houdt ook geen onnodige starheid in het ontwerp in , het wegneembare bovenstuk kan indien gewenst schuin gezet worden zonder dat dit gevolgen heeft voor de kering als een geheel .

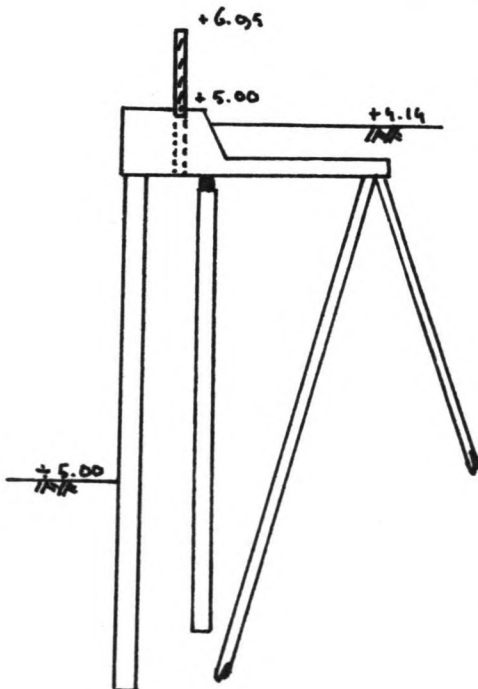
Dit alles maakt dit alternatief heel geschikt als oplossing .

4 : Gesplitst alternatief met B1 bovenbouw



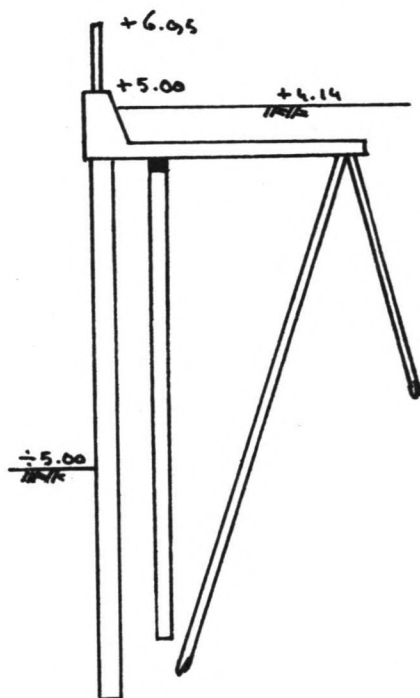
Door de aanwezigheid van de ontlastplaat is dit alternatief goed realiseerbaar. Indien gewenst kan zelfs zonder veel ingrepen een vijzel aangebracht worden. De breedte van de ondersteuningsconstructie van de bovenbouw kan zeer goed door de ontlastplaat opgevangen worden. Concluderend kan gesteld worden dat dit een goed alternatief is.

5 : Gesplitst alternatief met C als bovenbouw



Door de inkassing blijft een alternatief met een C bovenbouw problematisch, vooral wat de uitvoering betreft en hier komt het zeer ongelukkig uit. Vanaf + 5.00 moet er een 1.95 m diepe inkassing gemaakt worden, dus de onderkant komt op + 3.05. Bij dit alternatief is er vanuit gegaan dat de onderkant van de ontlastplaat op + 3.00 zal liggen, 5 cm is te weinig om de plaat ongehinderd door te kunnen voeren. Vandaar dat t.p.v. de inkassing de plaat dieper komt te liggen en dit over de volledige lengte van de kering. Het schuinzetten kan nu zonder veel problemen gedaan worden. Alle bovengenoemde bezwaren maken dit alternatief tot een niet-optimale oplossing voor de kademuren.

6 : Gesplitst alternatief met G als bovenbouw



Dit alternatief vormt eveneens een goede oplossing . De enige invloed die de bovenbouw heeft is dat de belastingafdracht geconcentreerd gebeurt en dat de afmetingen van de rand hierdoor beïnvloed worden .

Het schuin zetten van de kering is eveneens mogelijk .

Geconcludeerd kan worden dat dit een goede oplossing is voor de kademuren .

Dit waren de 6 mogelijke oplossingen in het kort , de volgende stap is nu de keuze van de basisconstructie . Nadat dit gedaan is kan de uiteindelijke keuze van het bovenstuk gedaan worden .

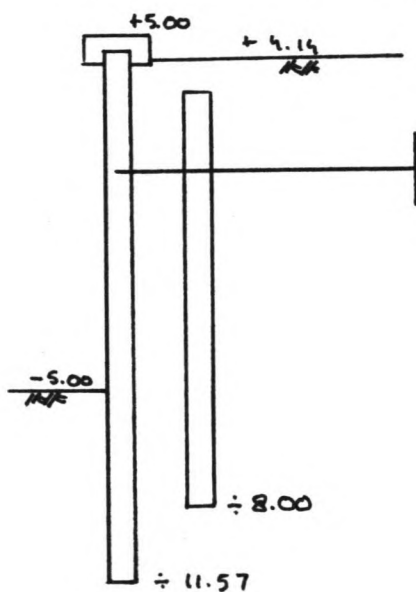
Keuze basisconstructie

Tot nog toe is er geen uitspraak gedaan over het type basisconstructie . In het voorafgaande zijn hiervoor twee alternatieven gevonden waaruit in dit stuk een keuze gemaakt zal worden . Deze keuze is niet alleen van belang voor de basisconstructie, het wegneembare bovenstuk moet namelijk wel geïntegreerd kunnen worden , dan pas is de kering compleet .

Om tot een afweging te kunnen komen zullen beide alternatieven in het kort beschreven worden . Aan de hand van op te stellen criteria zal getracht worden om het beste alternatief voor deze omstandigheden te vinden .

1 : Geïntegreerd alternatief .

Zie voor alle duidelijkheid ook de volledige uitwerking .



Berekend op :

$$M_{\max} = 449 \text{ kNm/m'}$$

$$\text{Ankerkracht} = 224 \text{ kN/m'}$$

$$\text{Inheidiepte} = 6.57 \text{ m}$$

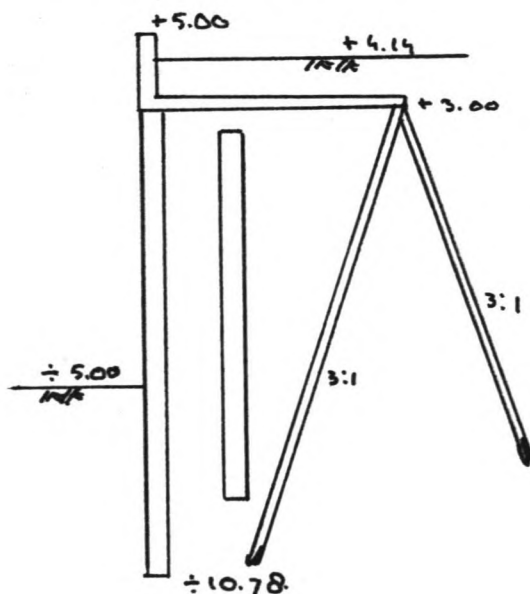
Toe te passen profiel :

$$\text{Fe 360 : Hoesch 215}$$

$$\text{Fe 510 : Hoesch 155}$$

$$\text{Larssen 23}$$

2 : Gesplitst alternatief



Berekend op :

$$M_{\max} = 581 \text{ kNm/m'}$$

$$N_{\max} = 77 \text{ kN/m'}$$

Palen :

$$D_{\max} = - 304 \text{ kN/m'}$$

$$T_{\max} = + 188 \text{ kN/m'}$$

Toegapast :

$$\text{damwand} : \text{Larssen 24 (Fe 510)}$$

$$\text{palen} : \text{h.o.h. 1.0 m}$$

Toetsingscriteria

Deze criteria zullen kort toegelicht worden , waarna direct de afweging plaatsvindt .

(1) : Profielen

Dit criterium spreekt voor zich , hier wordt getracht om het verschil tussen beide alternatieven in de toe te passen profielen en andere constructies , te benadrukken .

M.b.t. dit criterium komt het geïntegreerde alternatief als beste tevoorschijn . Het damwand profiel is lichter , maar langer (ongeveer 0.80 m meer inheidiepte en + 1.50m langere damwand aan de bovenkant) en de verankering gebeurt middels trekankers (dit kan m.b.v. groutankers of met anker schermen) . Het gesplitste alternatief heeft een zwaarder maar ± 2 m korter damwand profiel (dit is een kostprijs opgave , maar scheelt niet veel) , maar dit alternatief is ongunstiger wat de "verankering" betreft . Hier moet een 7m lange en ongeveer 0.50 m dikke ontlastplaat toegepast worden die aan de land - zijde op palen is gefundeerd , die h.o.h. 1 m staan . (deze afstand kan uiteraard vergroot worden maar aangezien de trekkrachten maatgevend zijn is dit niet aan te raden) . Bovendien moet er nog een rand tot + 5.00 gemaakt worden . Hier tegenover staat dan een trekanker bij het geïntegreerde alternatief .

(2) : De veiligheid tijdens uitvoering

Dit criterium is van belang omdat bij het maken van de nieuwe kering een deel van de oude verwijderd moet worden . Hiermee wordt de kerende hoogte gereduceerd en is dus een aantasting van de veiligheid van het achterliggende gebied .

M.b.t. tot dit criterium komt het geïntegreerde alternatief als beste tevoorschijn . Voordat er iets van de oude kering gesloopt hoeft te worden staat de nieuwe damwand er al .

Deze kan , mits er bij de berekening rekening mee is gehouden en er een aantal voorzieningen worden getroffen (afstempelen op de oude kering als tijdelijke voorziening) , dienst doen om hoge waterstanden te keren . Hoe ver de damwand wordt doorgezet hangt helemaal af van de uitvoering van de rand . Wordt dit er als visuele "afwerking" op gemaakt of heeft de rand een functie bij de krachtsoverdracht uit het bovenstuk , dit is een vraag die op dit ogenblik nog niet beantwoord kan worden .

Bij het gesplitste alternatief komt de nieuwe damwand niet hoger dan NAP + 3.00 m en moet de oude kering tot deze hoogte verwijderd worden , terwijl er ook nog een tijd gewacht moet worden voordat de nieuwe kering eindelijk op hoogte is .

Ku valt het wat de "onveiligheid" betreft wel mee voor het gesplitste alternatief als de uitvoering in rustige weersomstandigheden (bijv. de zomer) gebeurt . Het blijft echter een feit dat de kerende hoogte tijdelijk met 1.75 m wordt gereduceerd (oude kering + 4.75 wordt + 3.00) .

(3) : Uitvoeringsduur en kosten

De kosten die bij het vervaardigen van een constructie gemaakt worden zijn niet enkel de materiaal kosten . Zo kunnen lonen-,materieel - en overheadkosten genoemd worden , dit zijn er maar een aantal maar voldoende om dit criterium te benadrukken . Twee identieke bouwwerken waarvan de ene uitvoering langer duurt dan de andere is onder normale omstandigheden duurder . Dit komt o.a. doordat lonen langerdoorbetaald moeten worden en de huur van het materieel om er een aantal te noemen .

M.b.t. dit criterium is ook het geïntegreerde^{alt.}gunstiger te noemen .

Bij beide alternatieven moet er een soortgelijke damwand aangebracht worden . Bij het geïntegreerde alternatief moeten vervolgens de volgende activiteiten nog

plaatsvinden : het aanbrengen van de trekankers , het opvullen van de ruimte tussen beide damwanden (in één keer) ^{slopen oude kering} en het aanbrengen van de rand .

Bij het gesplitste alternatief moeten de volgende activiteiten nog plaatsvinden : het aanbrengen van de palenfundering , het verwijderen van een deel van de oude kering , het aanbrengen van de ontlastplaat , het aanbrengen van de rand en het opvullen (eerst het opvullen van de spleet tussen oude en nieuwe damwand en na het aanbrengen van de rand aanvullen tot het oorspronkelijke maaiveld) .

Hiermee rekening houdende en met de tijd en kosten die al deze activiteiten in beslag nemen kan geconcludeerd worden dat het geïntegreerde alternatief goedkoper zal zijn .

(4) : Oude constructie en resten van oudere constructies
De nieuwe kering wordt uitgevoerd in een gebied waar nogal wat resten van oude constructies in de ondergrond aanwezig zijn . Hier komt nog het feit bij dat de huidige kering , op een klein stuk na , onaangetast blijft . Het is voor de uitvoering van een alternatief van het allergrootste belang dat dit zo min mogelijk hinder zal ondervinden van constructie resten . Ook m.b.t. dit criterium is het geïntegreerde alternatief gunstiger te noemen .

Bij het geïntegreerde alternatief hoeft eigenlijk alleen maar de oude betonnen rand en een klein stuk van de damwand verwijderd worden . Voor het aanbrengen van de ankers moeten dan gaten in de oude damwand en de daarachter gelegen constructieresten geboord worden .

Worden er groutankers toegepast dan ondervindt men verder geen hinder meer van deze resten , worden er ankerschermen toegepast dan ook niet omdat deze ver buiten de invloedssfeer van deze resten gelegd worden .

Bij het gesplitste alternatief moet de oude kering en op sommige plaatsen zelfs resten van oudere keringen verwijderd worden . Bij dit alternatief worden geen

ankers toegepast . De te leveren trekkracht wordt via de ontlastplaat naar de palen afgevoerd . Deze palen en in het bijzonder de paal die in de richting van de damwand wordt aangebracht kunnen hinder ondervinden van de constructie resten .

(5) : Integratie van het bovenstuk

Er is de hele tijd gedaan alsof basisconstructie en wegneembaar bovenstuk twee aparte dingen zijn die weinig met elkaar te maken hebben . Dit is niet zo , het wegneembaar bovenstuk moet goed in de basisconstructie geïntegreerd kunnen worden . Nu is in het voorafgaande al aangetoond dat dit voor beide alternatieven gedaan kan worden . Hier zal dan ook meer ingegaan worden op de vrijheid die overblijft, als eenmaal de keuze van de basisconstructie vaststaat , om één van de alternatieven voor het bovenstuk te kiezen .

M.b.t. dit criterium komt het gesplitste alternatief als gunstigste tevoorschijn .

Uit het globale ontwerp van het wegneembare bovenstuk zijn drie alternatieven als beste overgebleven . Toen er naar de voorlopige integratie in de basisconstructie werd gekeken bleek al gauw dat het alternatief dat gebruik maakte van een "kelder" eigenlijk geen goede oplossing was . De twee resterende alternatieven kunnen bij het gesplitste alternatief zonder veel bijkomende voorzieningen uitgevoerd worden . In het geval van de "klep" zou een eigen aandrijving ook mogelijk zijn .

Het gesplitste alternatief is wat dit criterium betreft minder gunstig . Van de twee bovenstuk-alternatieven kan alleen "schuiven" alternatief goed toegepast worden zonder bijkomende voorzieningen . Wil men het "klep" alternatief toepassen dan zal er iets gemaakt ^{moeten} worden zodat de krachten uit de ondersteuning opgenomen kunnen worden , het is ook mogelijk om een eigen aandrijving toe te passen .

Keuze

Uit het voorgaande toetsingsproces is gebleken dat het geïntegreerde alternatief vele voordelen biedt boven het andere alternatief. Het is een beter alternatief wat profielen, veiligheid, kosten en hinder bij de uitvoering betreft. Alleen bij de integratie van het bovenstuk is het gesplitste alternatief beter omdat beide bovenstuk oplossingen zonder veel bijkomende kosten uitgevoerd kunnen worden.

Bij het geïntegreerde alternatief kunnen ook beide oplossingen toegepast worden, echter bij één van beide moeten extra kosten gemaakt worden om dit toe te kunnen passen.

Dit laatste is geen argument om de keuze op het gesplitste alternatief te laten vallen, temeer dat de extra kosten in geen verhouding staan tot de hogere kosten van het gesplitste alternatief.

Al deze argumenten in de beoordeling meenend valt de keuze voor de basis constructie op het geïntegreerde alternatief.

Errata en opmerkingen

Blz. 7 - Hst

Naarmate de golven hoger worden neemt de terugkaatsingscoëfficiënt af, hier is geen rekening mee gehouden in dit stuk.

Blz. 11 - Drains

Het is de bedoeling om achter de kering een aantal drains toe te passen. Deze drains dienen er alleen maar toe om tijdens en na de super-storm de grondwaterstanden te kunnen beheersen. Een zeer hoge grondwaterstand (t.g.v. golfoverslag) kan tijdens het volgende laagwater een maatgevende situatie opleveren.

Blz. 30 - Onverankerd

Hier wordt verondersteld dat de oude constructie deze kracht kan leveren. Dit wordt uit een algemeenheids oogpunt gedaan. Verder kan gesteld worden dat naast de in de grond opgelegde damwanden ook in de grond ingeklemde damwanden bekeken hadden moeten worden.

Blz. 70 - Bovenstuk

Het bovenstuk staat hier alleen maar getekend om een indruk te geven van het geheel. In het verdere ontwerp wordt nog de nodige aandacht aan het ontwerp van dit bovenstuk besteed. Voor het definitieve ontwerp wordt naar het aparte deel-ontwerp verwezen.

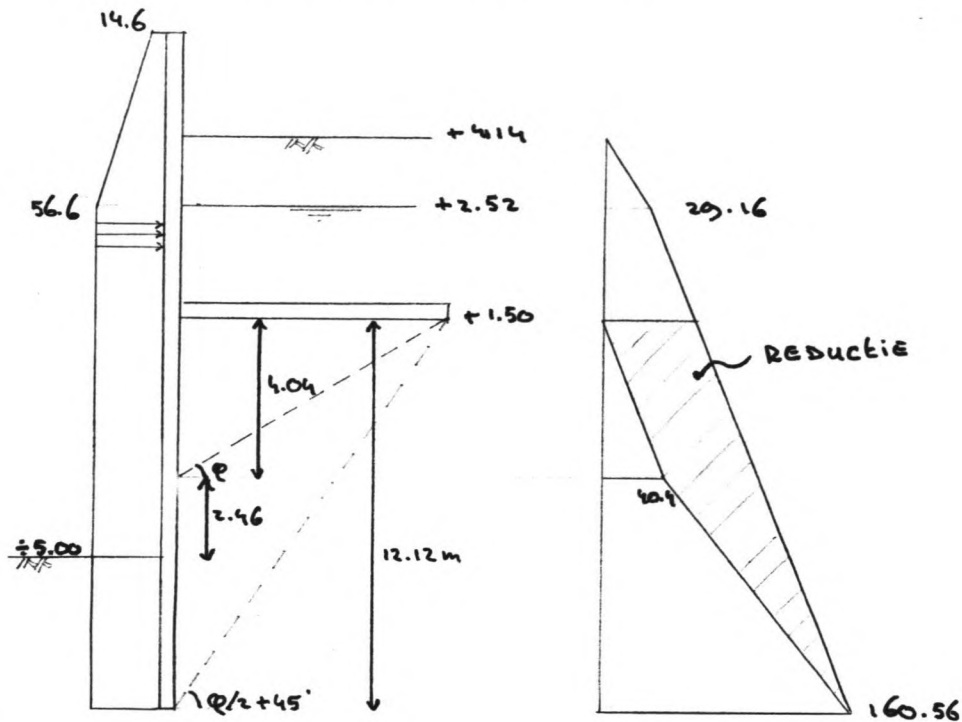
Blz. 71 - De steiger

De hier voorgestelde uitvoeringswijze, vooral met de steiger kan problemen opleveren. Beter is om een aantal oplegpunten aan de damwanden te bevestigen waarop later de bekisting gesteld kan worden.

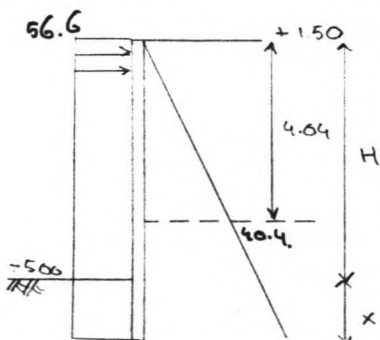
Blz. 110 - Wegneembaar bovenstuk

Het ontwerp van het wegneembaar bovendeel is hier heel globaal opgezet, voor meer details wordt naar het deel-ontwerp verwezen

BELASTING GROUNDKEREND ELEMENT



DE WAND HEEFT BIJ DIT BELASTINGSGEVAL DE NEIGING OM NAAR RECHTS TE VERPLAATSEN, TEGEN DE GROUND IN. DIT ZAL GEEN MAATGEVENDE SITUATIE VOOR HET GROUNDKEREND ELEMENT OPLEVEREN, MAAR M.B.T. DE FUNDERINGSPLAAT KAN GESTELD WORDEN DAT DEZE EEN EXTRA KRACHT ZAL KRIJGEN.



DEEM HET MOMENTEN EVENWICHT OM +1.50 ER VANUIT GAANDE DAT DE OPLOSSING IN HET GEBIED TUSSEN +1.50 EN ± 2.54 VALT.

$$E_w = 56.6 [H+x]$$

$$E_p = \frac{1}{2} \cdot [H+x]^2 (\gamma_u - \gamma_w) \gamma_p$$

met $H = 6.5 \text{ m}$ $\gamma_u = 20 \text{ kN/m}^3$ $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$ EN $\gamma_p = 3$

$$\sum M = 0 :$$

$$56.6 [H+x] \cdot \frac{1}{2} [H+x] = \frac{1}{2} [H+x]^2 (\gamma_u - \gamma_w) \gamma_p \cdot \frac{2}{3} [H+x]$$

$$28.3 [H+x]^2 = 10 [H+x]^3$$

$$H+x = 2.83$$

$$x = -3.67 \quad (\hat{=} \pm 1.33 \rightarrow \text{VOLDOET})$$

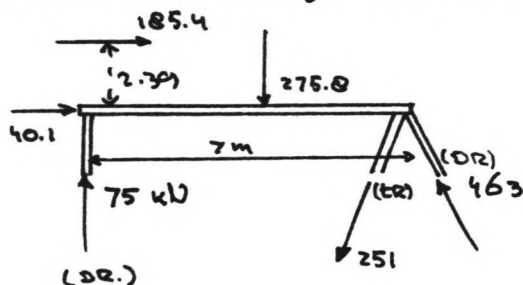
WATERDRUKKEN: $E_w = 56.6 [6.5 - 3.67] = 160.2 \text{ kN/m}^1$

PASS. GROUNDDRUK: $E_p = \frac{1}{2} [6.5 - 3.67]^2 \cdot 10 \cdot 3 = 120.1 \text{ kN/m}^1$

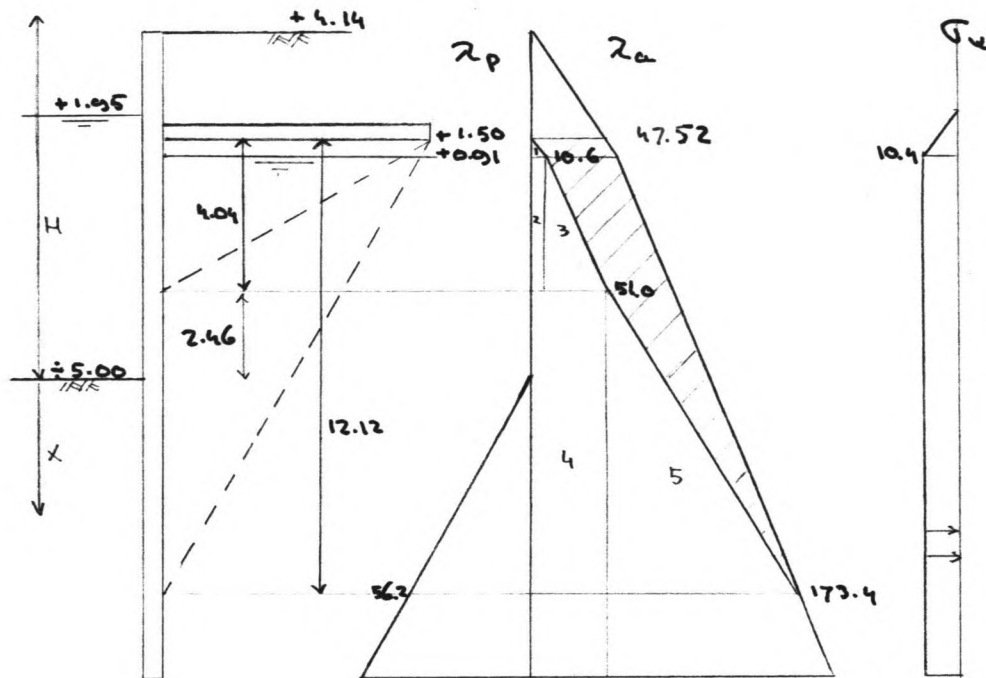
RESULTANTE: $K = 40.1 \text{ kN/m}^1 (\leftarrow)$

IN HET GEVAL V.E. VERANKERDE DAMWAND ZOU HET (RE)ANKER NIET WERKEN, OMDAT HIER HET ANKER DOOR EEN STIJVE, OP PALEN GEFUNDEERDE PLAAT WORDT GEREALISEERD HOUT DIT EEN BIJKOMENDE BELASTING IN.

ZODAT UIEINDELIJK DE BELASTING OP DE PALEN EN DE DAMWAND:



BELASTING GRONDVEREND ELEMENT



$$E_{A1} = \frac{1}{2} \cdot 0.59 \cdot 10.62 \cdot \gamma_a = 1.04$$

$$E_{A2} = (4.04 - 0.59) \cdot 10.62 \cdot \gamma_a = 12.21$$

$$E_{A3} = \frac{1}{2} \cdot (4.04 - 0.59) \cdot (51.02 - 10.62) = 23.23$$

$$E_{A4} = (2.46 + x) \cdot 51.02 \cdot \gamma_a = 17.01 (2.46 + x)$$

$$E_{A5} = \frac{1}{2} \cdot (2.46 + x)^2 \cdot 15.15 \cdot \gamma_a = 2.53 (2.46 + x)^2$$

$$E_p = \frac{1}{2} \cdot x \cdot (x \cdot (\gamma_u - \gamma_w)) \gamma_p = 15 \cdot x^2$$

$$E_w = \frac{1}{2} \cdot 1.04 \cdot 10.4 + (5.91 + x) \cdot 10.4 = 66.87 + 10.4x$$

MOMENTEVENWICHT OM ONDERKANT OUT (ASEPLAAT)

$$E_p \left(\frac{2}{3}x + 6.50 \right) + E_w (5.91 + x) / 2 =$$

$$= E_{A1} \left(\frac{2}{3} \cdot 0.59 \right) + E_{A2} \left(\frac{3.45}{2} + 0.59 \right) + E_{A3} \left(0.59 + \frac{2}{3} \cdot 3.45 \right) +$$

$$+ E_{A4} \left(\frac{1}{2} (2.46 + x) + 4.04 \right) + E_{A5} \left(\frac{2}{3} (2.46 + x) + 4.04 \right)$$

$$x = 3.56 \text{ m}$$

$$\text{INHEIDIEPTE} = 1.1 \cdot x = 3.92 \text{ m}$$

DE VERANKERINGSCONSTRUCTIE MOET OPNEMEN:

$$\begin{aligned}
 K &= EA \frac{1}{m} - E_p - E_w \\
 &= 1.04 + 22.21 + 23.23 + 102.40 + 91.69 - 103.89 - 190.10 \\
 &= -63.42 \text{ kN/m}^1
 \end{aligned}$$

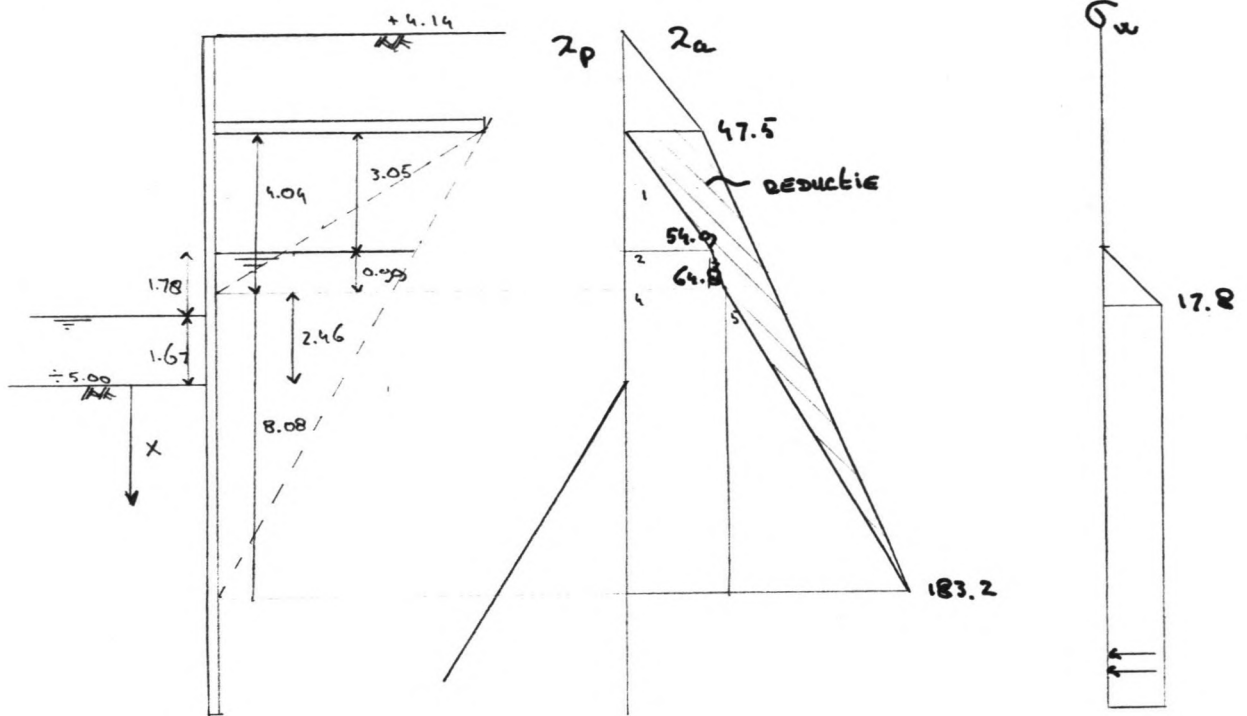
DE AANNAME DAT DE CONSTRUCTIE NAAR LINKS WIL VERPLAATSEN IS DUS NIET GOED, DE CONSTRUCTIE WORDT TEGEN DE GROND GEDRUKT.

DEZE SITUATIE KAN VOORT MAATGEVEND ZIJN.

VOOR HET GROONDKEREND ELEMENT ZIJN JUIST DE LAGE WATERSTANDEN VAN BELANG. VOOR HET WATERKEREND ELEMENT JUIST DE EXTREME TOESTANDEN.

DIT BELASTINGSGEVAL ZIT ER VOOR BEIDEN ERGEENS TUSSEN IN.

Belasting grondkerend element:



Actieve gronddrukken:

$$\begin{aligned}
 E_{A1} &= \frac{1}{2} \cdot 3.05 \cdot 54.9 \cdot \gamma_a = 27.91 \quad \text{kJ/m}^1 \\
 E_{A2} &= 0.99 \cdot 54.9 \cdot \gamma_a = 18.12 \\
 E_{A3} &= \frac{1}{2} \cdot 0.99 \cdot 9.9 \cdot \gamma_a = 1.63 \\
 E_{A4} &= 64.8 (2.46 + x) \cdot \gamma_a = 21.6 (2.46 + x) \\
 E_{A5} &= \frac{1}{2} (2.46 + x)^2 \cdot 14.66 \cdot \gamma_a = 2.44 (2.46 + x)^2
 \end{aligned}$$

Passieve gronddrukken:

$$E_p = \frac{1}{2} \cdot x \cdot x \cdot 10 \cdot \gamma_p = 15 x^2$$

Waterdrukken:

$$E_w = \frac{1}{2} \cdot 1.78 \cdot 17.8 + (1.67 + x) \cdot 17.8$$

MOMENTENEVENWICHT OM OUDERKANT PLAAT: $\sum M = 0$

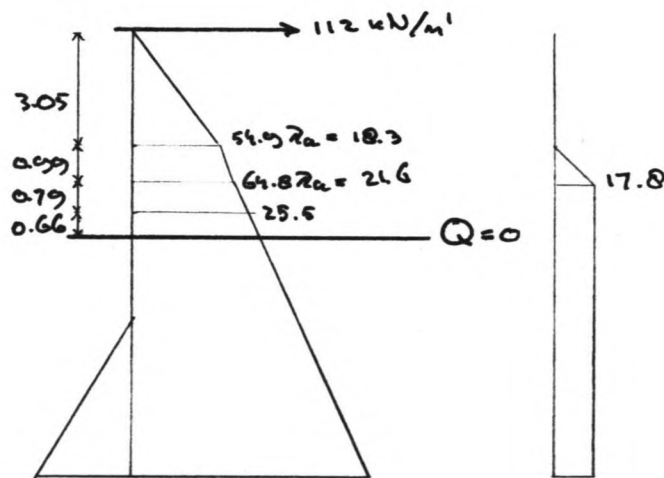
$$E_p \left(\frac{2}{3}x + 6.50 \right) - \left(\frac{1}{2} \cdot 1.78 \cdot 17.8 \right) \left(\frac{2}{3} \cdot 1.78 + 3.05 \right) - 17.8(1.67+x) + \\ + \left((1.67+x)/2 + 4.83 \right) = \\ E_{A1} * \frac{2}{3} * 3.05 + E_{A2} * \left(\frac{0.99}{2} + 3.05 \right) + E_{A3} \left(\frac{2}{3} \cdot 0.99 + 3.05 \right) + \\ + E_{A4} \left((2.46+x)/2 + 4.04 \right) + E_{A5} \left((2.46+x) \frac{2}{3} + 4.04 \right)$$

$$x = 4.80 \Rightarrow \text{INHEIDIEPTE: } 1.1 * x = 5.38 \text{ m}$$

Om het HORIZONTALE KRACHTEN EVENWICHT TE BEWERKSTELLEN MOET DE VERANKERINGSCONSTRUCTIE OP KUNNEN NEEMEN:

$$T = E_{A1} + E_{A2} + E_{A3} + E_{A4} + E_{A5} + E_w - E_p \\ = 112 \text{ kN/m} \quad (\rightarrow \text{WERKEND OP DE DAMWAND})$$

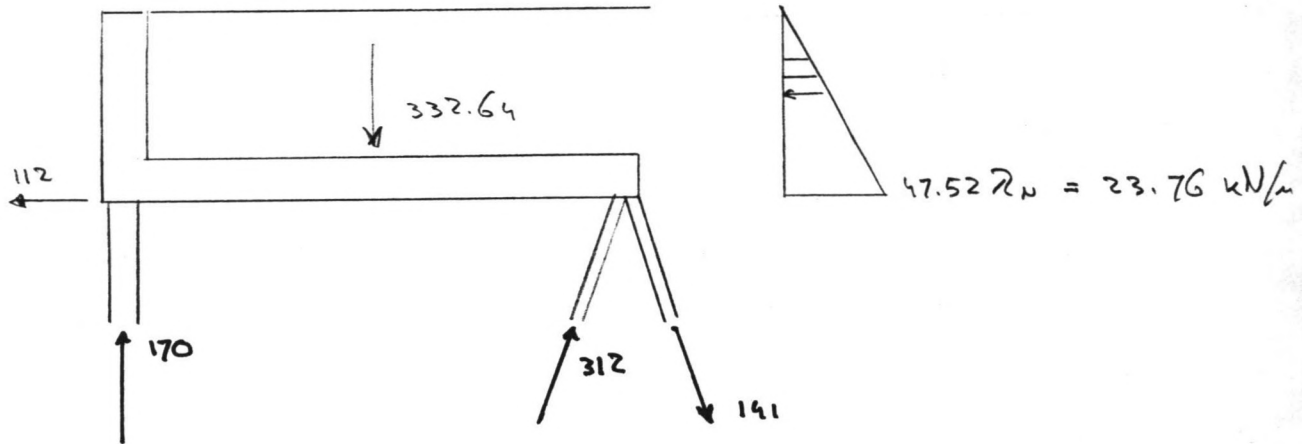
Nu moet nog het MAXIMALE BUIGENDE MOMENT BEPAALD WORDEN. HIERVOOR MOET DE PLAATS BEPAALD WORDEN WAAR $Q = 0$.



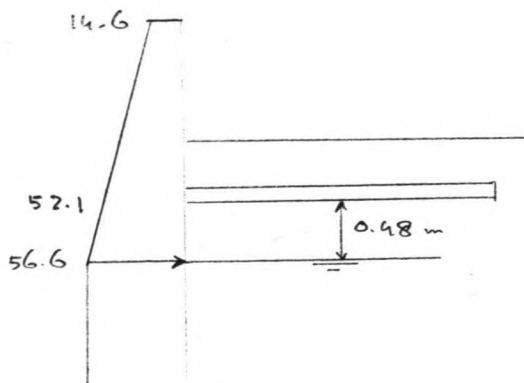
$$M_{max} = 112(3.05 + 0.99 + 0.79 + 0.66) - \frac{1}{2} \cdot 3.05 \cdot 18.3 * \left(\frac{3.05}{3} + 0.99 + 0.79 + 0.66 \right) \\ - 0.99 \cdot 18.3 \left(\frac{0.99}{2} + 0.79 + 0.66 \right) - \frac{1}{2} \cdot 0.99 \cdot 3.3 \left(\frac{0.99}{3} + 0.79 + 0.66 \right) \\ - 0.79 \cdot 21.6 \left(\frac{0.79}{2} + 0.66 \right) - \frac{1}{2} \cdot 0.79 \cdot 3.9 \left(\frac{0.79}{3} + 0.66 \right) \\ - 0.66 * 25.5 \cdot 0.33 - \frac{1}{2} \cdot 0.66 \cdot 3.9 \cdot 0.22 - \frac{1}{2} \cdot 1.78 \cdot 17.8 \left(\frac{1.78}{3} + 0.66 \right) \\ - 0.66 \cdot 17.8 * 0.33$$

$$M_{max} = 431 \text{ kNm/m'}$$

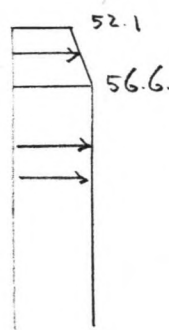
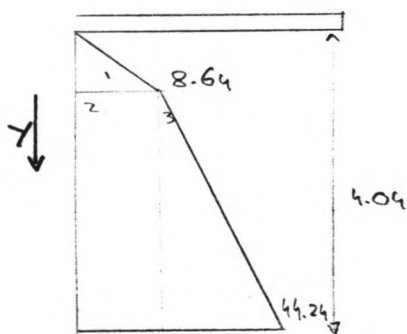
BELASTING WATERKEREND ELEMENT



BELASTINGSGEVAL (1) is ALLEEN VOOR HET BOVENSTUK VAN BELANG



Nu wordt de KRACHT bepaald die NAAR HET BOVENSTUK WORDT AFGEVOERD uit HET GROUNDKEREND ELEMENT, ER VAN uit GAANDE DAT DE CONSTRUCTIE NAAR RECHTS VERSCHUIFT



PASSIEVE GRONDDRUK

$$E_{p1} = \frac{1}{2} \cdot 8.64 \cdot 0.48 \cdot \gamma_p$$

$$= 6.22$$

$$E_{p2} = 8.64 \cdot \gamma \cdot \gamma_p$$

$$E_{p3} = \frac{1}{2} \cdot 10 \cdot \gamma^2 \cdot \gamma_p$$

WATERDRUKKEN

$$E_{w1} = \frac{1}{2} \cdot (56.6 - 52.1) \cdot 0.48 + 0.48 \cdot 52.1$$

$$E_{w2} = 56.6 \cdot \gamma$$

MOMENTENEVENWICHT OM ONDERKANT PLANT

$$\left(\frac{1}{2} (56.6 - 52.1) \cdot 0.48 \right) \cdot 0.48 \cdot \frac{2}{3} + (0.48 \cdot 52.1) \cdot \frac{0.48}{2} + (56.6 \cdot \gamma) \left(\frac{\gamma}{2} + 0.48 \right)$$

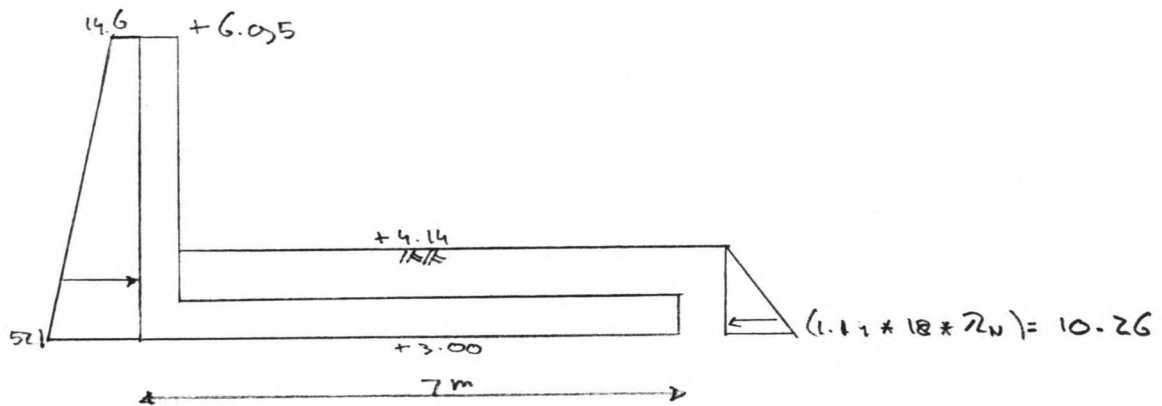
$$= \left(\frac{1}{2} \cdot 8.46 \cdot 0.48 \gamma_p \right) \left(0.48 \cdot \frac{2}{3} \right) + E_{p2} \left(\frac{\gamma}{2} + 0.48 \right) + E_{p3} \left(\frac{2\gamma}{3} + 0.48 \right)$$

$$X = 1.60$$

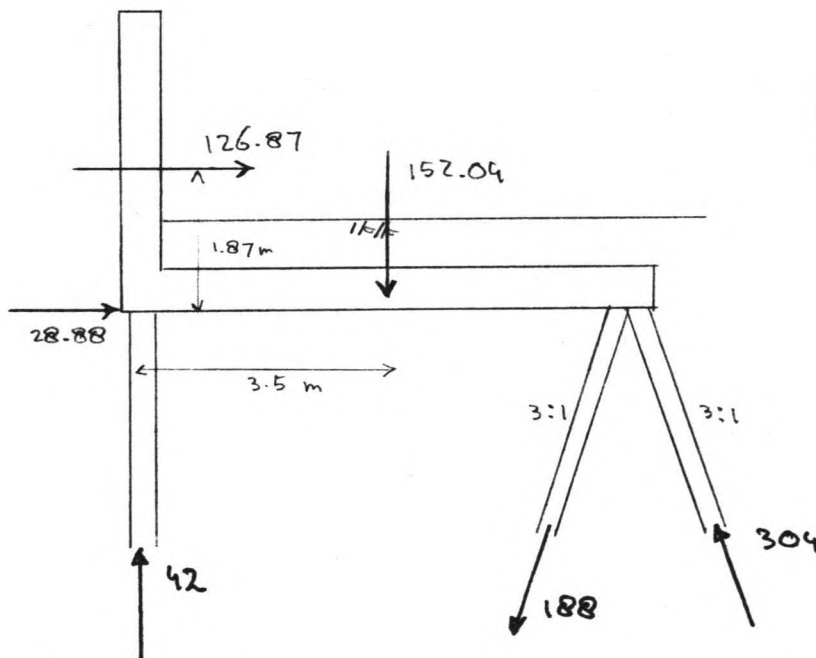
$$K = 6.22 + 43.80 + 42.84 - 26.09 - 45.65$$

$$= -28.88 \text{ kN/m} \quad (\leftarrow)$$

Nu wordt de belasting op het bovenstuk bepaald t.g.v. GOLF - EN WATERDRUKKEN.

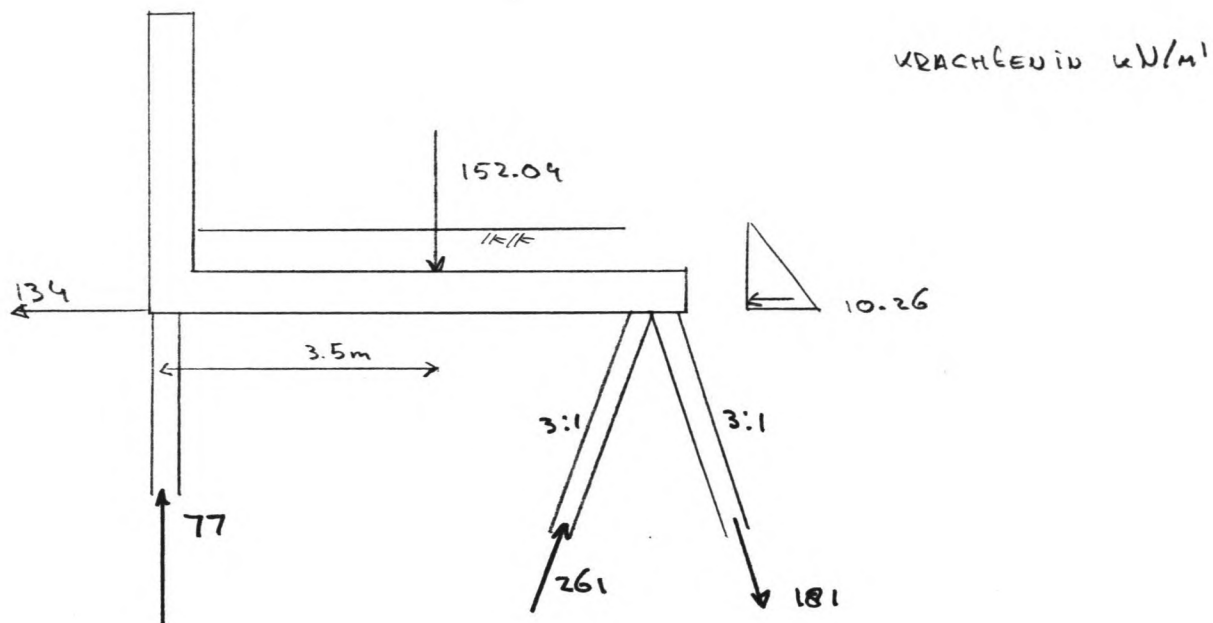


Totale belasting op bovenstuk



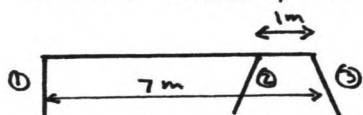
$$EG \approx 7 * [0.54 * 18 + 0.5 * 24] \\ = 152.04 \text{ kN/m}$$

Dit was de max. naar rechts gerichte kracht, voor de max. naar links gerichte kracht moet de buitenwaterstand juist zo laag mogelijk zijn, hiervoor wordt voor de bepaling van de kracht op de funderingsplaat naar bijlage 5 verwezen. Nu alle krachten bekend zijn kunnen de paalkrachten bepaald worden.

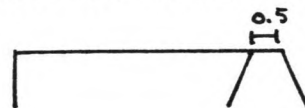


Bovenstaande opstelling was de beste oplossing voor het voorgaande alternatief of dit ook voor dit alternatief geldt moet onderzocht worden.

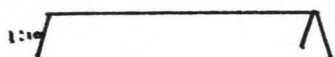
Het flauwer aanbrenge van v.d. palen leidt tot nog grotere krachten zodat hier (en ook ium de breedte) eveneens 3:1 genomen wordt. Geval (i) stelt de maximale kracht naar links voor, geval (ii) de max. kracht naar rechts.



	N	F ₁	F ₂	F ₃
(i)	3	-38	-281	+161
(ii)	3	-70	+203	-289



	N	F ₁	F ₂	F ₃
(i)	3	-58	-270	+172
(ii)	3	-56	+1096	-297



	F ₁	F ₂	F ₃
(i)	-77	-249	+169
(ii)	-42	+1095	-310

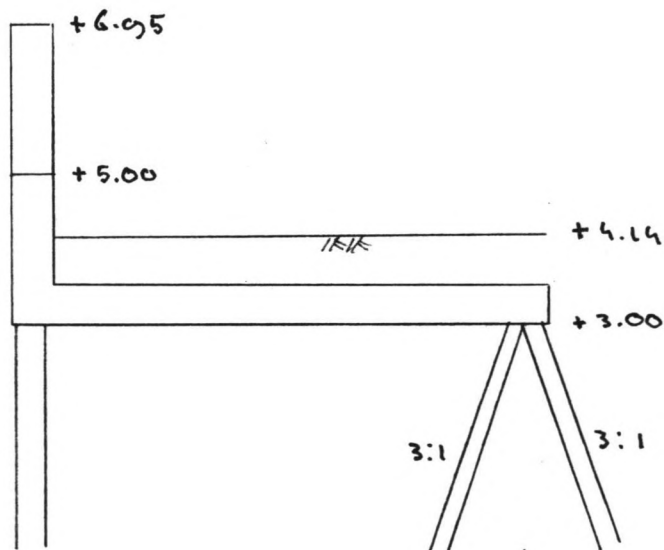


	F ₁	F ₂	F ₃
(i)	-40	-274	+156
(ii)	-72	+215	-300

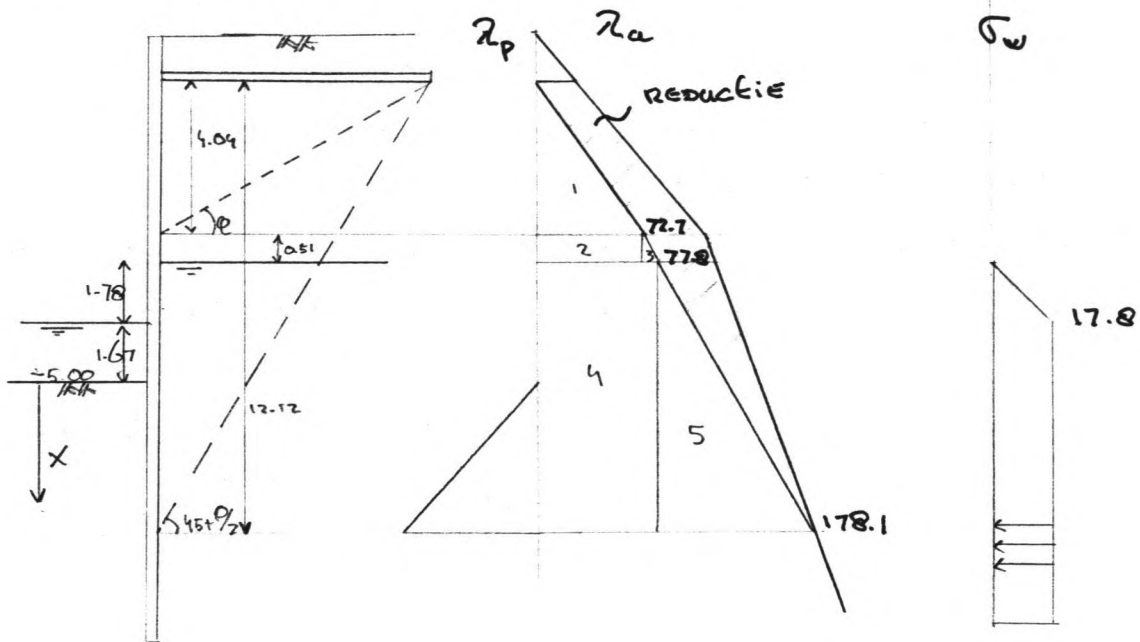
Het blijkt dat de oorspronkelijke oplossing voor de ontlastplaat ook in dit geval de beste is.

Er zijn variaties denkbaar die voor één belastinggeval gunstiger zijn, maar zijn voor het andere belastinggeval weer ongunstiger.

Keuze Fundering ontlastplaat.



BELASTING GRONDVEREND ELEMENT



Actieve GRONDDRUKKEN:

$$\begin{aligned}
 E_{A1} &= \frac{1}{2} * 4.04 * 72.72 * \gamma_a = 48.056 \text{ kN/m} \\
 E_{A2} &= 0.51 * 72.72 * \gamma_a = 12.36 \text{ " } \\
 E_{A3} &= \frac{1}{2} * 0.51 * 5.1 * \gamma_a = 0.43 \text{ " } \\
 E_{A4} &= (3.45 + x) 77.82 * \gamma_a = 25.94 (3.45 + x) \\
 E_{A5} &= \frac{1}{2} (3.45 + x)^2 * 9.37 * \gamma_a = 1.56 (3.45 + x)^2
 \end{aligned}$$

PASSIEVE GRONDDRUKKEN

$$E_p = \frac{1}{2} * x^2 * (\gamma_w - \gamma_w) \gamma_p = 15 x^2$$

Waterdrukken

$$E_w = \frac{1}{2} * 1.78 * 17.8 + (1.67 + x) 17.8 = 15.84 + 17.8 (1.67 + x)$$

MOHENTENEVENWICHT (OUDERKANT PLAAT)

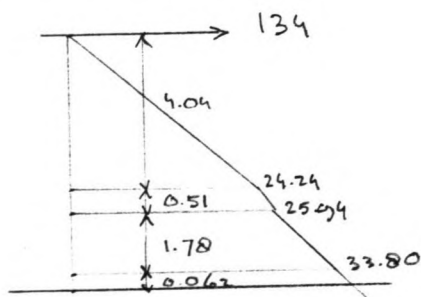
$$\begin{aligned}
 E_p (\frac{1}{3} x + 8.0) &= E_{A1} * \frac{1}{3} * 4.04 + E_{A2} (\frac{0.51}{2} + 4.04) + E_{A3} (\frac{2}{3} * 0.51 + 4.04) \\
 &+ E_{A4} ((3.45 + x) / 2 + 4.55) + E_{A5} ((3.45 + x) / 3 + 4.55) + \\
 &15.84 (\frac{1}{3} * 1.78 + 4.55) + 17.8 (1.67 + x) ((1.67 + x) / 2 + 6.33)
 \end{aligned}$$

Hieruit volgt $x = 5.21$ EN DUS EEN INKEIDIEPTE VAN $1.1 * x = d$
 $d = 5.73$ m

De KRACHT DIE DOOR DE VERANKERINGCONSTRUCTIE OPGENOMEN MOET WORDEN.

$$\begin{aligned} T &= E_{A1} + E_{A2} + E_{A3} + E_{A4} + E_{A5} + E_w - E_p \\ &= 48.96 + 12.36 + 0.43 + 224.64 + 116.99 + 138.30 - 407.16 \\ &= 134 \text{ kN/m} \quad (\Rightarrow) \end{aligned}$$

Du zal het MAXIMALE buigend moment berekend worden, door uit de DRUKFIGUUR DE PLAATS te bepalen WAAR $Q=0$ DAN GELDT $M = M_{max}$



$$\begin{aligned} M_{max} &= 134(4.04 + 0.51 + 1.78 + 0.062) - \frac{1}{2} \cdot 4.04 \cdot 24.24 \left(\frac{4.04}{3} + 0.51 + 1.78 + 0.062 \right) \\ &\quad - 0.51 \cdot 24.24 \left(\frac{0.51}{2} + 1.78 + 0.062 \right) - \frac{1}{2} (25.94 - 24.24) \cdot 0.51 \left(\frac{0.51}{3} + 1.78 + 0.062 \right) \\ &\quad - 1.78 \cdot 25.94 \left(\frac{1.78}{2} + 0.062 \right) - \frac{1}{2} (33.8 - 25.94) \cdot 1.78 \left(\frac{1.78}{3} + 0.062 \right) \\ &\quad - \frac{1}{2} \cdot 1.78 \cdot 17.8 \left(\frac{1.78}{3} + 0.062 \right) - 0.062 \cdot 33.8 \cdot \frac{0.062}{2} - 0.062 \cdot 17.8 \cdot \frac{0.062}{2} \\ &= 581 \text{ kNm/m} \end{aligned}$$

Voor de belasting v. h. WATER KREKEND ELEMENT WORDT NAAR BIJLAG 4 VERWEZEN.

