

HOOFDONTWERP

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

DEEL 2 :

GOLFOVERSLAG BEREKENINGEN



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

J.A. Hernandez
Juni 1985

Inhoudsopgave

Inleiding	: 1
Het model	: 2
Golfoverslagvolume	: 9
Berekening 1 : Golfoverslag Kademuren Koopmanshaven	: 13
Kerende hoogte - overslagvolume relatielijin	: 19
Berekening 2 : Golfoverslagvolume t.P.v. de sluis	: 20
Kerende hoogte - overslagvolume relatielijin	: 25
Constructie hoogte overslagvolume relatielijnen	: 27
Berekening 3 : zomeromstandigheden	: 29
Verlaagde Kademuren over 40 m	: 30
Verlaagde Kademuren over 150 m	: 31
Literatuur	: 33

Inleiding

Daar het volume water dat door golfoverslag bij de Koopmans - en / of Vissershaven binnenkomt is gelimiteerd , wordt dit één van de criteria voor de te ontwerpen waterkering .

Door de belanghebbende instanties , R.W.S. (i.v.m. het be - heer van de kering) en de gemeente Vlissingen , is gesteld dat een overslagvolume van 15000 m³ acceptabel is , hier moet echter bij vermeld worden dat dit volume water geen enkele re - latie heeft tot een reken-waterschijf op het maaiveld. Aange - nomen wordt dat dit water in de richting van de binnenstad zal afvloeien daar dit aanzienlijk lager ligt .

Tot nog toe is in het ontwerpproces geen aandacht besteed aan de invloed van de golfoverslag op de kerende hoogte van de constructie . Er is steeds uitgegaan van het ontwerpstorm - vloedpeil met een overschrijdingsfrequentie van 1/4000 per jaar (het hierbij behorende peil bedraagt NAP + 5.40). verder wordt hierbij een extra waterstandsverhoging t.g.v. atmosferische storingen opgeteld van o.30 m ; aangenomen wordt dat deze bui - stoot een duur heeft van + 28 min en optreedt t.t.v. het H.W. Als laatste wordt nog een relatieve zeespiegelrijzing van o.20 m in rekening gebracht . Eén en ander houdt in dat de ke - rende hoogte van de nieuwe waterkering minstens tot NAP + 5.90 moet reiken , uiteraard in het winterseizoen .

In het nu volgende stuk zal getracht worden om de golfoverslag in het ontwerpproces te betrekken . Aan de hand van eenvoudig model wordt het verband gelegd tussen de kerende hoogte van een constructie en het volume water t.g.v. golfoverslag .

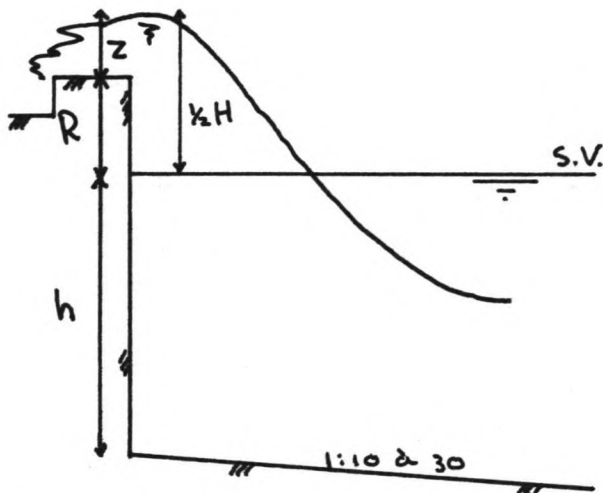
Dit zal gedaan worden voor de in het programma van eisen ge - noemde situaties :

- Winterseizoen : Kademuur Koopmanshaven op maximale kerende hoogte , sluis permanent dicht .
- Zomerseizoen : Deel van de kademuren verlaagd , sluis blijft in goede weersomstandigheden open .

Op grond van de uit te voeren berekeningen kan een keuze gedaan worden voor de permanente kerende hoogte , als ook de extra verhoging t.p.v. de Koopmanshaven in het winterseizoen .

Het model

Volgens het artikel van H. Kikkawa (Fundamental study of wave-overtopping on levees , Civil Engineering in Japan , [5]) kan de formule voor een volkomen overlaat ook in de gevallen van golfoverslag toegepast worden .



- h : waterdiepte (m)
- R : hoogteverschil tussen de bovenkant van de constructie en het S.P.(m)
- H : Golfhoogte (m)
- z : Waterhoogte boven de constructie (m)
- H_s : Significante golfhoogte (m)
- m : afvoercoëfficiënt

Het discontinue karakter van de stroming komt dan in een factor m tot uitdrukking . Deze factor wordt o.a. bepaald door de vorm van de overlaat en het golfklimaat . De formule luidt :

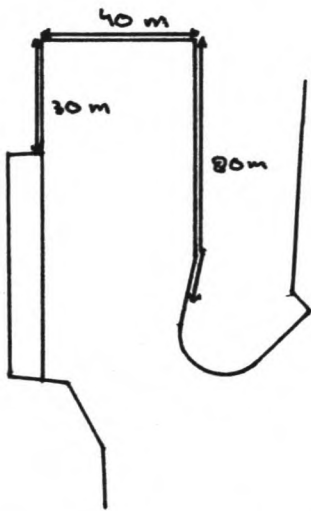
$$q = \frac{2}{3} \cdot m \cdot (2g)^{\frac{1}{2}} \cdot z^{\frac{3}{2}} \quad \text{in } m^3/m',s$$

Er zullen nu enige aspecten nader uitgewerkt worden voordat met de eigenlijke berekeningen gestart kan worden . Deze aspecten zijn :

- (1) : Het golfoverslagvolume Q is als een totaal volume gegeven
- (2) : De golfhoogte is geen constante
- (3) : De bepaling van de afvoercoëfficiënt m

Ad (1)

Dit aspect valt globaal in drie stukken uiteen . Ten eerste de lengte van de overlaat . Het debiet is per m' gegeven en Q is als een volume gegeven . Om tot een uitspraak betreffen de het totaal volume te komen moet wel de lengte bekend zijn . Aangezien de bovenkant van de kademuren de overlaat vormt , is de ontwikkelde lengte van de kademuren van belang .



In het ruimtelijk functioneel onderzoek is gesteld dat de nieuwe kering zoveel mogelijk het tracé van de oude kering zal volgen, zodat de ontwikkelde lengte eenvoudig bepaald kan worden (zie schets). De lengte bedraagt ongeveer 150 m. Aangenomen wordt dat het voor het overslagvolume niet uitmaakt welk stuk kademuur beschouwd wordt. Elke m' kademuur heeft hetzelfde overslagdebiet.

De sluis vormt een ander probleem.

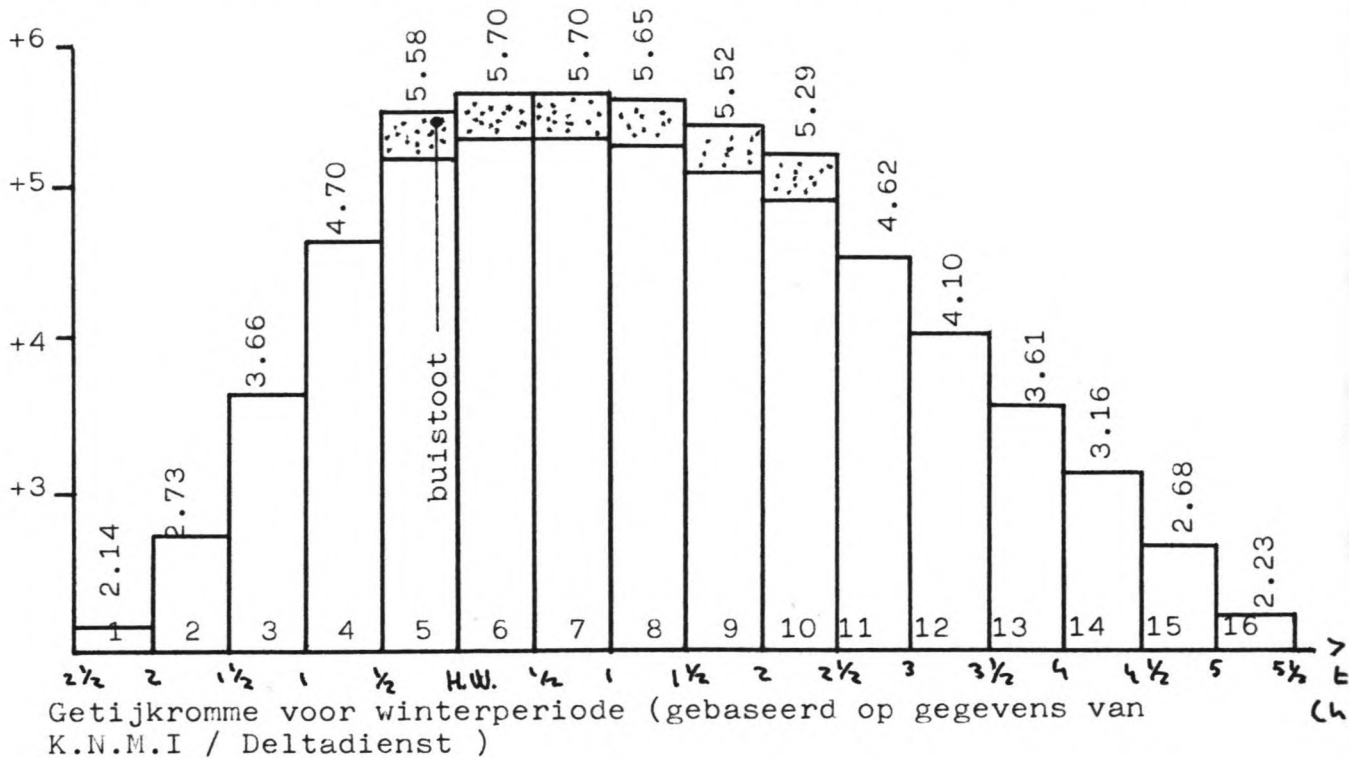
In het geval van stroming over de puntdeuren kan men verwachten dat dit invloed heeft op de afvoer (veranderde golfval tussen punten op de deur). Daar er geen specifieke gegevens over dit onderwerp bekend zijn zal met hetzelfde model gerekend worden. De lengte van de overlaat wordt gereduceerd, i.p.v. de breedte van de deuren wordt de sluisbreedte genomen. Een ander probleem is dat het overslagvolume via de sluis niet direct tot in de stad komt. Eerst wordt het havenbekken van de Vissershaven gevuld, dit doet dan dienst als buffer. Het volume water dat binnenkomt nadat het bekken gevuld is komt direct tot afstroming.

De kademuren rond de Vissershaven hebben een kerende hoogte tussen NAP + 4.00 en + 4.20. Stel voor de berekening een kerende hoogte van + 4.00. Zoals uit het programma van eisen voor de sluis blijkt moet de waterstand in het afgesloten bekken op N.A.P. liggen. Als verder nog 0.20 m in rekening wordt gebracht voor de relatieve zeespiegelrijzing dan blijft een speling over van 3.80 m. Het effectieve oppervlak van de Vissershaven bedraagt 12500 m² zodat het kombergingsvolume van de haven 47500 m³ bedraagt. Dit houdt in dat een golfoverslagvolume van 47500 + 15000 = 62500 m³ over de sluis acceptabel is mits er dan geen water over de kademuren van de Koopmanshaven vloeit.

Wat de sluis zelf betreft kan gesteld worden dat sluishoofd en deuren dezelfde kerende hoogte hebben. De overlaat wordt dan gevormd door het sluishoofd, de deuren en een deel van

de aansluitingsconstructie op het dijklichaam . In de huidige situatie is het aantal m' dat als voedend beschouwd kan worden 24 m . Aangenomen wordt dat dit in de toekomstige situatie onveranderd blijft , wat de lengte betreft .

Als laatste onderdeel wordt het golfoverslagvolume bij een lager S.P. bekeken . Hiervoor is een getijkromme nodig . Voor de berekeningen kan niet makkelijk met een continue kromme gewerkt worden . De getijkromme wordt opgedeeld in stukken van een half uur waarbinnen het peil als constant aangenomen wordt .



Door de getijkromme in stukken van 30 minuten op te delen kan het buistooteffect zonder veel moeite in rekening worden gebracht . De periode hiervan bedraagt 28 minuten , maar hier wordt voor de eenvoud 30 min genomen . Aangezien het niet bekend is wanneer deze buistoot op zal treden wordt het in de zes meest maatgevende intervallen meegenomen .

Ad (2)

Ook dit aspect valt in tweeën uiteen . De golven die in de Koopmanshaven binnendringen en die in de Vissershaven zijn verschillend . Allereerst wordt de Koopmanshaven bekeken . De golfhoogte in het havenbekken is geen constante , er is

sprake van een golfveld dat gearcharacteriseerd wordt door de significante golfhoogte H_s . De aangenomen verdelingsfunctie voor de golfhoogte s is een Rayleigh - verdeling. Er is echter nog een ander probleem. De inkomende golven worden door de starre constructies bijna volledig gereflecteerd. Het golfbeeld dat dan in de haven ontstaat wordt erg ingewikkeld en hangt van vele factoren af (refractie, diffractie binnenkomende golven, invalrichting, windrichting, etc.). Door gebrek aan informatie op dit punt wordt voor de eenvoud gesteld: de staande golven in het bekken hebben een dubbele amplitude t.o.v. de binnenkomende golven, staan loodrecht op de constructie en hebben dezelfde verdelingsfunctie, zodat nu gesteld kan worden:

Overschrijdingskans : $F(H_i) = 1 - \exp(-2(H_i/H_s)^2)$

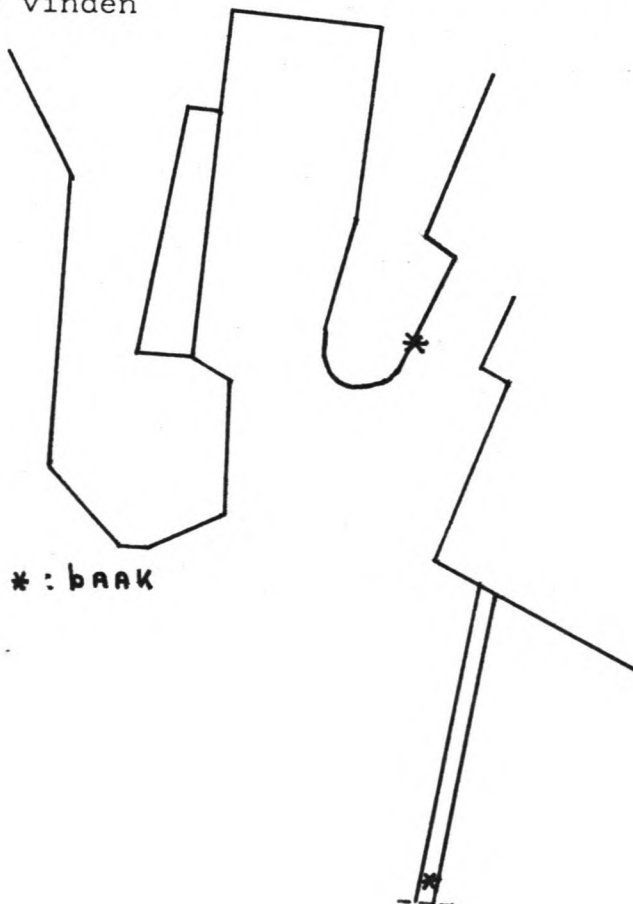
Kansverdelingsfunctie : $f(H_i) = 4H_i/(H_s)^2 \exp(-2(H_i/H_s)^2)$

Als nu geldt : $H_{\text{inkomend}} = 0.5 \cdot H_{\text{staand}}$

$F(H_{\text{st}}) = 1 - \exp(-0.5(H_{\text{st}}/H_s)^2)$

$f(H_{\text{st}}) = H_{\text{st}}/(H_s)^2 \exp(-0.5(H_{\text{st}}/H_s)^2)$

Zoals al eerder is vermeld, wordt H_s uit metingen bepaald en is dus aan spreiding onderhevig. ER wordt a.d.h. van metingen aan binnen en buitenbaak getracht om een relatie tussen beiden te vinden



Gezien de grote rol die H_S speelt , is het van belang om de meest ongunstige waarde voor H_S te nemen . Er zal verder met $H_S = 1.15$ m gewerkt worden .

De beschrijving van de golfindringing in de Vissershaven , bij geopende deuren , is nog ingewikkelder dan bij het haven - bekken van de Koopmanshaven . Aangenomen wordt nu dat de gol - ven welke via de sluis de haven binnenkomen nog steeds dezelf - de H_S hebben . Ter berekening van golfpatroon en golfhoogte in de gehele Vissershaven wordt de sluis beschouwd als een gol - ven opwekkende puntbron . Deze schematisering heeft als ach - tergrond dat de verhouding tussen sluisbreedte B en golflengte klein is . Bij $B = 6$ m bedraagt dit $1/12$ à $1/14$.

Het energie transport door de sluis wordt gelijkmatig ver - deeld over een halve cirkel . Daar de energie per m' evenredig is met H^2 volgt :

$$H_r = c(E_{\text{sluis}} / r)^{0.5}$$

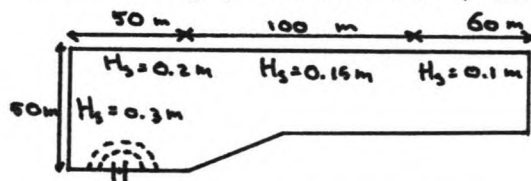
c : constante

r : afstand tot puntbron

H_r : significante golfhoogte op een afstand r van de sluis

E_S : totale energie transport door de sluis

De resultaten worden door de Adviesdienst Vlissingen in een notitie gepubliceerd (zie [2]) .



M.b.v. de theorie van Kikkawa kan nu een schatting gemaakt worden van de golfoverslag in relatie tot de kerende hoogte

van de kademuren in de Vissershaven .

Ad (3)

De beste manier om een afvoercoefficient te bepalen is dmv modelproeven aangezien de coeff. meestal van vele factoren afhaⁿkelijk is die moeilijk in formulevorm zijn weer te geven. In dit specifieke geval zal de coeff. afhangen van o.a. vorm en afwerking van de bovenkant van de overlaat (geometrie) , golf invalshoek , reflectie , staande golven (golfparameters), windrichting , waterdiepte - golfhoogte relatie en de mogelijk - heid om het water dat overslaat af te voeren .

Bij verdere berekeningen zal gebruik gemaakt worden van het model van Y. Goda (expected rate of irregular wave overtopping of seawalls , Coastal Engineering in Japan , [6]) . Nu zal verder de overeenkomst tussen beide modellen besproken worden .

Uitgaande van de afvoerformule :

$$q = 2/3 \cdot m \cdot (2g)^{1/2} \cdot z^{1.5} \quad (1.)$$

met

$$z = z(t) - R$$

en

$$z(t) = \hat{z} \cdot F(t)$$

volgt



$$q = 2/3 \cdot m \cdot (2g)^{1/2} \cdot \hat{z}^{1.5} \cdot (F(t) - R/\hat{z})^{1.5} \quad (2)$$

\hat{z} is de maximale amplitude van de golven zoals ze bij de constructie aankomen en worden gerelateerd aan de golfhoogte in diep water volgens : $\hat{z} = k \cdot H_0$

$F(t)$ is dan het z.g. golfprofiel dat nu uitsluitend van de tijd afhangt , neem bijv. : $F(t) = \sin (2\pi/T)t$

$$Q = 4/3 \cdot m \cdot (2g)^{1/2} \cdot k^{1.5} \cdot H_0^{1.5} \int_{t_0}^{t_1} (F(t) - R/(kH_0))^{1.5} dt \quad (3)$$

$$Q / (2gH_0^3)^{1/2} = 4/3 \cdot m \cdot k^{1.5} \int_{T/4}^{T/4 + \arcsin z(R/kH_0)} (\sin(2\pi/T)t - R/kH_0)^{1.5} dt \quad (4)$$

Q is nu het overslagvolume per golf , door ook de periode van de golven hierbij te betrekken komt Q weer als een debiet per m' tevoorschijn , m^3/m' , s .

Tor zover de theorie .

Goda komt na compilatie van vele onderzoeken tot de volgende conclusie :

$$q / (2gH_{SO})^{1/2} = m(R / H_S , H_S / h)$$

Beide formules beschrijven een proces dat met de stroming over een "volkomen" overlaat te maken heeft . Bij Goda staat echter H_{SO} , de significante golfhoogte in diep water . Hier moet echter een kanttekening bij geplaatst worden : er is bij het experiment sprake van een toestand die noch met diep , noch met ondiep water condities overeenkomt .

Goda gebruikt bijvoorbeeld :

T = 1.77 s	h = 0.20 m	$L_o = 4.9$ m	$h/L_o = 0.04$
	h = 0.10 m	$L_o = 4.9$ m	$h/L_o = 0.02$
T = 1.38 s	h = 0.20 m	$L_o = 3.0$ m	$h/L_o = 0.07$
	h = 0.10 m	$L_o = 3.0$ m	$h/L_o = 0.03$

Met T : golfperiode

h : waterdiepte in de golfgoot

L_o : golflengte in "diep" water

De grenzen zijn globaal :

Algemeen (tussengebied) : $0 < h/L_o < \infty$

Diep water : $0.50 < h/L_o < \infty$

Ondiep water : $0 < h/L_o < 0.015$

Dit houdt in dat van de in de golfgoot gemeten golven een significante golfhoogte wordt bepaald en om de experimenten zo algemeen mogelijk te presenteren deze H_s via een zogeheten Shoaling factor (lineaire golftheorie) wordt omgezet in H_{so} . De uitdrukking $H_{so} = H_s(h) / K_s(h, T)$ is in dit verband geoorloofd .

Als nu de $H_s(h)$ - relatie bekend is en de golfperiode kan H_{so} bepaald worden en daarmee kan uit de ontwerpgrafiek volgens het model van Goda het te verwachten golfoverslag volume afgelezen worden (zie verder FIG. 1) .

Wel moet vermeld worden onder welke condities de experimenten zijn uitgevoerd :

- Loodrecht invallende golven
- Hellend voorland 1/10 à 1/30
- Overstroming van de constructie , geen golfklappen

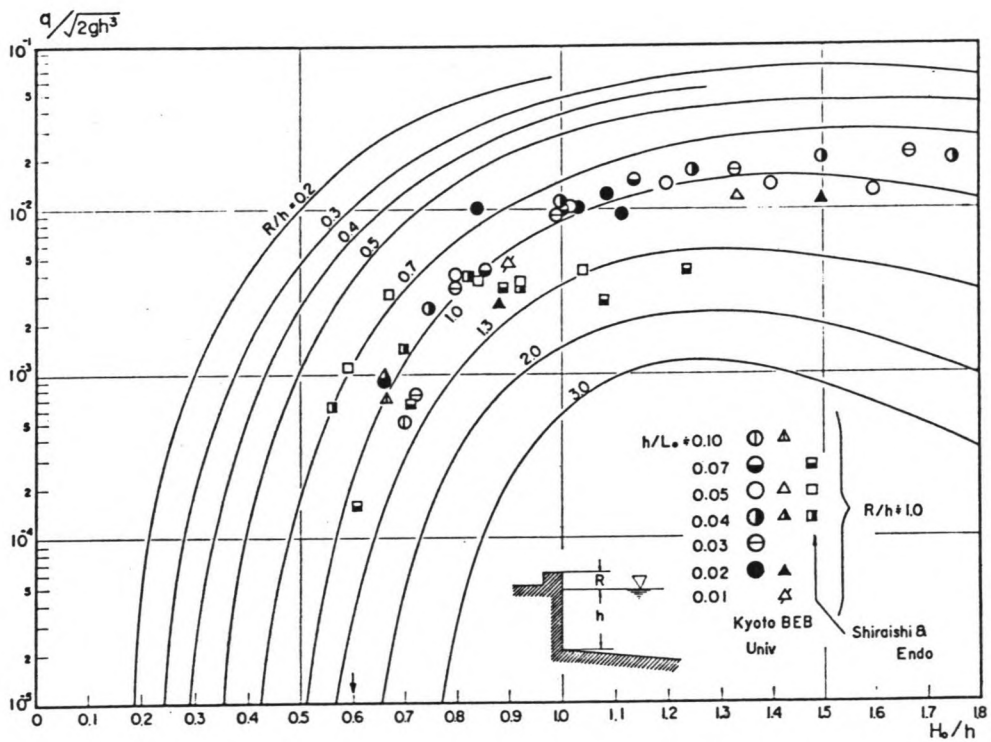
Het enige overgebleven probleem is de $H_s(h)$ - relatie waar - van geen gegevens aanwezig zijn (navraag bij de Adviesdienst Vlissingen leverde niets concreets op , er werd gesteld dat de invloed van h op H_s zeer gering is) . Er zal dus aangenomen worden dat $H_s = 1.15$ m in het havenbekken van de Koopmanshaven bij elke waterstand van de te verwachten stormvloed. Nu kan m.b.v. de shoaling coeff. H_{so} in diep water bepaald worden .

M.B.v. de getijkromme (zie blz. 4) en een aangenomen bodemligging van N.A.P. + 5.00 kan de tabel op de volgende bladzijde verkregen worden .

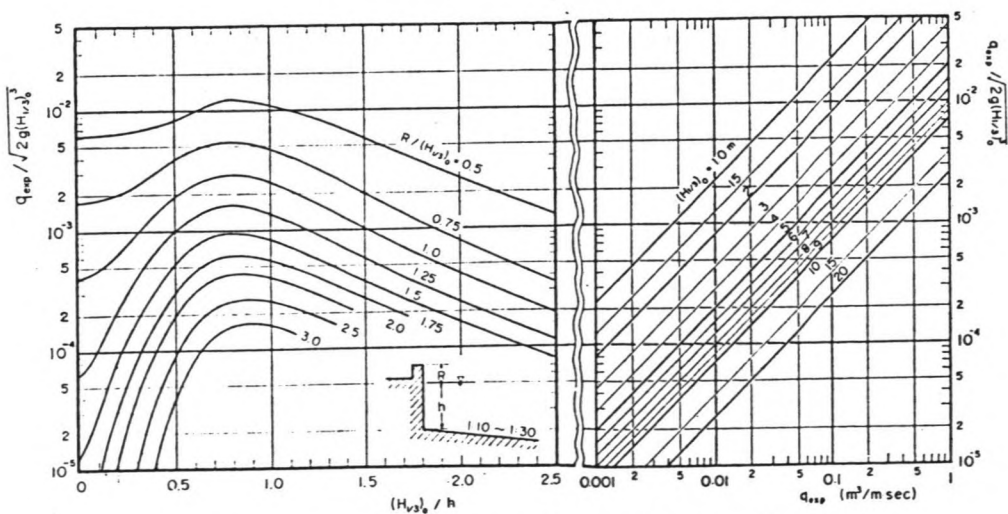
Golfoverslagvolume

Golfoverslagvolume als functie van de waterdiepte, constructie overhoogte en de significante golfhoogte in diep water

FIG 1



Generalized curves for regular wave overtopping rate of vertical wall.



Calculation diagram for expected overtopping of vertical seawall.

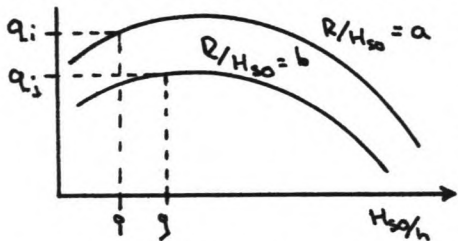
Peil nr.	Water diepte (m)	h/L_0	K_s	H_{so}	H_{so}/h
1	7.14	$46 \cdot 10^{-3}$	1.036	1.11	0.16
2	7.73	50 "	1.02	1.13	0.15
3	8.66	55 "	1.01	1.14	0.13
4	9.70	62 "	0.988	1.16	0.12
5	10.58	68 "	0.975	1.18	0.11
6	10.70	69 "	0.973	1.18	0.11
7	10.70	69 "	0.973	1.18	0.11
8	10.65	68 "	0.975	1.18	0.11
9	10.52	67 "	0.977	1.18	0.11
10	10.29	66 "	0.979	1.17	0.11
11	9.62	62 "	0.988	1.16	0.12
12	9.10	58 "	0.999	1.15	0.13
13	8.61	55 "	1.01	1.14	0.13
14	8.16	52 "	1.016	1.13	0.14
15	7.68	49 "	1.024	1.12	0.15
16	7.23	46 "	1.036	1.11	0.15

De inkomende golven hebben een periode T tussen 9 en 11 s .
 Er is hier gesteld $T = 10$ s . In diep water geldt dan :

$$L_0 = g / 2 \pi \cdot T^2 = 156.1 \text{ m}$$

De shoaling factor wordt uit een tabel voor Sinusoidale golven bepaald (lineaire golftheorie)

Door nu een kerende hoogte te nemen kan de laatste parameter, R bepaald worden. Stel de kerende hoogte is tot NAP + 6.00 dan is de afstand tussen Stormvloed peil 6 (NAP + 5.70) en de bovenkant van de constructie 0.30 m, dus $R = 0.30$ bij peil 6. Door dit nu voor alle peilen te doen kan m.b.v. FIG. 1 het overslagvolume voor deze kerende hoogte bepaald worden.



Het enige vervelende bij deze handelswijze is het veelvuldig aflezen van $q / (2g \cdot H_{SO}^3)^{1/2}$, dit moet gebeuren bij een grofmazige grafiek en vele verschillende waarden. Het spreekt vanzelf dat dit geen nauwkeurige aflezing kan zijn.

Een ander aspect is dat de ontwerpgrafiek (FIG. 1) geen waarden voor $R / H_S < 0.5$ kent. Een en ander leidt ertoe om voor een bepaalde H_{SO}/h verhouding het interpoleren tussen R / H_{SO} waarden te vergemakkelijken door een vergelijking op te stellen. Hier zal bijvoorbeeld peil 6 nader uitgewerkt worden.

Door het opsplitsen van de getijkromme in 16 delen, kan per interval gesteld worden dat de waterdiepte h constant is. Hier is $h = 10.70$ en $H_{SO} / h = 0.11$.

Interpolatie :

$R / H_{SO} = 0.50$	$q / (2g \cdot H_{SO}^3)^{1/2} = 6.16 \cdot 10^{-3}$
$= 0.75$	$= 1.75 \cdot 10^{-3}$
$= 1.0$	$= 4.86 \cdot 10^{-4}$
$= 1.25$	$= 1.34 \cdot 10^{-4}$
$= 1.50$	$= 3.22 \cdot 10^{-5}$

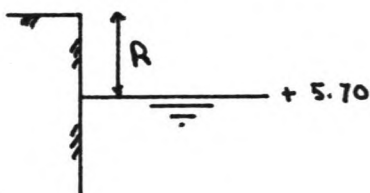
De vergelijking :

$$\log (q / (2g \cdot H_{SO}^3)^{1/2}) = -1.019 - 2.318 R / H_{SO}$$

is de vergelijking van de lijn die het beste past bij de vermelde gegevens en blijkt dit zeer goed te doen.

Bij peil 6 is $H_{SO} = 1.18$ m zodat de vergelijking overgaat in :

$$q = 5.695 \cdot 10^{-(1.019 + 1.808 R)}$$



Omrekenen naar een totaal volume t.g.v. peil 6 is eenvoudig :

$$Q_6 = q_6 \cdot \text{lengte kademuur} \cdot \text{tijdsstap dt}$$
$$= q_6 \cdot 150 \text{ m} \cdot (30 \cdot 60) \quad [\text{m}^3]$$

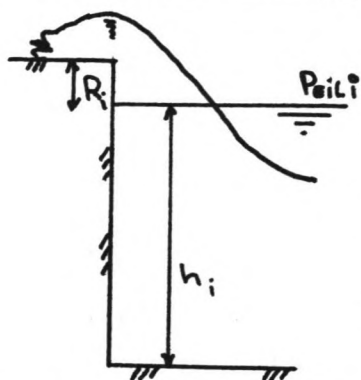
$$Q_6 = 1.538 \cdot 10^6 \cdot 10^{-(1.019 + 1.808 R)}$$

Op deze manier wordt voor de andere peilen Q_i bepaald :

Peil nr.

1	$1.399 \cdot 10^{6*} 10^{- (1.231 + 1.791 R)}$
2	$1.426 \cdot 10^{6*} 10^{- (1.201 + 1.814 R)}$
3	$1.453 \cdot 10^{6*} 10^{- (1.147 + 1.868 R)}$
4	$1.502 \cdot 10^{6*} 10^{- (1.084 + 1.910 R)}$
5	$1.536 \cdot 10^{6*} 10^{- (1.027 + 1.952 R)}$
6	$1.538 \cdot 10^{6*} 10^{- (1.019 + 1.801 R)}$
7	$1.538 \cdot 10^{6*} 10^{- (1.019 + 1.801 R)}$
8	$1.538 \cdot 10^{6*} 10^{- (1.019 + 1.808 R)}$
9	$1.536 \cdot 10^{6*} 10^{- (1.027 + 1.952 R)}$
10	$1.523 \cdot 10^{6*} 10^{- (1.042 + 1.943 R)}$
11	$1.502 \cdot 10^{6*} 10^{- (1.090 + 1.902 R)}$
12	$1.477 \cdot 10^{6*} 10^{- (1.123 + 1.880 R)}$
13	$1.453 \cdot 10^{6*} 10^{- (1.147 + 1.868 R)}$
14	$1.440 \cdot 10^{6*} 10^{- (1.175 + 1.838 R)}$
15	$1.426 \cdot 10^{6*} 10^{- (1.201 + 1.814 R)}$
16	$1.398 \cdot 10^{6*} 10^{- (1.225 + 1.800 R)}$

Berekening 1 : Golfoverslag kademuren Koopmanshaven



De berekening van het golfoverslagvolume gebeurt als volgt :

- Kies een kerende hoogte: $\text{NAP} + X$
- Bepaal de individuele bijdrage van elk peil i ($I = 1, 2, \dots, 16$)

H_{SO}/h is dan bekend en R is het verschil in meter tussen SV peil i en de bovenkant van de kering (het overslag volume bij een bepaald peil wordt afgeleid uit de gegevens en hetgeen vermeld staat op blz. 12) .

Kerende hoogte : N.A.P. + 6.00 m

Peil nr.	R (m)	Q_i (m ³)	
1 *	3.86	0.01	* De peilen 1 , 2 , 14 , 15 16 staan hier vermeld om te laten zien in welke orde van grootte de volumina zijn . In verdere berekeningen zullen ze verwaarloosd worden .
2 *	3.27	0.11	
3	2.34	4.41	
4	1.30	407	
5	0.42	21855	
6	0.30	42223	
7	0.30	42223	
8	0.35	34289	
9	0.48	16689	
10	0.71	5769	
11	1.38	289	
12	1.90	29	
13	2.39	3.6	
14 *	2.84	0.6	
15 *	3.32	0.09	
16 *	3.77	0.01	
		_____ +	
			$Q = 163.786 \text{ m}^3$

Kerende hoogte : N.A.P. + 6.10 m

Totaal overslagvolume :

$$Q = 107.057 \text{ m}^3$$

Peil nr.	R (m)	Q_i (m ³)
1	3.96	---
2	3.37	---
3	2.44	3
4	1.40	262
5	0.52	13943
6	0.40	27845
7	0.40	27845
8	0.45	22612
9	0.58	10647
10	0.81	3688
11	1.48	186
12	2.00	19
13	2.49	2
14	2.94	---
15	3.42	---
16	3.87	---

$$Q = 107.057 \text{ m}^3$$

Kerende hoogte N.A.P. + 6.20 m

Totaal overslag volume

$$Q = 69.991 \text{ m}^3$$

Peil nr.	R (m)	Q_i (m ³)
1	4.06	---
2	3.47	---
3	2.54	2
4	1.50	169
5	0.62	8895
6	0.50	18363
7	0.50	18363
8	0.55	14913
9	0.68	6792
10	0.91	2358
11	1.58	121
12	2.10	13
13	2.59	2
14	3.04	---
15	3.52	---
16	3.97	---

$$Q = 69.991 \text{ m}^3$$

Kerende hoogte : N.A.P. + 6.30 m

Totaal overslagvolume

$$Q = 45.768 \text{ m}^3$$

Peil nr.	R (m)	Q_i (m ³)
1	4.16	---
2	3.57	---
3	2.64	1
4	1.60	108
5	0.72	5675
6	0.60	12110
7	0.60	12110
8	0.65	9835
9	0.78	4333
10	1.01	1508
11	1.68	78
12	2.20	8
13	2.69	1
14	3.14	---
15	3.62	---
16	4.07	---
		_____ +
		$Q = 45.768 \text{ m}^3$

Kerende hoogte : N.A.P. + 6.50 m

Totaal overslagvolume :

$$Q = 19.583 \text{ m}^3$$

Peil nr.	R (m)	Q_i (m ³)
1	4.36	---
2	3.77	---
3	2.84	---
4	1.80	45
5	0.92	2309
6	0.80	5267
7	0.80	5267
8	0.85	4277
9	0.98	1764
10	1.21	616
11	1.88	32
12	2.40	3
13	2.89	---
14	3.34	---
15	3.82	---
16	4.27	---
		_____ +
		$Q = 19.583 \text{ m}^3$

Kerende hoogte : N.A.P. + 6.70 m

Totaal volume : $Q = 8.386 \text{ m}^3$

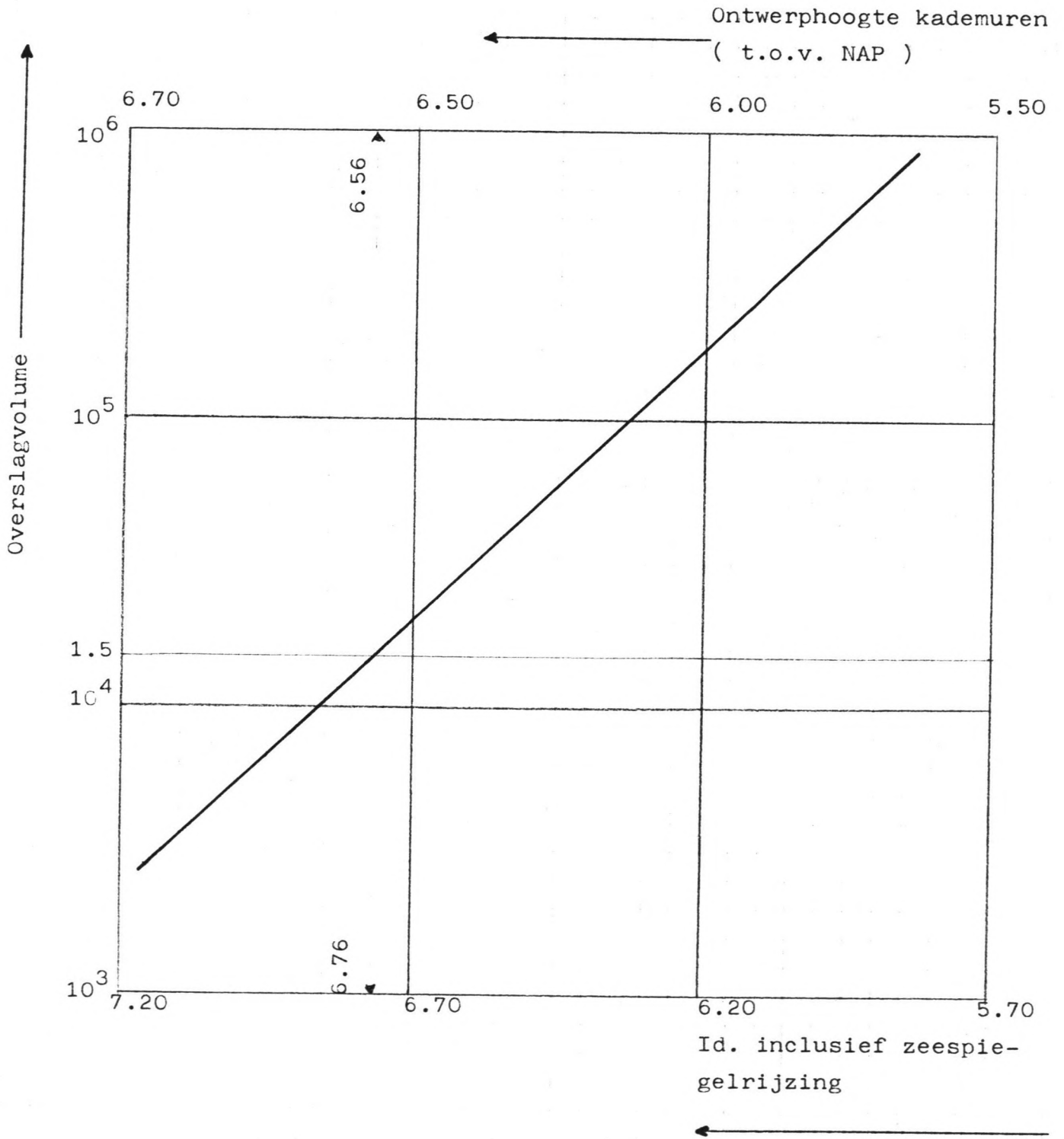
Peil nr.	R (m)	$Q_i \text{ (m}^3\text{)}$	Bij een kerende hoogte van N.A.P. + 6.70 wordt vol - daan aan het crite - rium :
1	4.56	---	$Q = 15.000 \text{ m}^3$ De volgende stap is het bepalen van de kerende hoogte - overslagrelatielijn. Bij het uitzetten op half-logaritmisch van onderstaande waarden blijkt dat deze punten op een rechte lijn liggen , zodat interpolatie mogelijk is . (zie FIG. 2)
2	3.97	---	
3	3.04	---	
4	2.00	19	
5	1.12	940	
6	1.00	2291	
7	1.00	2291	
8	1.05	1860	
9	1.18	718	
10	1.41	252	
11	2.08	14	
12	2.60	1	
13	3.09	---	
14	3.54	---	
15	4.02	---	
16	4.47	---	

Kerende hoogte	Totaal overslagvolume
N.A.P. + 6.00	163.786 m^3
" + 6.10	107.057 m^3
" + 6.20	69.991 m^3
" + 6.30	45.768 m^3
" + 6.50	19.583 m^3
" + 6.70	8.386 m^3

Koopmanshaven - Winteromstandigheden

Relatief Kerende hoogte - Overslagvolume

FIG 2



Berekening 2 : Golfoverslagvolume t.p.v. de sluis

Uitgangspunten :

- Deuren , sluishoofd en aansluiting op het dijklichaam hebben dezelfde kerende hoogte
- Het havenbekken wordt uitsluitend via de sluis gevuld
- De lengte van de overlaat gevormd door de constructies bij de sluis bedraagt 24 m .

Kerende hoogte : N.A.P. + 6.00 m

Totaal golfoverslagvolume :

$$Q = 26.206 \text{ m}^3$$

Peil nr.	R (m)	Q_i (m^3)	Het Kombergingsvolume
1	3.86	---	van de Vissershaven be-
2	3.27	---	d raagt 47.500 m^3 , tot-
3	2.34	1	dat dit volume is be -
4	1.30	65	reikt komt er via het
5	0.42	3497	bekken geen water in
6	0.30	6756	de stad . Er mag 15000 m^3
7	0.30	6756	de binnenstad bereiken,
8	0.35	5486	dus als al het water
9	0.48	2670	via de Vissershaven
10	0.71	923	afvloeit kan 62500 m^3
11	1.38	46	als overslagvolume ge-
12	1.90	5	accepteerd worden .
13	2.39	1	
14	2.84	---	
15	3.32	---	
16	3.77	---	

$$\begin{array}{r} \text{-----}^+ \\ Q = 26.206 \text{ m}^3 \end{array}$$

Kerende hoogte : N.A.P. + 5.95 m

Totaal overslag volume :

$$Q = 32.419 \text{ m}^3$$

Peil nr.	R (m)	Q_i (m^3)
1	3.81	---
2	3.22	---
3	2.29	1
4	1.25	81
5	0.37	4378
6	0.25	8319
7	0.25	8319
8	0.30	6756
9	0.43	3343
10	0.66	1155
11	1.32	60
12	1.85	6
13	2.34	1
14	2.79	---
15	3.27	---
16	3.72	---
		_____+
		$Q = 32.419 \text{ m}^3$

Kerende hoogte : N.A.P. + 5.90 m

Totaal overslag volume :

$$Q = 40.101 \text{ m}^3$$

Peil nr.	R (m)	Q_i (m^3)
1	3.76	---
2	3.17	---
3	2.24	1
4	1.20	101
5	0.32	5481
6	0.20	10244
7	0.20	10244
8	0.25	8319
9	0.38	4186
10	0.61	1444
11	1.28	72
12	1.80	7
13	2.29	1
14	2.74	---
15	3.22	---
16	3.67	---

$$\begin{array}{r} \text{-----} \\ + \\ Q = 40.101 \text{ m}^3 \end{array}$$

Kerende hoogte : N.A.P. + 5.80 m

Totaal overslag volume :

$$Q = 61.377 \text{ m}^3$$

Peil nr.	R (m)	Q_i (m^3)
1	3.66	---
2	3.07	---
3	2.14	2
4	1.10	157
5	0.22	8592
6	0.10	15534
7	0.10	15534
8	0.15	12615
9	0.28	6561
10	0.51	2259
11	1.18	111
12	1.70	11
13	2.19	1
14	2.64	---
15	3.12	---
16	3.57	---

$$Q = 61.377 \text{ m}^3$$

Kerende hoogte : N.A.P. + 5.70 m

Totaal overslag volume :

$$Q = 93.960 \text{ m}^3$$

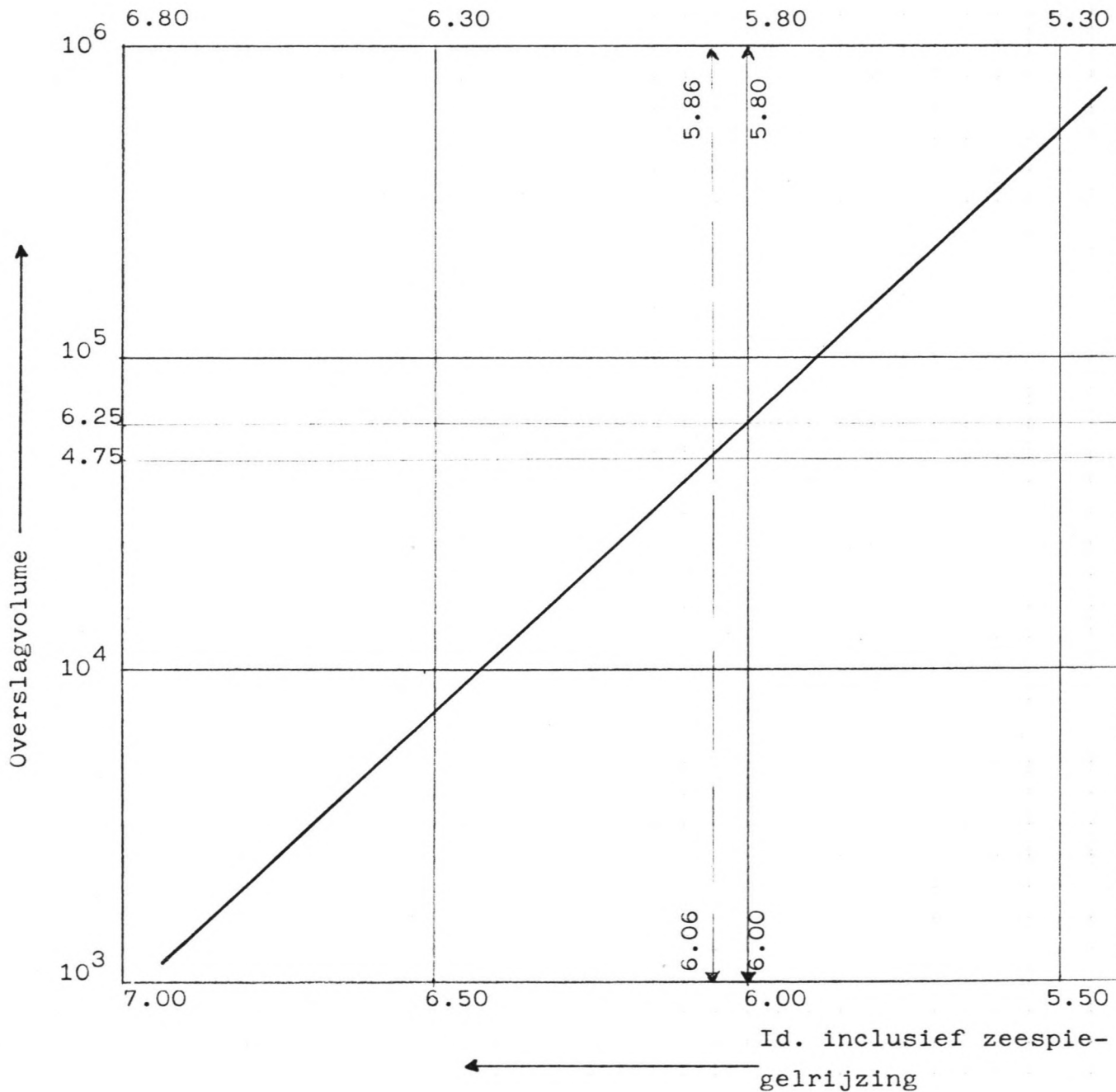
peil nr.	R (m)	Q_i (m ³)
1	3.56	---
2	2.97	---
3	2.04	3
4	1.00	244
5	0.12	13467
6	0	23555
7	0	23555
8	0.05	19128
9	0.18	10284
10	0.41	3533
11	1.08	172
12	1.60	17
13	2.09	2
14	2.54	----
15	3.02	---
16	3.47	---
		-----+
		$Q = 93.960 \text{ m}^3$

Kerende hoogte	Golfoverslagvolume
N.A.P. + 6.00	26.206 m ³
" + 5.90	40.101 m ³
" + 5.80	61.377 m ³
" + 5.70	93.960 m ³

Vissershaven (sluis) : Winteromstandigheden

FIG 3

← Ontwerphoogte sluis
(tov. NAP in m+)



De berekening tot nog toe heeft zich uitsluitend op één constructie gericht . Uitgaande van een maximaal toelaatbaar golf-overslagvolume van 15.000 m^3 dat direct of indirect naar de binnenstad vloeit is getracht de kerende hoogte te bepalen waardoor aan dit criterium wordt voldaan .

Bij de Koopmanshaven wordt dit bereikt bij een hoogte van NAP + 6.56 , wat neerkomt op + 6.76 als rekening wordt gehouden met een relatieve zeespiegelrijzing van 0.20 m . Dit houdt dan in dat via de Vissershaven geen water naar de stad mag vloeien . In dit geval mag dan wel 47500 m^3 via de sluis in het bekken terecht komen , het bekken is dan vol , de kerende hoogte bedraagt dan NAP + 5.86 en dus + 6.06 . Wordt er echter aangenomen dat het maximale volume via de Vissershaven zal gaan , dan zou de kerende hoogte tot NAP + 6.00 gereduceerd kunnen worden .

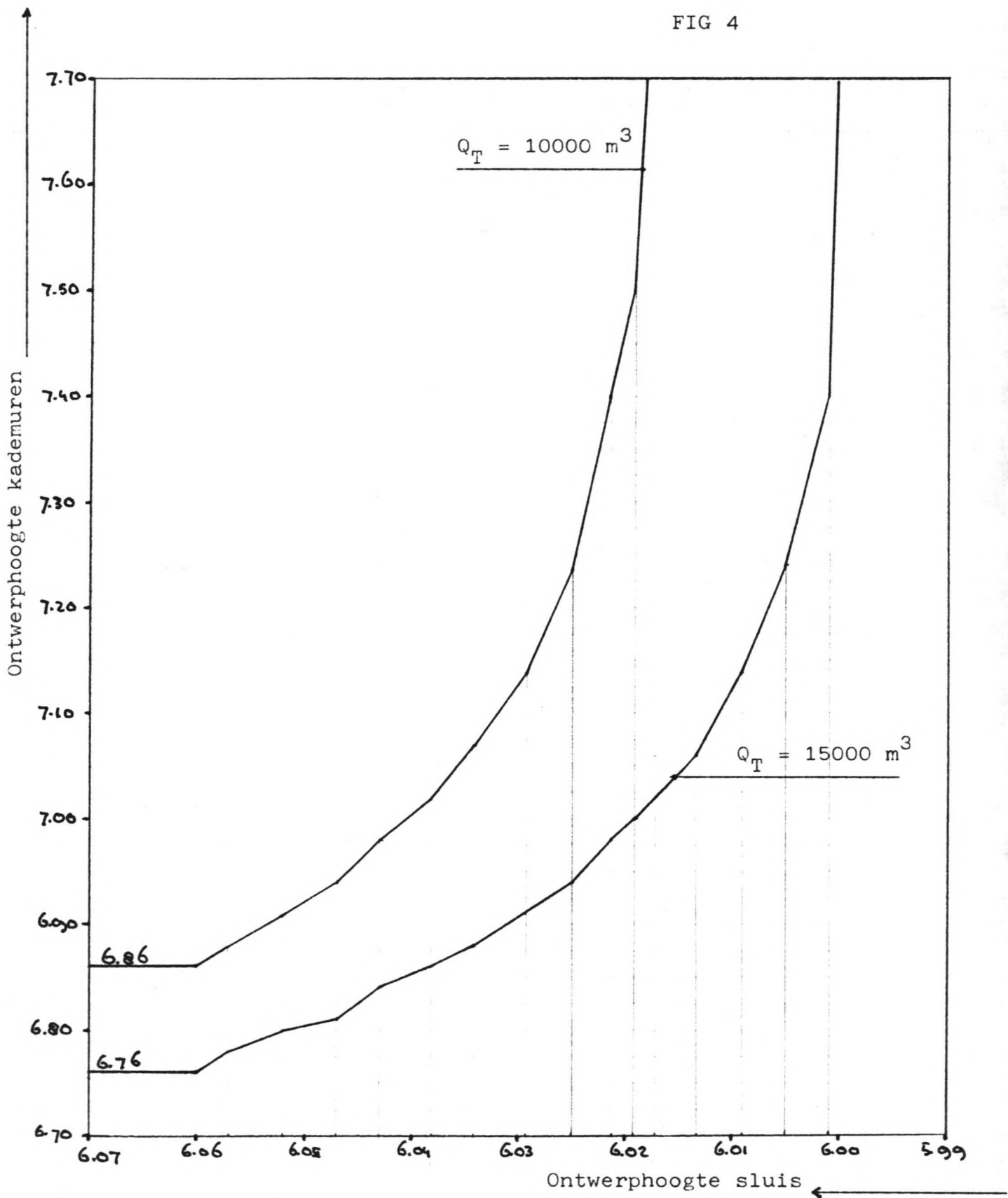
Wat verder van belang is , is de onderlinge relatie t.a.v. de kerende hoogte bij een vastgesteld golfoverslagvolume .

Bijvoorbeeld : een kerende hoogte van de sluis \gt NAP + 6.06 leidt ertoe dat het bekken van de Vissershaven slechts gedeeltelijk gevuld zal raken en dat dus een golfoverslagvolume van 15000 m^3 over de kademuren van de Koopmanshaven acceptabel is . De kerende hoogte van deze kademuren mag dan niet onder NAP + 6.76 komen , omdat dan het volume van 15000 m^3 wordt overschreden , zie verder FIG. 4

Uit deze relatie blijkt duidelijk dat een kleine variatie in de sluishoogte tot grote variaties in de kademuurhoogte leidt . Om dit nog extremer te stellen : een 6 cm lagere sluis betekent een extra hoogte van de kademuren van meer dan 1 m , theoretisch zelfs een oneindige overhoogte omdat een volume 0 nooit gehaald kan worden , terwijl nu 15000 m^3 via de Vissershaven richting binnenstad afvloeit .

Kademuurhoogte / sluishoogte bij een gegeven overslagvolumme

FIG 4



Conclusies winteromstandigheden

Een kerende hoogte van NAP + 6.76 in de Koopmanshaven en een sluishoogte van NAP + 6.06 voldoen aan het criterium dat het golfoverslagvolume dat tot in de stad terecht komt hoogstens 15000 m³ bedraagt . Hier moeten echter een aantal kanttekening- en bij geplaatst worden .

Allereerst is er bij het bepalen van Q (overslagvolume) ge - extrapoleerd in een gebied waarover het model geen informatie verstrekt , dit was bij $R / H_s < 0.5$. Goda vermeldt in zijn artikel (zie [6]) dat afwijkingen tot een factor 2 t.o.v. het bepaalde volume kunnen voorkomen en dit geldt dan voor $R / H_s \geq 0.5$. Als laatste komt hier nog bij dat het proces beschreven wordt door H_{SO} , geen rekening houdende met staan - de golven .

Het is dan ook aannemelijk dat er gesteld zal worden dat slechts 7.500 m³ over de kademuren mag stromen . Dit leidt tot een kerende hoogte van NAP + 6.93 (inclusief de relatie - ve zeespiegelrijzing) . Bij de Vissershaven hoeft de extra verhoging niet zo groot te zijn . Door de ligging , orientatie en de geometrie van de sluis is het niet waarschijnlijk dat hier staande golven zullen ontstaan , daar komt nog bij dat achter de sluis het afgesloten havenbekken ligt dat als buf - fer dienst kan doen . Stel een kerende hoogte voor de sluis op NAP + 6.15 , het bekken is dan maximaal voor 2/3 gevuld .

Winteromstandigheden

Kerende hoogte:

- Koopmanshaven : N.A.P. + 6.95 m
- Vissershaven / sluis : N.A.P. + 6.15 m

Berekening 3 : zomeromstandigheden

Op geheel identieke wijze kunnen de berekeningen voor de zomeromstandigheden uitgevoerd worden . Uiteraard met de hierbij behorende gegevens als getijkromme , significante golfhoogte ($H_s = 0.90 \text{ m}$) , waterdieptes , etc . Hier zullen verder alleen de resultaten gepresenteerd worden , dus in de vorm van een Kerende hoogte - Overslagvolume relatie lijn .

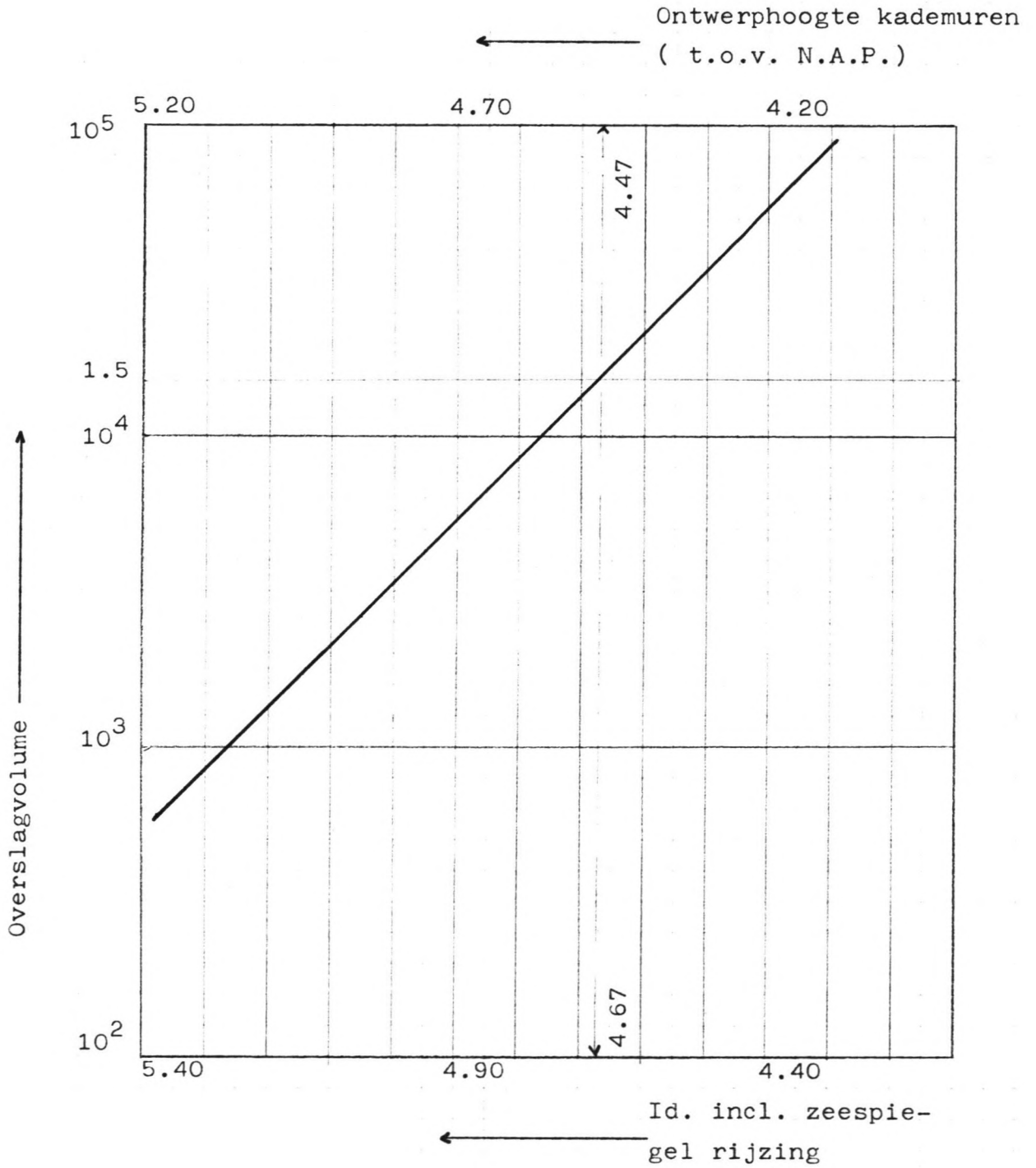
Er zullen twee berekeningen uitgevoerd worden , één voor een kering waarbij alleen een stuk , met een lengte van 40 m , wordt verlaagd en één waarbij de gehele kering verlaagd wordt.

Er wordt geen berekening gemaakt voor de kademuren rond de ^{kering} Vissershaven: hier wordt gesteld dat in de nieuwe voorzieningen aangebracht moeten worden om er voor te zorgen dat de kans dat de sluis niet gesloten wordt extreem klein wordt .

Koopmanshaven : Zomeromstandigheden

Verlaagde kademuren over 40 m (t.p.v. het Bellamy park)

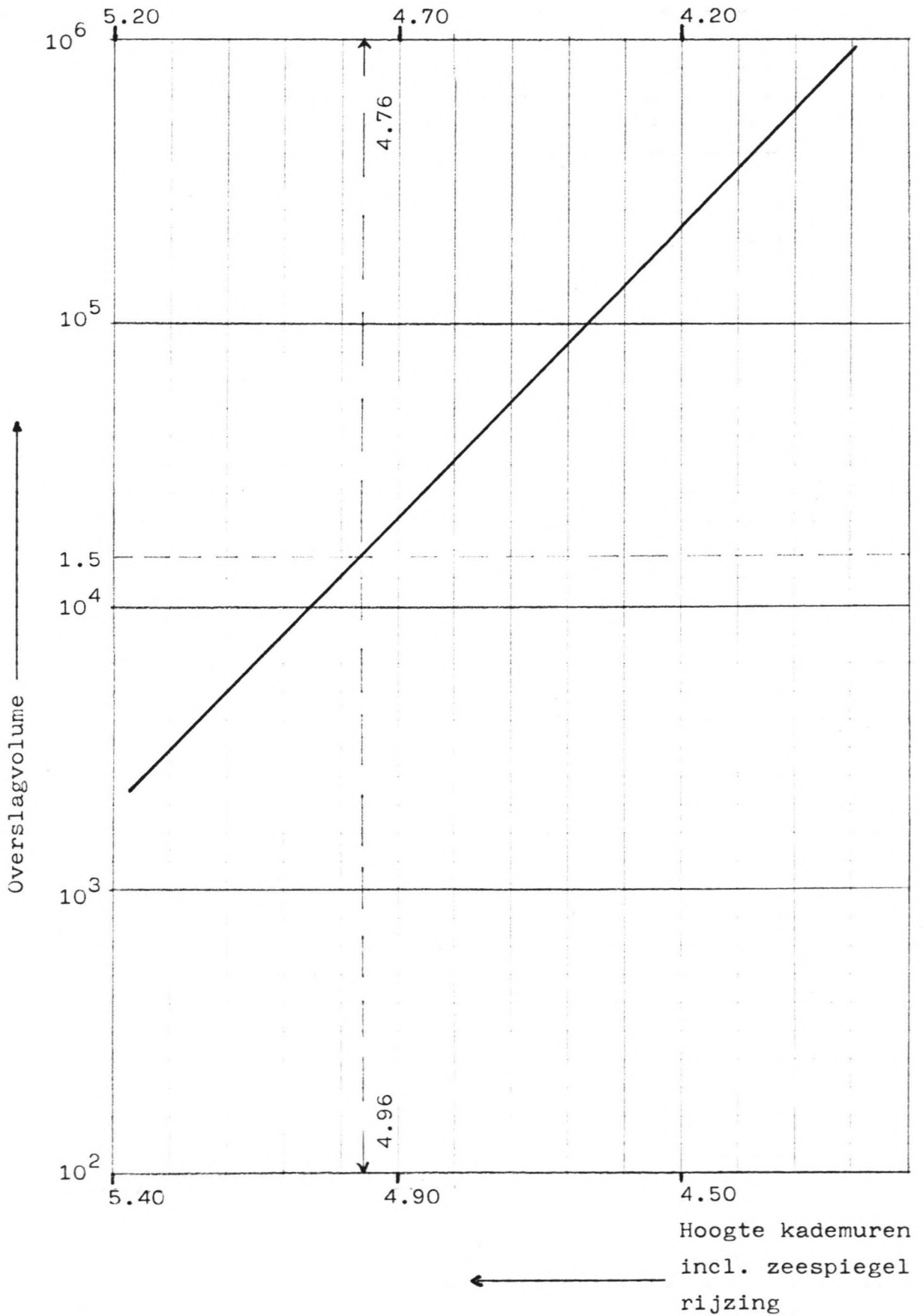
FIG 5



Koopmanshaven : Zomeromstandigheden

Verlaagde kademuren over 150 m

FIG 6

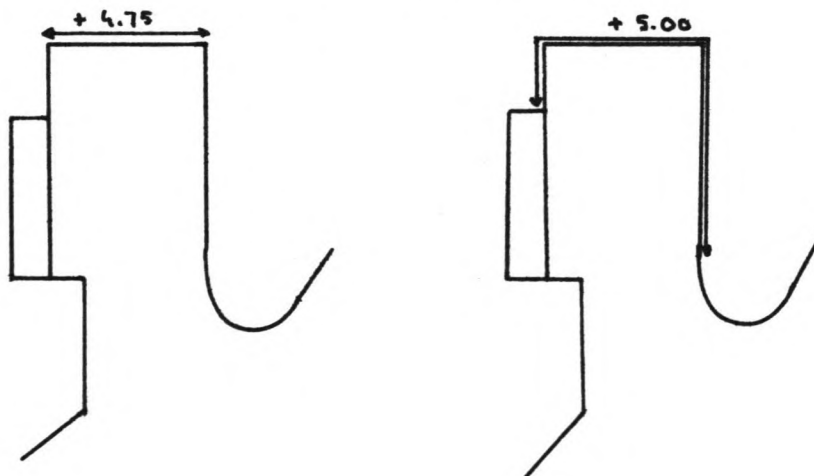


Conclusies zomeromstandigheden

Vanaf het begin zijn er uit de veelheid van eisen en criteria twee duidelijk belangrijker geweest , ten eerste de veiligheid (daar is het allemaal om begonnen) en ten tweede de aantasting van het stadsgezicht (hoge muren beschermen goed maar isoleren a.h.w. delen van de stad) .

Deze voorkeur aanhoudend zal dus gekozen worden voor het alternatief met over de volle lengte verlaagde kademuren in de zomer op grond van het volgende :

- De altijd aanwezige kerende hoogte is groter (basisconstructie) hierdoor wordt de faalkans van het systeem gunstig beïnvloed als om welke reden dan ook tijdens een storm de extra kerende hoogte niet wordt aangebracht .
- Een extra hoogte van de basisconstructie van 0.25 m zorgt ervoor dat het uitzicht in de zomer vanuit de stad op de Westerschelde nergens belemmerd wordt . Bij een kering waar slechts een deel wordt weggehaald is de basisconstructie weliswaar 0.25 m lager maar slechts over 40 m . Over de resterende 110 m komen de kademuren dan tot NAP + 6.95 bij een gemiddeld straatnivo van NAP + 3.75 .



Zomeromstandigheden

Kerende hoogte :

- Koopmanshaven : N.A.P. + 5.00 m
- Vissershaven : Sluis open

Kademuren N.A.P. +4.00 à + 4.20

Literatuur

- [1] : Adviesdienst Vlissingen , Deltaveiligheid Koopmans -
en Vissershaven . (nota WWKZ - 81.VO11)

- [2] : Adviesdienst Vlissingen , Deltaveiligheid Koopmans -
en Vissershaven . (nota WWKZ - 81.206a)

- [3] : Projectgroep Hoogwaterkering Vissers - en Koopmanshaven
Nota inzake de bijstelling van het principe plan
voor de versterking van de hoogwaterkering t.p.v.
de Vissers - en Koopmanshaven te Vlissingen in het
kader van de Deltawet (4^e concept nota)

- [4] : Centrum voor Onderzoek Waterkeringen , COW - 20 (R) ,
Veiligheidsbeschouwing sluis te Vlaardingen

- [5] : H. Kikkawa , Fundamental Study of Wave Over-Topping
on Levees . (Coastal Engineering in Japan , Vol 11 ,
1968)

- [6] : Y. Goda , Expected Rate of Irregular Wave Overtop-
ping of Seawalls . (Coastal Engineering in Japan ,
Vol 14 , 1971)

Errata en toelichtingen

Dit is een opmerking van meer algemene aard :

In dit stuk wordt een overslag volume per strekkende meter kering bepaald. Deze waarde geldt voornamelijk voor de wand die tegen het park ligt. Dit stuk kering staat namelijk loodrecht op de voortplantingsrichting van de inkomende golven. De andere stukken kering zijn evenwijdig aan de inkomende golven. Dit houdt in dat het overslag volume van de ene strekkende meter kering niet gelijk is aan het overslag volume op een andere locatie.

Dit onderwerp is echter zo gecompliceerd en locatie afhankelijk dat dit stuk niet meer betekenis heeft dan een redelijke schatting van het verschijnsel. Om het verschijnsel beter te beschrijven moeten proeven uitgevoerd worden.

Het is in dit stadium daarom niet echt verantwoord om onderscheid te maken tussen de verschillende stukken van de kering m.b.t. de golfoverslag.

