

Projectbureau Zeeweringen

Postbus 114
 4460 AC GOES

Begeleidend schrijven

Datum
 2001-03-29

Uw kenmerk
 -

Ons kenmerk
 CO-398560.0009/jvm

Onderwerp
 rapport damwandconstructie Havendam Walsoorden

Doorkiesnummer

Geachte [redacted],

Hierbij zenden wij u bijgaande rapporten:

- ter kennisneming
- volgens afspraak
- met verzoek om commentaar
- voor de vergadering
-

Hoogachtend,
 GeoDelft

[redacted]
 projectleider

PROJECTBUREAU ZEEWERINGEN	ACTIE	INFO
PROJECTLEIDER		X
SECRETARESSE		
PROJECTSECRETARIS		X
MEDEWERKER FINANCIËN		X
MEDEWERKER KWALITEIT		X
TEAMLEIDER ONTWERP		X
HOOPD UITVOERING		
COÖRDINATOR / BESTEKSCRIVVER		X
[redacted]		X
[redacted]		X
+ bgl		
ARCHIEF-PZDT-R-01090		X
CIRCULATIE MAP		

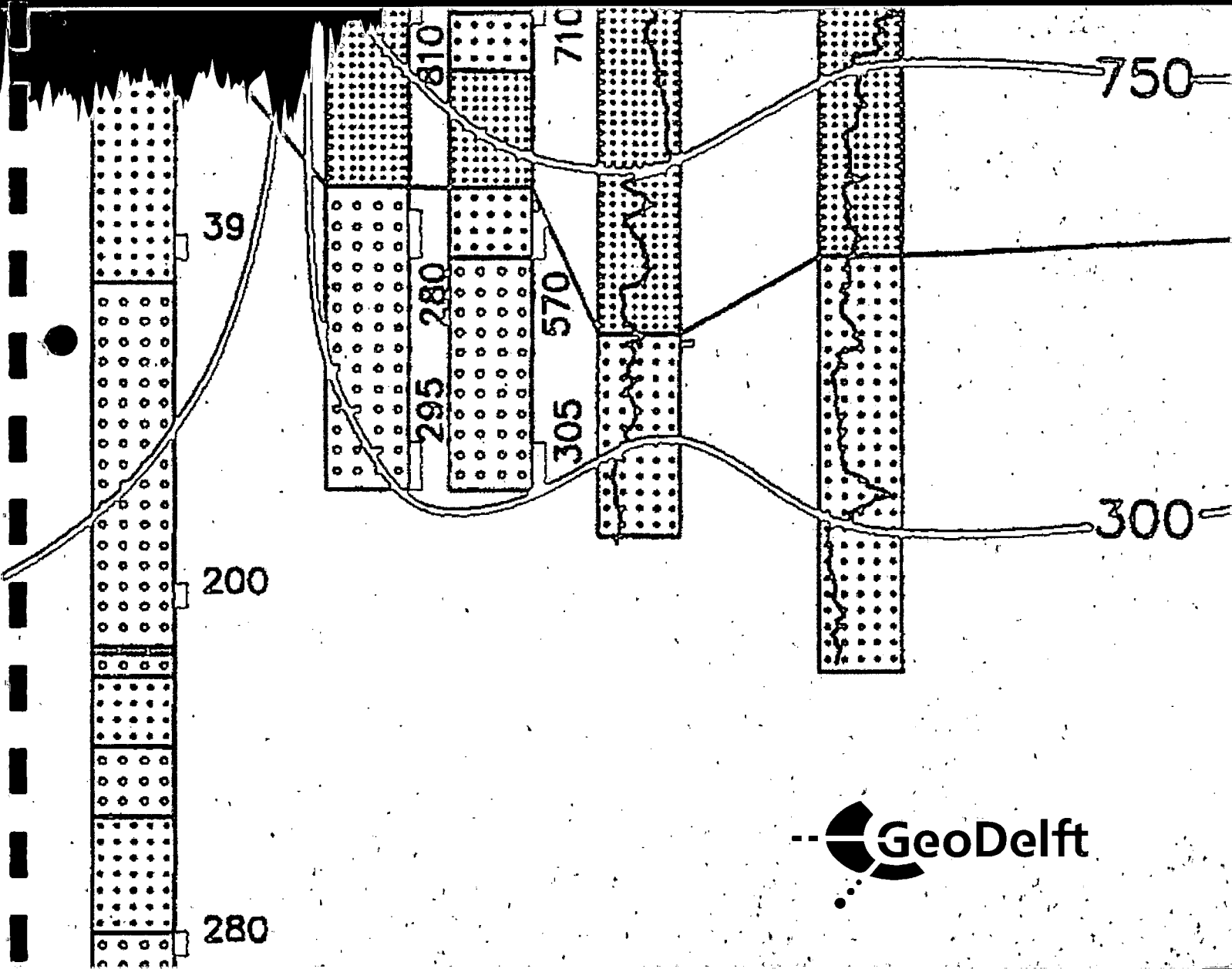
Bijlage(n)

- rapport damwandconstructie Havendam Walsoorden met kenmerk CO-398560.0007 in drievoud



005675 2001 PZDT-R-01090 ken

erslagRapport damwandconstructie Havendam Walsoord



**Damwandconstructie Havendam
Walsoorden**

**CO-398560.0007
maart 2001**

**Damwandconstructie Havendam
Walsoorden**

CO-398560.0007

Opgesteld in opdracht van:
PROJECTBUREAU ZEEWERINGEN
POSTBUS 114
4460 AC GOES

AFDELING FUNDERINGSTECHNIEK EN
ONDERGRONDSE WERKEN

Projectleider :

Projectbegeleider:



GeoDelft

Stieltjesweg 2, 2628 CK DELFT

Postbus 69, 2600 AB DELFT

Telefoon (015) 269 35 00

Telefax (015) 261 08 21

Postbank 234342

Bank MeesPierson NV

Rek.nr. 25.92.35.911

rapportnr: CO-398560.0007		datum rapport: maart 2001			
titel en subtitel: Damwandconstructie Havendam Walsoorden		behandelende afdeling: Funderingstechniek En Ondergrondse Werken			
		projectnaam: Damwandconstructie Havendam Walsoorden			
[REDACTED]					
naam en adres opdrachtgever: Projectbureau Zeeweringen Postbus 114 4460 AC GOES		referentie opdrachtgever: -			
		verzenden in: 3-voud			
		type rapport: adviesrapport			
<p>samenvatting rapport:</p> <p>In de haven van Walsoorden ten Oosten van Terneuzen is een havendam aanwezig die onder meer als functie heeft de golven in de achterliggende haven te reduceren. In deze havendam is over een afstand van circa 75 m een damwand geplaatst, welke tot boven de kruin van de havendam uitsteekt. Deze wand doet tevens dienst als ankerwand voor een grondkerende damwand op 9,5 m afstand. De damwanden zijn verbonden door middel van ankerstangen.</p> <p>Door Projectbureau Zeeweringen is aan GeoDelft verzocht advies uit te brengen betreffende de stabiliteit / sterkte van de huidige damwandconstructie onder maatgevende omstandigheden en de eventuele gevolgen van optredende deformaties voor de bestaande havendam. De aanwezigheid van de ankerwand tot boven de kruin van de havendam mag onder maatgevende omstandigheden geen gevaar opleveren voor de golfreducerende werking van de havendam.</p> <p>Uit een controle m.b.v. glijvlakken blijkt dat er voldoende afstand tussen de damwanden is, waardoor de wanden apart kunnen worden berekend.</p> <p>De maatgevende golfbelasting treedt op bij de hoogste waterstand. Bij M.H.W. (NAP + 6,4 m) is de maatgevende golfbelasting aan de Westerscheldezijde 90 kPa. Van de havenzijde kan bij terugtrekkende golven een belasting van 10 tot 30 kPa over de hoogte optreden. Deze waarden zijn volgens de nieuwste inzichten (zie referenties) op het gebied van golfklappen berekend. De berekeningen geven echter een grote spreiding. De ondergrens van de golfklap is derhalve ook getoetst.</p> <p>De ankerwand zal bij de kleinste berekende golfklap en een vergrote sterkte en stijfheid instabiel worden door bezwijken van de grond. De top en teen zullen zodanig roteren dat extreme verplaatsingen ontstaan. Dit zal het talud aan de buitenzijde beschadigen. Bovendien kan het anker, dat de stabiliteit van de loswal garandeert, zijn functie verliezen. De oorzaak hiervan is de zeer geringe inbeddingsdiepte van de ankerwand.</p> <p>Op basis van de resultaten van de berekeningen blijkt dat de huidige situatie niet bestand is tegen de maatgevende condities. Op basis van kosten is alleen het vervangen van de ankerwand door een langere en sterkere damwand een realistisch alternatief voor het verwijderen van de ankerwand.</p>					
opmerkingen:					
trefwoorden: damwand, golfbelasting, dam		verspreiding: Projectbureau Zeeweringen BV 3x, GD - afd. FOW - 1x			
opgeslagen onder titel: N:\co398560\co398560.0007.doc				aantal blz.: 31	
versie:	datum:	opgesteld door:	paraaf:	gecontroleerd door:	paraaf:
1	december 2000	[REDACTED]		[REDACTED]	
2	maart 2001	[REDACTED]	MC	[REDACTED]	[Handwritten Signature]

INHOUDSOPGAVE

1	Inleiding	1
2	Aanpak	3
3	Beschikbare gegevens	5
4	Grondopbouw	7
5	Berekening golfbelasting	9
5.1	Geometrie en golfkarakteristieken	9
5.2	Golfgedrag bij diverse waterstanden	10
5.3	Variatie van de stijghoogte in de ondergrond	12
5.4	Hoogste rivierwaartse golfbelasting.	12
5.5	Hoogste havenwaartse golfbelasting	14
6	Sterkte berekening damwand havenzijde	17
7	Sterkteberekening ankerwand in havendam	19
8	Alternatief voor verwijdering ankerwand	21
9	Conclusies	23
	Referenties	25

1 Inleiding

In de haven van Walsoorden ten oosten van Terneuzen is een havendam aanwezig die onder meer als functie heeft de golven in de achterliggende haven te reduceren. In deze havendam is over een afstand van circa 75 m een damwand geplaatst, welke tot boven de kruin van de havendam uitsteekt. Deze wand doet tevens dienst als ankerwand voor een grondkerende damwand op 9,5 m afstand. De damwanden zijn verbonden door middel van ankerstangen.

Aangezien de bestaande havendam een golfreducerende werking heeft op de achterliggende haven en primaire waterkering, dient onderzocht te worden of de dam onder maatgevende omstandigheden nog altijd voldoet. De aanwezigheid van de ankerwand tot boven de kruin van de havendam mag hierbij onder maatgevende omstandigheden geen gevaar opleveren voor de golfreducerende werking van de havendam. Door de beheerder van de loswal is aangegeven dat op dit moment de ankerwand tevens een beschermende werking heeft voor de achterliggende aanlegplaats voor schepen en dus afbranden van de ankerwand op kruinniveau niet wenselijk is.

Door Projectbureau Zeeweringen is aan GeoDelft verzocht advies uit te brengen betreffende de stabiliteit en sterkte van de huidige damwandconstructie onder maatgevende omstandigheden en de eventuele gevolgen van optredende deformaties voor de bestaande havendam.

2 Aanpak

Aangezien de ankerwand door middel van ankerstangen verbonden is aan de op 9,5 m afstand staande damwand, is in eerste instantie onderzocht of de actieve gronddrukzone achter de damwand de passieve gronddrukzone van de ankerwand beïnvloedt, waardoor een zgn. 'kistdam'-constructie zou bestaan. In ieder geval is er sprake van interactie tussen beide constructies via de ankerstangen, zodat zowel de damwand als de ankerwand in de dam berekend zijn.

Achtereenvolgens zijn de volgende aspecten beschouwd:

- grondopbouw
- golfbelasting onder maatgevende omstandigheden
- sterkte en stabiliteit van de damwandconstructie onder maatgevende omstandigheden
- sterkte en stabiliteit van de ankerwandconstructie onder maatgevende omstandigheden
- gevolgen van deformaties van de ankerwandconstructie op de stabiliteit en golfreducerende werking van de havendam.

3 Beschikbare gegevens

Door Projectbureau Zeeweringen is een aantal gegevens ter beschikking gesteld waarvan gebruik gemaakt is bij het opstellen van dit advies:

Tekeningen:

- situatietekening haven Walsoorden, kenmerk WALSO1-V1.SIT d.d. 23 november 1999
- tekeningen met dwarsprofielen te Walsoorden, kenmerk WALSO13-V1.DWA, WALSO14-V1.DWA en WALSO10-V1.DWA d.d. 23 november 1999
- tekening met overzicht constructie kade, kenmerk 1188db d.d. 22 juni 1994
- tekening Haven Walsoorden van Ws. Zeeuwse Eilanden, kenmerk 1noor45.006, d.d. september 2000
- plot met bodemprofielen, profiel 7024E opnamedatum 11-09.

Gegevens:

- gegevens Gemeente Hontenisse, d.d. 4 december 1997 met o.a. sonderingen 1 en 2
- rapport Bekleding op havendam van Walsoorden, WL Delft Hydraulics, november 2000.

Uit het GeoDelft-archief zijn grondonderzoekgegevens van de Verbetering Hoofdwaterkering Walsoorden gebruikt bij het opstellen van het grondprofiel. Kenmerk van deze gegevens is CO12709.

4 Grondopbouw

De door de Gemeente Hontenisse gemaakte sonderingen [Hontisse] zijn ter plaatse van de damwandconstructie in de Noordelijke havendam uitgevoerd. Hierbij is echter geen maaiveldhoogte ingemeten ten opzichte van NAP. Uit de bijgevoegde schets is op te maken dat de dam een toplaag van klei met een dikte van 1,5 m heeft.

De sonderingen uit het archief van GeoDelft zijn in de hoofdwaterkering uitgevoerd en hebben wel een referentie ten opzichte van NAP. Sondering H7 is op de kortste afstand (aan de binnenzijde van de Noordelijke Havendam, in het water) gemaakt.

Door beide gegevens te combineren is de verwachte grondopbouw afgeleid. Hierbij is de ligging van de kleilaag onder de topzandlaag als constant beschouwd. De bijbehorende maaiveldhoogtes zijn hieraan aangepast.

De bovenbouw van de dam bestaat vanaf de bovenkant op NAP + 3,5 m uit 10 cm betonklinkers op een 5 cm dikke zandlaag met daaronder een grindlaag van circa 30 cm [Kade]. Aangenomen is dat hieronder de opbouw volgens de sonderingen geldt.

Tussen NAP - 0,2 en NAP - 2,1 komt in sondering H7 klei voor. Deze dikke klei komt ook in de sonderingen 1 en 2 voor. Door de kleilaag op deze hoogte aan te nemen, ontstaat de volgende opbouw:

Toplaag betonklinkers in zand en grind (0,5 m)	(NAP + 3,5 m tot NAP + 3,0 m)
Kleilaag 1,5 m afdekking kade	(NAP + 3,0 m tot NAP + 1,5 m)
Zandige toplaag volgens sondering 1 en 2	(NAP + 1,5 m tot NAP - 0,2 m)
Kleilaag uit sondering H7, 01 en 02	(NAP - 0,2 m tot NAP - 2,1 m)
Zand vanaf NAP - 2,1 m.	

5 Berekening golfbelasting

Voor de berekening van de golfbelasting is aangenomen dat de grondwaterstand binnen de damwanden de buitenwaterstand vrijwel 1 op 1 volgt, zodat de situatie waarbij sprake zal zijn van een verhoogde binnenwaterstand ten opzichte van een plotseling lagere buitenwaterstand niet zal optreden. De stabiliteit van de havendam onder deze omstandigheden is daardoor niet onderzocht.

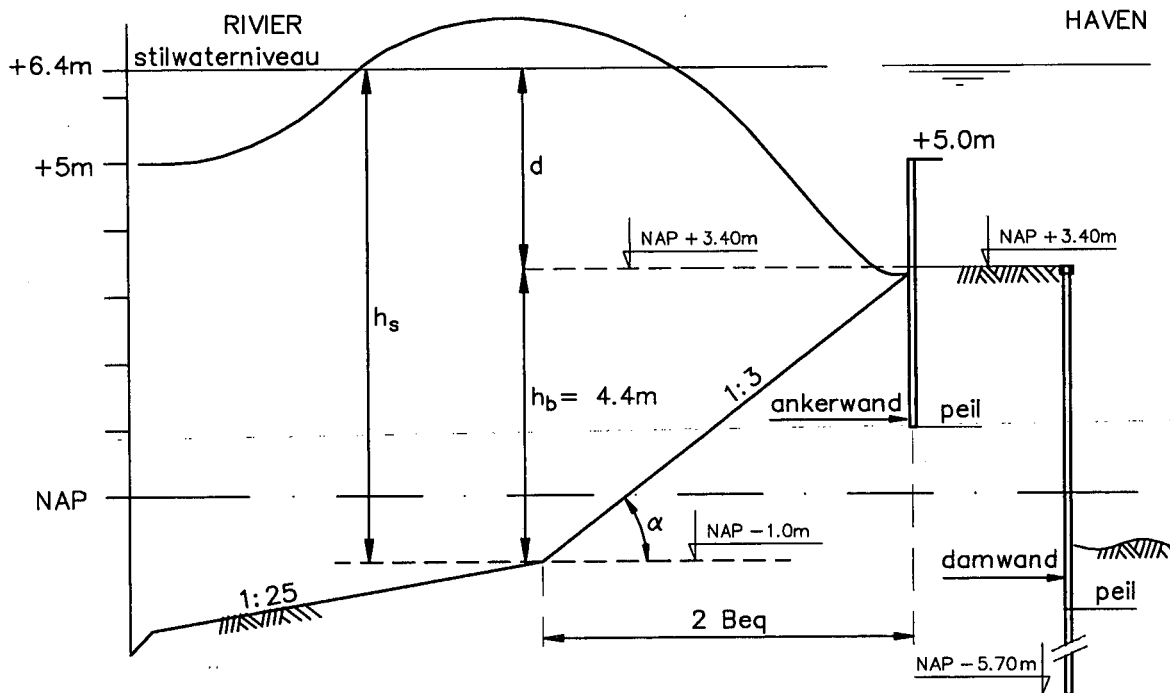
5.1 Geometrie en golfkarakteristieken

Uit de dieptelijnenkaart is af te leiden dat de geometrie voor de golf die de ankerwand nadert, benaderd kan worden door een onder 1:25 oplopende bodem van NAP - 2,5 m tot NAP - 1,0 m. Van de rivier af gezien volgt dan een met een steenzetting afgedekt grondlichaam, hier "berm" genoemd met een helling onder 1:3 tot NAP + 3,4 m en een verticale wand tot NAP + 5,0 m (zie figuur 5.1). De berm kan gekarakteriseerd worden door zijn hoogte h_b en de "equivalente bermbreedte" (gemiddelde breedte) B_{eq} . Daarvoor geldt:

- $h_b = 4,4$ m
- $B_{eq} = 0,5 \cdot h_b / \tan \alpha = 6,6$ m.

De relevante hydraulische randvoorwaarden zijn ontleend aan paragraaf 2 van [Klein Breteler 2000]:

- GHW = NAP + 2,42 m
- MHW = NAP + 6,40 m
- $T_p = 5,7$ m, zodat $L_0 = gT_p^2 / 2\pi = 51$ m
- $H_s = 1,5$ m (bij NAP + 2 m), $H_s = 1,6$ m (bij NAP + 4 m) en $H_s = 1,7$ m (bij NAP + 6 m).



Figuur 5.1 Schematisatie voor de golfbelasting op de ankerwand

5.2 Golfgedrag bij diverse waterstanden

Zoals hieronder zal blijken, treedt de grootste golfbelasting op bij de hoogste waterstand, dus de top van het getij. De duur dat de waterstand weinig afwijkt van zijn maximale waarde in een getij kan gesteld worden op 2 tot 3 uur. De hoogste golf in zo'n periode van 2 tot 3 uur bedraagt ongeveer $H_{\max} = 1,8 \cdot H_s = 2,7 \text{ m} \text{ à } 3,1 \text{ m}$ (Rayleigh verdeling), tenzij dergelijke golven breken op de ondiepte rivierwaarts van de constructie.

De grootste rivierwaartse belasting van de ankerwand is te verwachten op het moment van het diepste golfdal vlak voor de ankerwand en de hoogste waterspiegel havenwaarts van de damwand. Dat treedt op bij de hoogste waterstand, vermoedelijk vlak voor het breken van de hoogste golf. Een en ander wordt uitgewerkt in paragraaf 5.4.

De grootste havenwaartse belasting van de ankerwand hangt af van de vraag of de golven daar golfklappen kunnen veroorzaken. Bij lage waterstanden zullen de hoogste golven gebroken zijn voordat zij de ankerwand bereiken. Bij zo'n golf wordt de ankerwand belast door de golf tong van de gebroken golf, zoals dat bij een kruinmuur van een golfbreker gebeurt. Bij hogere waterstanden breken ze tegen de constructie en kunnen mogelijk golfklappen veroorzaken.

Hieronder een kwantificering van dit gedrag voor 4 waterstanden (situaties A, B, C en D), grotendeels gebaseerd op "Chapter 2.2" en "Chapter 5.1" uit [Allsop 1999]. Zie figuur 5.1 voor de betekenis van

de symbolen. In het volgende wordt aangenomen dat de beperkte “kruinhoogte” (NAP + 5,0 m), geen invloed heeft op het proces van breken en de drukken die tegen de verticale wand ontstaan. Dat is een conservatieve aanname, vooral bij de hoogste waterstanden.

Eerst wordt voor die 4 waterstanden het karakter van de golfdrukken bepaald. Hierbij geldt:

- d is de waterdiepte ten opzichte van de waar de ankerwand het talud uitkomt (NAP + 2,8 m)
- h_s is de waterdiepte aan de teen
- L is de golflengte aan de teen volgens lineaire theorie ($L < L_0$)
- H_b is de golfhoogte die net breekt door de geringe waterdiepte, volgens
Miche = $0,14 \cdot L \cdot \tanh(2\pi h_s/L)$.

situatie	Waterstand	d	h_s	L	H_b	h_b/h_s	H_s/d	H_s/h_s	B_{eq}/L
	m t.o.v. NAP	m	m	m	m	-	-	-	-
A	2,4	-1,0	3,4	31	2,6	1,3	< 0	0,44	0,21
B	3,5	0,1	4,5	34	3,2	0,98	1,6	0,36	0,19
C	5,0	1,6	6,0	38	3,5	0,73	1,06	0,28	0,17
D	6,4	3,0	7,4	41	3,8	0,59	0,57	0,23	0,16

Tabel 5.1 Golfgegevens bij verschillende waterstanden

Uit de waarden van H_b blijkt, voor elk van deze waterstanden, dat zelfs de hoogste golven pas breken als ze de 1:3 berm voelen. Het breken wordt niet veroorzaakt door de beperkte diepte rivierwaarts van de teen. Met bovenstaande gegevens en de karakteristieken zoals beschreven in 5.1 is de volgende inschatting van de golfdrukken gemaakt:

A) Volgens de parametermap (Chapter 2.2, Figure 1 en Figure 3) geldt “crownwall” en dus: “no impact, broken waves”. Dat betekent dat de golfdrukken beperkt zullen zijn.

B) Volgens de parametermap (Chapter 2.2, Figure 1 en Figure 3) geldt “crownwall” en dus: “no impact, broken waves”. Dat betekent dat de golfdrukken beperkt zullen zijn.

C) Volgens de parametermap (Chapter 2.2, Figure 1 en Figure 3) geldt “composite breakwater”, “high mound”, “large waves”, “moderate berm” (maar vrij dicht tegen “small berm”) en dus “impact loads”. Dat betekent zeer hoge golfdrukken. Wel moet geconstateerd worden dat het geval vrij dicht tegen de grens ligt van “pulsating loads”= “quasi-standing wave” (volgens Figure 1) of “slightly breaking waves” (volgens Figure 3), waarbij veel kleinere golfdrukken te verwachten zijn.

D) Volgens de parametermap (Chapter 2.2, Figure 1 en Figure 3) geldt “composite breakwater”, “low mound” (bijna “high mound”). Volgens de oorspronkelijke variant van de parametermap (Figure 1) geldt verder “moderate waves” en dus “transition loads”. Volgens de later variant (Figure 3) geldt echter “large waves” (maar vrij dicht tegen “small waves”), zodat hier “impact loads” ontstaan. Dat betekent zeer hoge golfdrukken. Wel moet geconstateerd worden dat het geval vrij dicht tegen de grens ligt van “pulsating waves”, waarbij veel kleinere golfdrukken te verwachten zijn.

Conclusies:

- Waarschijnlijk kunnen echte golfklappen ("impact loads"), met de daarbij horende zeer grote waterdrukken, optreden bij waterstanden hoger dan ca NAP + 4 m.
- De golfklappen zullen vermoedelijk vrij zeldzaam en niet erg groot zijn, omdat de relatieve golfhoogte (H_s/d of H_s/h_s) vrij laag is.
- De gunstige invloed van de beperkte "kruinhoogte" (NAP + 5m) is moeilijk te kwantificeren en wordt hier dan ook niet expliciet meegenomen.

5.3 Variatie van de stijghoogte in de ondergrond

Er is weinig bekend over de karakteristieken van de ondergrond. De doorlatendheid kan variëren van 10^{-8} m/s en 10^{-4} m/s. Iets grotere doorlatendheden zijn te verwachten voor de filterlaag direct onder de steenzetting en onder het wegdek. Het luchtgehalte in de poriën van de bovenste meter grond zal zeker enige procenten bedragen. Overeenkomstig wordt c_{vp} , dwz de consolidatiecoëfficiënt voor elastische berging in het grondwater in de ondergrond (onder filterlaag en wegfunderingslaag) geschat op:

$$c_{vp} = k \cdot K_w / (n \cdot \gamma_w) \approx 0,0001 \text{ à } 1 \text{ m}^2/\text{s}.$$

waarbij k de doorlatendheid is, K_w de samendrukbaarheid van het poriënwater, n het poriëngehalte en γ_w het volumiek gewicht van water.

Voor L_{epp} , dwz de karakteristieke maat voor de indringingsdiepte van waterstandsvariëaties aan het grond/water oppervlak, geldt:

$$L_{epp} = \sqrt{(T \cdot c_{vp} / \pi)}.$$

waarbij T de periode van de (cyclische) belasting. Voor een getijbeweging met $T \approx 45000$ s geldt:

$$L_{epp} \approx 1 \text{ m à } 100 \text{ m, met verwachtingswaarde } L_{epp} = 10 \text{ m}.$$

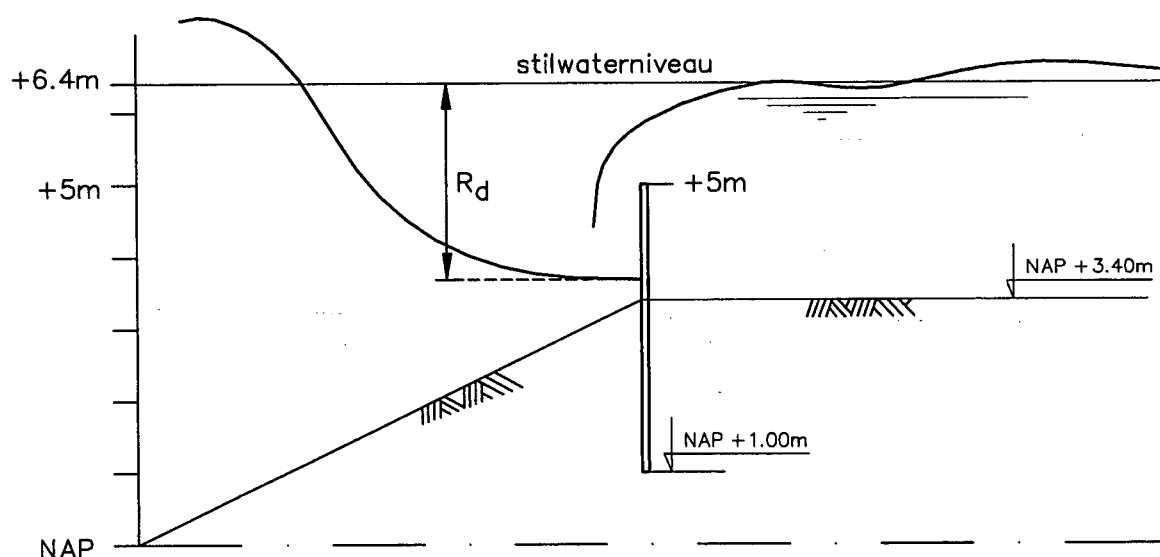
Voor de golfbeweging met $T = 5,7$ s geldt:

$$L_{epp} \approx 0,01 \text{ m à } 1 \text{ m, met verwachtingswaarde } L_{epp} = 0,1 \text{ m}.$$

Hier wordt overeenkomstig, zij het wat versimpeld, aangenomen dat de getijbeweging volledig in de ondergrond doordringt en de golfbeweging helemaal niet. Dus de stijghoogte in de ondergrond is overal gelijk aan het stilwaterniveau. Dat is een enigszins optimistische veronderstelling. Maar de werkelijke stijghoogte zal er niet veel van verschillen.

5.4 Hoogste rivierwaartse golfbelasting.

De situatie met de hoogste rivierwaartse golfbelasting is geschetst in figuur 5.2. Zoals in paragraaf 2 aangeduid treedt deze situatie op bij de hoogste waterstand. Daarvoor wordt hier MHW genomen, dus NAP + 6,4 m. De grootste hoogte van de bijbehorende individuele golf, bedraagt $H_{max} = 3,1$ m.



Figuur 5.2 Schematisatie met de hoogste rivierwaartse golfbelasting

Het is niet zondermeer duidelijk hoe de golfbelasting zal zijn, omdat de geometrie inligt tussen die van een volledig verticale wand en een doorlopend, ongeknipt talud. Als golven tegen een verticale wand aanbotsen, ontstaat een staande golf en bedraagt de laagste stijghoogte aan de rivierzijde ongeveer het stilwaterniveau minus de golfhoogte H . Als golven breken op een doorlopend, ongeknipt talud van 1:3, kan de laagste stijghoogte op het talud gelijk gesteld worden aan het stilwaterniveau minus R_d . Daarvoor geldt:

$$R_d (\text{doorlopend talud}) = 0,11 \cdot H \cdot (\xi_0^2 / \tan \alpha)^{0,8} = 0,11 \cdot 3,1 \text{ m} \cdot (1,82^2 / \tan \alpha)^{0,8} = 2,1 \text{ m}.$$

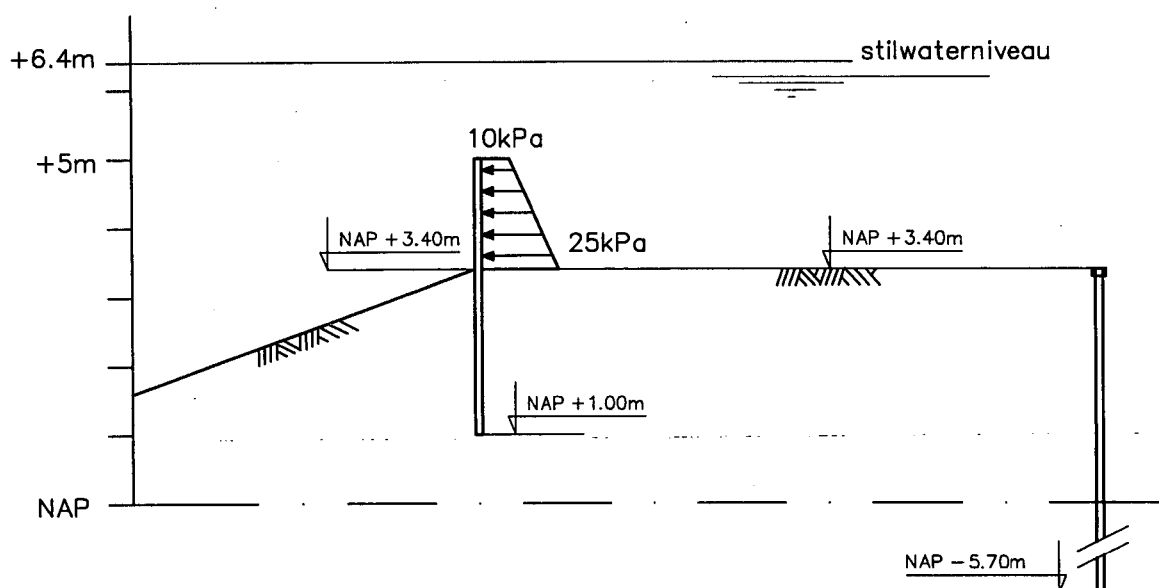
De waarde van R_d is bij een doorlopend talud mede beperkt door het water dat van een vorige golf naar het golfdal toestroomt. Dat kan hier maar in beperkte mate gebeuren, als gevolg van de aanwezigheid van de ankerwand. Daarom wordt hier aangenomen: $R_d = H = 3,1 \text{ m}$ zodat de stijghoogte aan de rivierzijde gelijk is aan $\text{NAP} + 6,4 \text{ m} - 3,1 \text{ m} = \text{NAP} + 3,3 \text{ m}$.

De hoogte van de waterspiegel aan de havenzijde is niet nauwkeurig vast te stellen. Het deel van de golftong van de vorige golf dat over de ankerwand heen is geslagen, heeft boven het wegdek een golfje opgewekt, waarvan de golftop al verdwenen is richting haven. Een echt golfdal is er echter ook niet te verwachten. De waterspiegel zal ook deels bepaald worden door de golven die om de kop van de havendam de haven zijn binnengelopen. Hier wordt aangenomen dat de waterspiegel op het kritieke moment gelijk is aan het stilwaterniveau. De stijghoogte ter plaatse van de ankerwand zal lager zijn, omdat er een soort volkomen overlaat heerst. Zodoende is de stijghoogte $1/3 \cdot (6,4 \text{ m} - 5,0 \text{ m}) = 0,5 \text{ m}$ lager, dus $\text{NAP} + 5,9 \text{ m}$.

Met de veronderstelling dat de stijghoogte in de ondergrond overal gelijk is aan de stilwaterstand $\text{NAP} + 6,4 \text{ m}$, leidt een en ander tot een netto rivierwaartse hydraulische belasting op de ankerwand van:

- op niveau $\text{NAP} + 5,0 \text{ m}$: $10 \text{ kN/m}^3 \cdot (5,9 \text{ m} - 5,0 \text{ m}) = 9 \text{ kPa}$
- op niveau $\text{NAP} + 3,4 \text{ m}$: $10 \text{ kN/m}^3 \cdot (5,9 \text{ m} - 3,4 \text{ m}) = 25 \text{ kPa}$.

Dit kan benaderd worden door de belasting zoals geschetst in figuur 5.3.



Figuur 5.3 Hoogste rivierwaartse golfbelasting

5.5 Hoogste havenwaartse golfbelasting

Overeenkomstig het gestelde in paragraaf 5.2, wordt de hoogste havenwaartse golfbelasting bepaald door de golfklap bij een waterstand van NAP + 6,4 m (situatie D van paragraaf 5.2) en de bijbehorende $H_s = 1,7$ m met $H_{max} = 3,1$ m. Voor de berekening wordt gebruik gemaakt van de procedure van "Chapter 5.1" van [Allsop 1999]. De daar behandelde methode is ontwikkeld voor verticale golfbrekers waarvan de bovenkant boven het stilwater uitsteekt. Gezien het karakter van het golfbrekingsproces lijkt het echter aannemelijk dat de optredende golfdrukken nauwelijks beïnvloed worden door de waterbeweging boven de bovenkant, zodat dezelfde formules kunnen worden toegepast. De daar toegepaste symbolen worden ook hier gebruikt.

Enige van de tussengrootheden zijn:

- $d = 3,0$ m
- $h_s = 7,4$ m
- (equivalente berm breedte volgens formule 6) $B_{eq} = 6,6$ m
- (empirische correctiecoëfficiënt volgens formule 5) $k_b = 0,73$
- (reflectiecoëfficiënt volgens Calabrese en Allsop) $C_r = 0,6$
- (locale golflengte volgens formule 4) $L_{pi} = 41$ m
- (golfhoogte waarbij iedere golf breekt volgens formule 1) $H_{bc} = 3,0$ m
- (golfhoogte waarboven alle golven gebroken zijn volgens formule 8) $H_{bs} = 4,1$ m
- (percentage golfklappen volgens formule 9) $P_i = 0,2\%$ (1 op de 500 golven!).

Volgens de eerste benadering, weergegeven in formule (10) geldt een maximale horizontale kracht:

$$- F_{h, 1/250} = 230 \text{ kN/m.}$$

Volgens de benadering van tabel 3 en de formules (14) en (15), geldt (taludhelling 1:25; interpoleren tussen 1:20 en 1:50; $P = 10\%$):

$$- F_{h, \max} \approx 18 \cdot 10 \text{ kN/m}^3 \cdot (3,0 \text{ m})^2 = 1620 \text{ kN/m.}$$

Dit is het 7-voudige. De laatste benadering is waarschijnlijk alleen toepasbaar voor situaties waarin veel golfklappen voorkomen. Zie ook het eind van paragraaf 5.2.

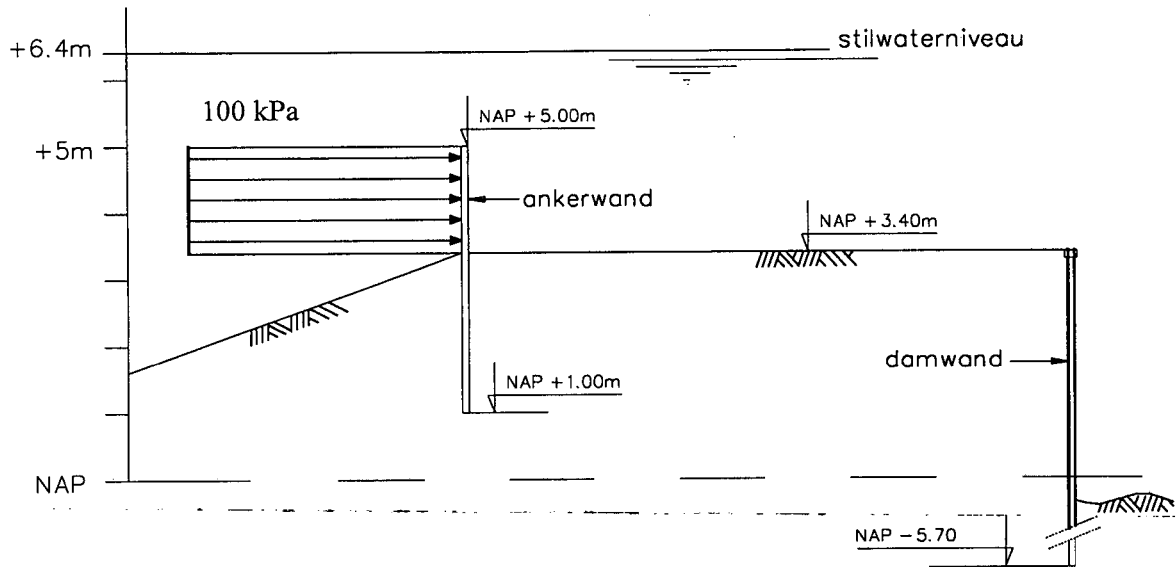
Voor de berekening van de drukverdeling bestaan twee berekeningsmethoden:

- a) Volgens 5.4.1 met p_1 (druk op stilwaterniveau, dus op NAP +6,4 m) = $F_{h, \max} / (0,4 H_b + 0,7 d) = F_{h, \max} / 3,3 \text{ m}$; en p_3 (druk onderaan de verticale muur dus op NAP + 2,8 m) = $0,45 p_1$. Gegeven de lineaire drukverdeling en gegeven dat het midden van het onbeschermd deel van de ankerwand ligt op NAP + 4,2 m (2,3 m onder het stilwaterniveau en 0,8 m boven de onderkant van het onbeschermd deel van de wand), leidt dit tot een gemiddelde druk op de ankerwand van $0,8 \text{ m} / 3,0 \text{ m} \cdot p_1 + 2,3 \text{ m} / 3,0 \text{ m} \cdot p_3 = 0,61 \cdot p_1 = F_{h, \max} / 5,4 \text{ m}$.
- b) Volgens 5.4.2 met $h_s^2 / h_b = 12,4 \text{ m}$ en p_{\max} (druk op stilwaterniveau, dus op NAP +6,4 m) = $F_{h, \max} / (0,5112 \cdot 12,4 \text{ m}) = F_{h, \max} / 6,3 \text{ m}$; en $p(-0,25)$ (druk op $0,25 \cdot 12,4 \text{ m} = 3,1 \text{ m}$ onder het stilwaterniveau, dus op NAP + 3,3 m) = $0,40 p_{\max}$. Gegeven de lineaire drukverdeling en gegeven dat het midden van het onbeschermd deel van de ankerwand ligt op NAP + 4,2 m (2,3 m onder het stilwaterniveau en 0,8 m boven de onderkant van het onbeschermd deel van de wand), leidt dit tot een gemiddelde druk op de ankerwand van $0,8 \text{ m} / 3,0 \text{ m} \cdot p_{\max} + 2,3 \text{ m} / 3,0 \text{ m} \cdot p(-0,25) = 0,57 \cdot p_{\max} = F_{h, \max} / 11,1 \text{ m}$.

Methode b) lijkt vooral toepasbaar bij een hele hoge verticale wand, waarbij de golfklap slechts zeer lokaal optreedt. Daarom zal hier uitgegaan worden van een waarde die dicht ligt bij het resultaat van methode a): $p = F_{h, \max} / 6 \text{ m}$.

Overeenkomstig zou de gemiddelde golfklapdruk op de ankerwand kunnen variëren tussen $230/6 \text{ kPa} = 38 \text{ kPa}$ en $1620/6 = 270 \text{ kPa}$. Gezien het geringe percentage golfklappen zal de waarde van 270 kPa hier beslist niet toepasbaar zijn. Voor de zekerheid dient men echter een waarde te hanteren die groter is dan de ondergrens van 38 kPa. Voorgesteld wordt om hier uit te gaan van een waarde die ongeveer gelijk is aan de wortel uit het product van beide waarden: 100 kPa. Dat is waarschijnlijk een conservatieve waarde, gezien de beperkte kruinhoogte.

De nauwkeurigheid van de voorspelling kan enigszins vergroot worden middels een nadere bureaustudie waarin nog andere benaderingen worden toegepast en resultaten van oude modelproeven worden meegenomen. Een verdere vergroting van de nauwkeurigheid vereist het uitvoeren van modelproeven.



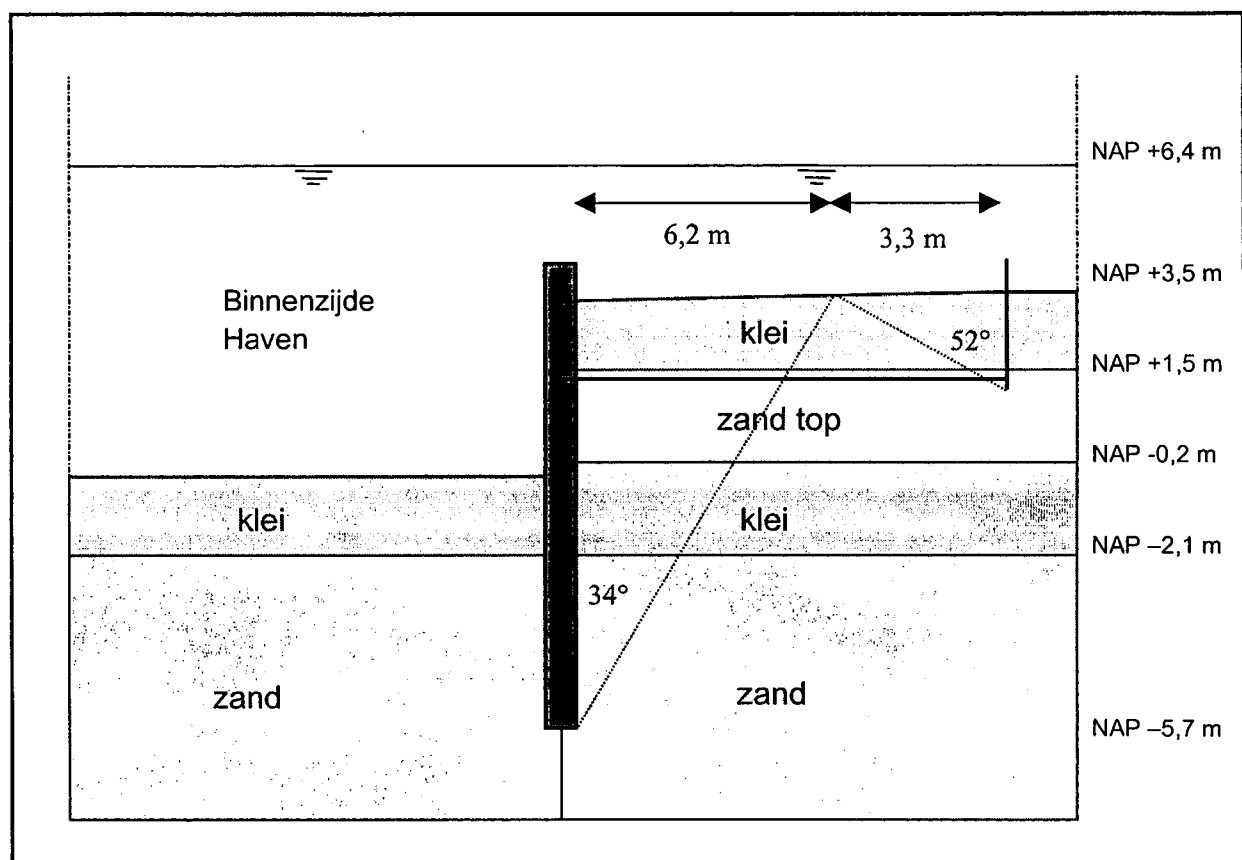
Figuur 5.4 Hoogste havenwaartse golfbelasting

6 Sterkte berekening damwand havenzijde

Voor de berekening van de damwand aan de havenzijde en de ankerwand aan de Westerscheldezijde in de havendam is allereerst bepaald of het hier een kistdam betreft.

De damwand aan de havenzijde heeft een teenniveau van NAP – 5,7 m. Bij een actieve wig met een hoek van 34 graden (maximaal bij zand met $\phi = 30$ graden en $\delta = 20$ graden volgens Culmann), snijdt de wig de top van de dam op 6,2 m vanaf de damwand. Voor de ankerwand in de havendam geldt volgens dezelfde aannamen een hoek voor de passieve grondwig van 52 graden. De breedte van de passieve wig is 3,3 m tot aan de damwand. Samen is dat precies de 9,5 m van de breedte van de dam. Omdat de dam niet geheel uit zand bestaat en de ϕ van de klei maximaal 25 graden is ingeschat zullen in werkelijkheid de glijvlakken elkaar niet snijden. De constructie is dus geen kistdam.

Voor de berekening van de loswal is de volgende schematisatie aangehouden [Dam], [Haven]:



Figuur 6.1 Schematisatie damwand langs de haven

De berekeningen van de damwanden zijn uitgevoerd met het damwandprogramma MSheet (versie 5.3).

Grondparameters

De parameters van de grondlagen zijn als volgt ingevoerd:

	γ nat	c	φ	δ	beddingsconstante k_h
	kN/m ³	kN/m ³	°	°	kN/m ³
klei	15	2	25	12,5	1500
zand	19	0	28	21	6000
klei	15	2	25	12,5	1500
zand	19	0	30	22,5	6000

Constructieparameters

De damwanden bestaan uit planken met een profiel PU6. Deze heeft een traagheidsmoment van 6720 cm⁴/m wand. De stijfheid EI van de wand wordt hiermee 14110 kNm²/m.

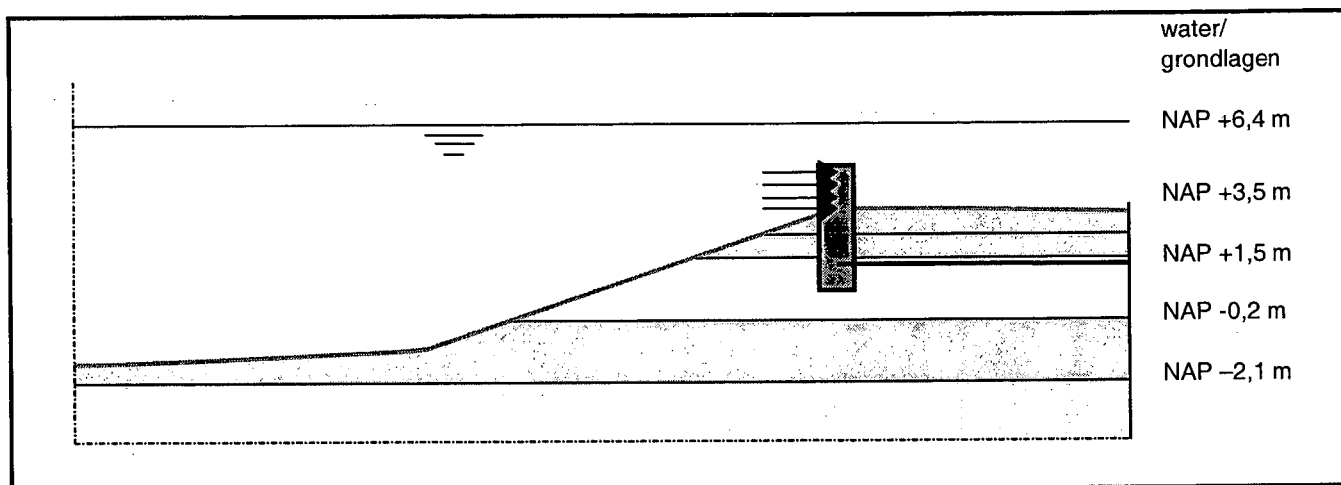
De ankerstangen zijn hart op hart 2400 mm geplaatst. De doorsnede van de ankers is 45 mm. De lengte van het anker is 9,5 m.

De ankerkracht is maximaal bij een lage waterstand. Een maximale waarde van F_a van 45 kN is hierbij berekend. Deze ankerkracht is ingevoerd als belasting op de ankerwand.

Bij de maatgevende waterstand is de ankerkracht circa 1/3 van de maximale ankerkracht.

7 Sterkteberekening ankerwand in havendam

Voor de sterkteberekening van de ankerwand aan de Westerscheldezijde in de havendam is de volgende schematisatie aangehouden [Dam], [Haven]:



Figuur 7.1 Schematisatie ankerwand in havendam

De berm aan de buitenzijde van de Westerschelde is opgehoogd ten opzichte van de situatietekeningen in verband met de versterking van de havendam. Het profiel van figuur 5.1, figuur 5.3 en figuur 5.4 is aangehouden voor de ankerwandberekeningen.

De grondparameters zijn gelijk aan die voor de damwand gesteld.

De golfbelasting vanuit de Westerscheldezijde is als eerste ingevoerd. De verdeelde belasting van 100 kPa over de uitstekende hoogte van de ankerwand (NAP + 5,0 m tot NAP + 3,4 m) is opgedeeld in 5 lijnlasten over 4 maal 0,4 m van elk 40 kN/m.

Door de korte inbeddingsdiepte van de ankerwand in de havendam is de wand niet stabiel bij de opgegeven golfbelasting. Deze golfbelasting is dan nog niet omgezet naar een rekenwaarde. Omdat het een kortdurende belasting betreft, kunnen de grondeigenschappen hieraan aangepast worden. De beddingsconstante kan bijvoorbeeld 10 keer zo groot zijn bij kortdurende belasting. Een iets hogere sterkte (c en ϕ) is ook mogelijk (bijvoorbeeld 25%). De ankerwand is echter dan nog niet stabiel.

Als de ondergrens van de berekende golfbelasting wordt ingevoerd is de ankerwand ook niet stabiel voor de gunstiger parameters (hogere stijfheid en sterkte van de grond).

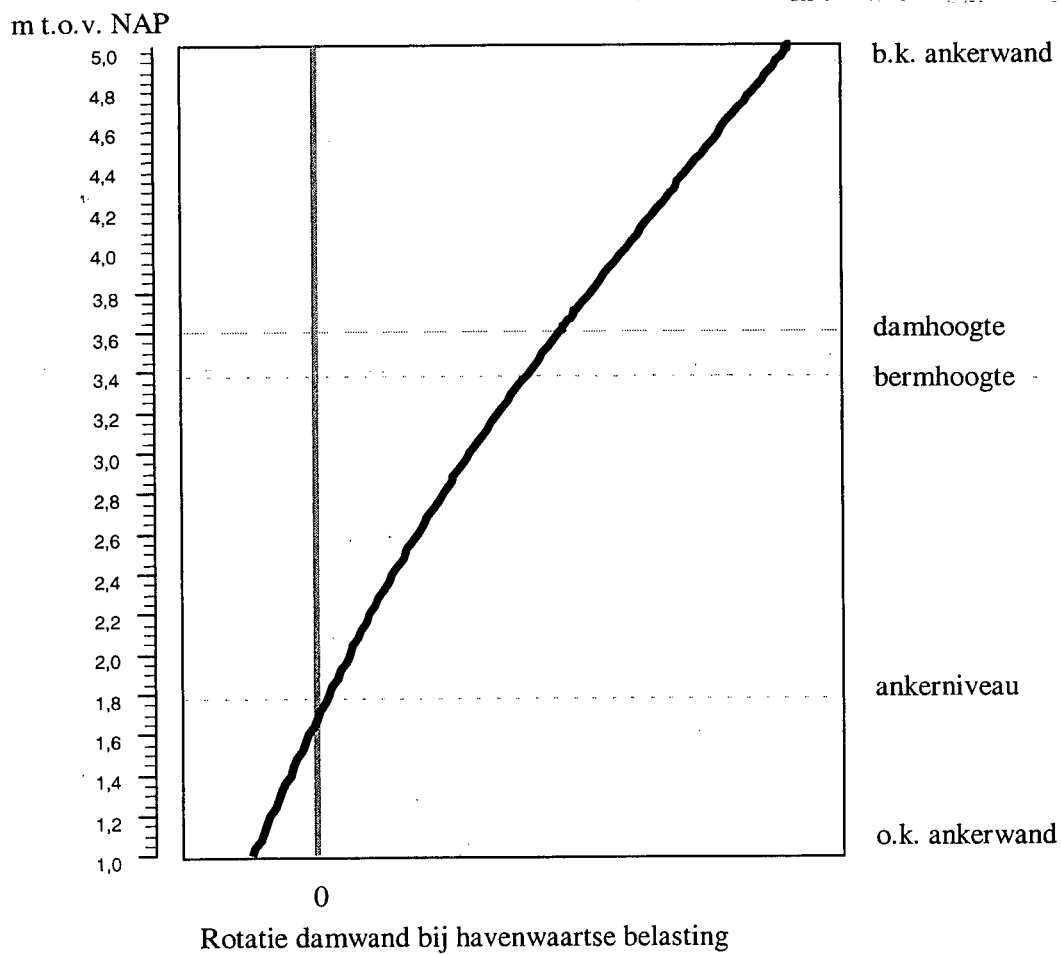
De ankerwand bezwijkt in alle gevallen op een te kleine passieve weerstand. Dit houdt in dat de wand roteert en een grote verplaatsing van de teen en top optreedt. Hierdoor zal de kade beschadigd worden over de hoogte waarop de ankerwand staat. Hierdoor is de stabiliteit van de damwand ook niet gegarandeerd.

De belasting die de ankerwand met deze lengte wel zou kunnen opnemen is bij de maatgevende waterstand zeer gering. Hierbij moet aan circa 5% van de verwachte 100 kPa golfbelasting gedacht worden.

Om de maximale golfbelasting op te kunnen nemen is een langere (maximaal 10 m lang) en sterkere ankerwand (maximaal moment circa 425 kNm) noodzakelijk.

De golfbelasting vanaf de havenzijde kan ook niet opgenomen worden. Vanaf deze zijde is ongeveer dezelfde belasting toelaatbaar als vanaf de Westerscheldezijde.

De lage opneembare golfbelasting kan verklaard worden door de zeer geringe inbeddingsdiepte van de ankerwand. De ankerkracht heeft zeer weinig invloed op de opneembare golfbelasting.



8 Alternatief voor verwijdering ankerwand

Omdat de ankerwand aan de Westerscheldezijde op dit moment de golfbelasting bij een maatgevend hoog water niet op kan nemen, bestaat een gevaar voor de veiligheid van de waterkering. Door bezwijken van de ankerwand zal de top van de havendam beschadigd raken en mogelijk de ankerstang kunnen breken, waardoor groter vervormingen op kunnen treden.

Afbranden van de ankerwand tot op kruinniveau van de havendam is de meest veilige oplossing. Gezien de belangen van de beheerder van de havendam om bij enige golfoploop nog veilig gebruik te kunnen maken van de laad- en losvoorzieningen van de havendam, wordt gezocht naar alternatieven om deze onveilige situatie te voorkomen.

De ankerwand kan vervangen worden door een langere en sterkere damwand, waardoor wel voldoende weerstand tegen de golfbelastingen bestaat. De langere damwand kan voor de ankerwand geplaatst worden, waarna de ankerstangen één voor één gekoppeld worden aan de nieuwe wand bij verwijdering van de oude wand.

Andere oplossingen voor het verminderen van de golfoploop zijn naar onze mening op dit moment niet zinvol door te hoge kosten (betonnen muurtje op palen bijvoorbeeld) of te grote risico's voor de havendam of oploopconstructie zelf.

9 Conclusies

In de haven van Walsoorden ten Oosten van Terneuzen is een havendam aanwezig die onder meer als functie heeft de golven in de achterliggende haven te reduceren. In deze havendam is over een afstand van circa 75 m een damwand geplaatst, welke tot boven de kruin van de havendam uitsteekt. Deze damwand is verbonden aan een achterliggende damwand door middel van ankerstangen.

Door Projectbureau Zeeweringen is aan GeoDelft verzocht advies uit te brengen betreffende de stabiliteit en sterkte van de huidige damwandconstructie onder maatgevende omstandigheden en de eventuele gevolgen van optredende deformaties voor de bestaande havendam. De aanwezigheid van de ankerwand tot boven de kruin van de havendam mag onder maatgevende omstandigheden geen gevaar opleveren voor de golfreducerende werking van de havendam.

Uit berekeningen naar de glijvlakken achter de beide damwanden blijkt dat deze op voldoende afstand staan om niet als kistdam te werken. De damwanden zijn dan ook apart berekend, met de ankerstang als interactie.

De maatgevende golfbelasting treedt op bij de hoogste waterstand. Bij M.H.W. (NAP + 6,4 m) is de maatgevende golfbelasting aan de Westerscheldezijde 100 kPa. Van de havenzijde kan bij terugtrekkende golven een belasting van 10 tot 25 kPa over de hoogte optreden.

Deze waarden zijn volgens de nieuwste inzichten (zie referenties) op het gebied van golfbelastingen berekend. De berekeningen geven echter een grote spreiding. De ondergrens van de golfbelasting is ook getoetst.

De grondkerende damwand aan de havenzijde is berekend bij de maatgevende waterstand om de ankerkracht te bepalen. De ankerkracht is echter maximaal bij een lage waterstand. Deze waarde is veiligheidshalve aangehouden in de berekening voor de ankerwand en bedraagt 45 kN. De ankerkracht heeft zeer weinig invloed op de opneembare golfdrukken op de ankerwand in de Havendam.

De ankerwand zal reeds bij de kleinste berekende golfklap en de grootst mogelijke sterkte van de grond en een vergrote sterkte en stijfheid instabiel worden. De top en teen zullen zodanig roteren dat extreme verplaatsingen ontstaan. Dit zal het talud aan de buitenzijde beschadigen. Bovendien kan het anker, dat de stabiliteit van de grondkerende damwand garandeert, zijn functie verliezen. De oorzaak hiervan is de zeer geringe inbeddingsdiepte van de damwand.

Op basis van de resultaten van de berekeningen blijkt dat de huidige situatie niet bestand is tegen de maatgevende condities. Uitvoeringstechnisch en op basis van kosten is alleen het plaatsen van een langere en sterkere damwand een realistisch alternatief voor het verwijderen van de ankerwand.

Referenties

[Allsop 1999]

N.W.H. Allsop (editor)

Volume IIa, Hydrodynamic aspects, of final report volume of MAST III/PROVERBS, Probabilistic design tools for Vertical Breakwaters

[Klein Breteler]

M. Klein Breteler

Bekleding op havendam van Walsoorden

WL|Delft Hydraulics, H3807, concept november 2000

[Kade]

tekening met overzicht constructie kade

kenmerk 1188db, d.d. 22 juni 1994

[Hontisse]

gegevens Gemeente Hontenisse,

d.d. 4 december 1997 met o.a. sonderingen 1 en 2

[Haven]

tekening Haven Walsoorden van Ws. Zeeuwse Eilanden,

kenmerk 1noor45.006, d.d. september 2000

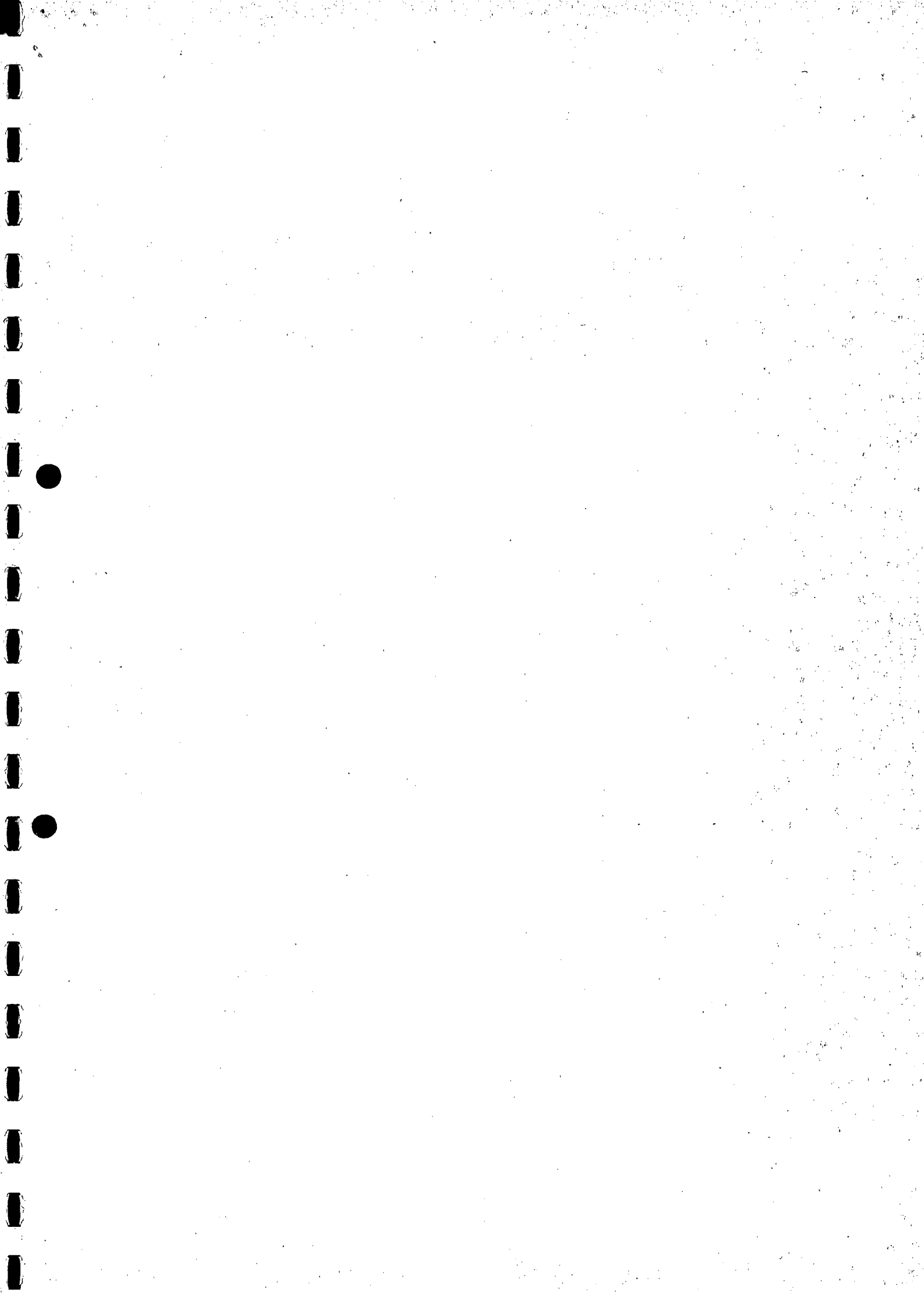
[Dam]

tekeningen met dwarsprofielen te Walsoorden,

kenmerk WAL513-V1.DWA,

WALS14-V1.DWA

WALS10-V1.DWA d.d. 23 november 1999.



Postbus 69
NL-2600 AB Delft
Stieltjesweg 2
NL-2628 CK Delft
Telefoon (015) 269 35 00
Telefax (015) 261 08 21
info@geodelft.nl
www.geodelft.nl