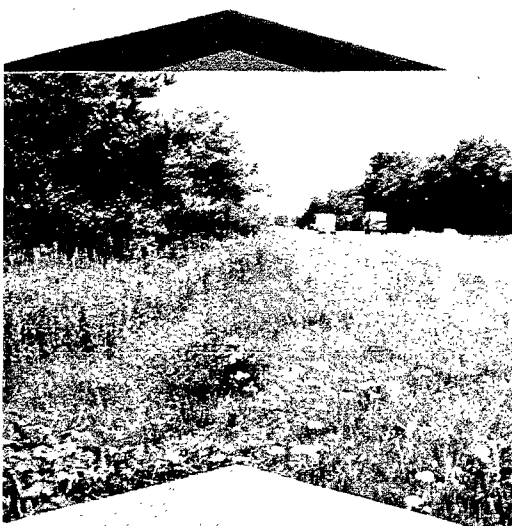




dienst **weg en water** bouwkunde



nota WBA - N - 91001

Ontwerphoogte Waterkering
Buitenhaven Vlissingen
fase 2

project : Haven.Vliss

opdrachtgever : ir. H.A.Q. Verhees, directie Zeeland

auteur : ir. J. Niemeijer

Delft, 22.1.1991

nota WBA - N - 91001

Ontwerphoogte waterkering Buitenhaven Vlissingen fase 2Inhoud

1. Inleiding
2. Samenvatting en Conclusies
3. Uitgangspunten
4. Benodigde kerende hoogte van de waterkeringen
5. Overige ontwerpaspecten
6. Literatuur

Bijlagen 1 - 2

Figuren 1 - 3

1. Inleiding

De versterking van de dijken rond de Buitenhaven van Vlissingen wordt in twee fasen uitgevoerd. Fase 1 bestaat voornamelijk uit groene dijken. Fase 2 bestaat voornamelijk uit waterkeringen die gevormd worden door constructies als kademuren en sluisdeuren. In de overzichtstekening in figuur 1 is een en ander weergegeven. Fase 2 is meer in detail in figuur 2 weergegeven.

In deze notitie wordt op verzoek van de directie Zeeland ingegaan op de kerende hoogte die nodig is voor de waterkeringen die in fase 2 versterkt worden.

De kruinhoogte van een dijk wordt in het algemeen bepaald door een golfoploop- of golfoverslagcriterium. Bij een constructie als een kademuur of een sluisdeur is dit niet meer zinvol. Een dergelijke constructie zal niet zo snel bezwijken door golfoverslag, of kan zodanig ontworpen worden dat een grote hoeveelheid golfoverslag verdragen kan

worden. De beperkende factor aan de hoeveelheid golfoverslag wordt dan gevormd door de mogelijkheid het overslaande water aan de binnenzijde van de kering te bergen of af te voeren.

De kerende hoogte van een constructie kan bepaald worden op basis van de hoeveelheid water die over de constructie slaat of stroomt tijdens een storm en het bergend vermogen aan de binnenzijde van de constructie.

Deze ontwerpfilosofie is in overeenstemming met het rapport van de Deltacommissie.

Ook andere factoren spelen een rol bij de toelaatbare hoeveelheid golfoverslag, zoals de noodzaak tot bereikbaarheid van de waterkering en de erosiebestendigheid van het direct achter de kering gelegen gebied.

Ten slotte dient de kerende hoogte steeds minimaal gelijk te zijn aan de maximaal optredende waterstand tijdens de ontwerpstorm, vermeerderd met een bedrag ter compensatie van onzekerheden in de berekening van de waterstand.

2. Samenvatting en conclusie

De waterkering rond de Buitenhaven te Vlissingen wordt voor een deel gevormd door een sluizencomplex met 3 sluisen, een coupure en door kademuren.

In deze notitie wordt ingegaan op de benodigde kerende hoogte voor deze constructies.

Voor het bepalen van de benodigde kerende hoogte van deze onderdelen kan niet gebruik gemaakt worden van de golfoploop criteria voor dijken. De belangrijkste criteria die hier gebruikt kunnen worden zijn:

- De kerende hoogte moet minimaal gelijk zijn aan de maximaal optredende waterstand, vermeerderd met een bedrag ter compensatie van onzekerheden in de waterstand.
- De mogelijkheid overslaand water te bergen of af te voeren.
- Erosiebestendigheid van het achterland.
- Toegankelijkheid van de kering onder stormomstandigheden.

Uitgegaan is van een zeespiegelstijging van 0,2 m per eeuw.

Er is in deze notitie geen keuze gedaan voor de aan te houden planperiode. Sinds het vaststellen van de ontwerpwaterstand is al 0,1 m zeespiegelstijging opgetreden. Deze dient altijd bij de ontwerpwaterstand opgeteld te worden.

Voor het toetsen van de bestaande kerende hoogten zijn berekeningen gedaan met een zeespiegelstijging van 0,1 m. Voor het vaststellen van de benodigde kerende hoogten voor nieuw te bouwen constructies zijn eveneens berekeningen gedaan met een zeespiegelstijging van 0,3 m, overeenkomend met een planperiode van 100 jaar tot 2090. Bij de uiteindelijke bepaling van de benodigde kerende hoogte dient nog een beslissing omtrent de planperiode genomen te worden, en kunnen de hier genoemde hoogten eventueel aan deze beslissing worden aangepast.

De maximaal optredende waterstand is gelijk aan de ontwerpwaterstand van 5,40 m +NAP, vermeerderd met de waterstandsverhoging ten gevolge van seiches van 0,30 m en vermeerderd met zeespiegelstijging. Bij toetsing komt dit neer op een maximale waterstand van 5,80 m +NAP. Bij een

planperiode van 100 jaar is de maximale waterstand waar rekening mee gehouden moet worden 6,00 m+NAP. De onzekerheid in de waterstand is afgeschat op 0,20 m.

Water dat over de kademuren heenslaat zal moeilijk geborgen of afgevoerd kunnen worden, terwijl bovendien de erosiebestendigheid van het direct achter de kering gelegen terrein laag is. Aanbevolen wordt daarom om bij de kademuren slechts een geringe hoeveelheid overslag toe te laten (bijvoorbeeld ten hoogste 10 l/s/m). Dit wordt bewerkstelligd de kerende hoogte ten minste 0,50 m hoger te nemen dan de maximaal optredende waterstand.

Geadviseerd wordt derhalve om voor de kademuren en de beklede kade direct ten noorden van de sluizen een kerende hoogte van 6,50 m + NAP aan te houden bij een planperiode van 100 jaar. Bij toetsing van de bestaande kademuren wordt geadviseerd een criterium van 6,30 m +NAP aan te houden. De huidige kerende hoogte van 6,00 m +NAP voldoet hier niet aan.

Voor de sluisdeuren, de kerende muren op de sluishoofden en de coupure ter plaatse van de aanlegplaats van de veerboot is overslaand water een minder groot probleem, terwijl bovendien het bergend oppervlak van de achter de sluizen gelegen Binnenhaven voldoende groot is om het overslaande water tijdens een ontwerpstorm te bergen. Geadviseerd wordt daarom de kerende hoogte van de sluisdeuren tenminste gelijk te maken aan de maximaal te verwachten waterstand vermeerderd met 0,2 m ter compensatie van onzekerheden in de ontwerpwaterstand. Bij een planperiode van 100 jaar is dit 6,20 m +NAP. Bij toetsing van de bestaande kerende hoogte wordt geadviseerd een criterium van 6,00 m +NAP te houden. Dit is juist gelijk aan de huidige hoogte van de sluisdeuren.

Voor de sluisdeuren en de coupure is verder een risicoanalyse te overwegen, met name als door het niet gesloten zijn of falen van een van deze elementen gevaar voor inundatie bestaat.

3. Uitgangspunten

3.1 waterstand

Ontwerpwaterstand

Uitgegaan wordt van een ontwerpwaterstand van 5,40 m+NAP met een overschrijdingsfrequentie van 1/4000 jaar, conform de richtlijnen van het Deltarapport.

Getij

Voor het berekenen van de hoeveelheid overslag tijdens een storm is het nodig het waterstandsverloop te kennen. Het waterstandsverloop is een combinatie van het astronomische getij en de stormopzet. Het astronomisch getij is aan de hand de Getijtafels voor Nederland 1991 [1] geschematiseerd tot een eenvoudige sinus, met een amplitude van 1,91 [m] en een gemiddelde waterstand van 0,06 m -NAP.

Opzet

De vorm van de opzet van de waterstand ten gevolge van storm kan met trapezium of met een cosinus kwadraat geschematiseerd worden. Blijkens [2] bestaat er nauwelijks een statistische voorkeur voor een van deze twee. In de berekeningen zijn diverse opzetduren betrokken. Een andere parameter die in dit verband van belang is, is de faseverschuiving van de opzet. Dit is het verschil in tijd tussen het optreden van de maximale opzet en de maximale waterstand ten gevolge van het astronomische getij. Ook hiervan is invloed op de overslaghoeveelheid onderzocht.

De maximum waterstand tijdens een storm ten gevolge van het astronomisch getij en de opzet is steeds gelijk gehouden aan 5,40 m+NAP. Uit deze voorwaarde volgt dan de maximale opzet, als de vorm van de opzet, de opzetduur en de faseverschuiving bekend zijn.

In figuur 3 zijn het astronomisch getij en de opzet schematisch weergegeven.

Zeespiegelstijging

Uitgegaan wordt van een zeespiegelstijging van 20 cm per eeuw.

Het bedrag aan zeespiegelstijging dat in de kerende hoogte verwerkt wordt hangt af van de planperiode die gekozen wordt. Er kan onderscheidt gemaakt worden tussen een toetsing van de bestaande kerende hoogte en het vaststellen van de benodigde kerende hoogte voor een nieuw aan te leggen constructie.

Bij een toetsing wordt uitgegaan van de actuele ontwerpwaterstand. Voor Vlissingen houdt dit in dat bij toetsing uitgegaan kan worden van de ontwerpwaterstand van 5,40 m+NAP, vermeerderd met het bedrag aan zeespiegelstijging dat sinds het vaststellen van deze waterstand is opgetreden. De ontwerpwaterstand is rond 1950 vastgesteld, globaal 40 jaar geleden. Sindsdien is $40/100 \cdot 0,20 = 0,10$ m (afgerond) zeespiegelstijging opgetreden. Bij uitsluitend verbeteren van of onderhoud aan een bestaande constructie kan dit bedrag aangehouden worden.

Bij het vaststellen van de kerende hoogte voor een nieuwe constructie is de planperiode van belang. Deze hangt af van de beoogde levensduur van de constructie en is in de regel ca 100 à 200 jaar voor constructies. (Voor dijken en andere grondlichamen veelal 50 jaar). Eventueel kunnen ook de kosten die gemoeid gaan met het aanbrengen van extra hoogte voor het compenseren van zeespiegelstijging een rol spelen.

In deze notitie wordt geen keuze gedaan voor de aan te houden planperiode. De berekeningen worden uitgevoerd met een zeespiegelstijging van 0,1 m, voor toetsing van de bestaande hoogte en met een zeespiegelstijging van 0,3 m, overeenkomend met een planperiode van 100 jaar. Bij de uiteindelijke vaststelling van de benodigde kerende hoogte dient hier nog een uitspraak over gedaan te worden.

Seiches

De opslinging van van zee komende buistoten en buioscillaties (seiches) in het havenbekken kunnen een waterstandsverhoging veroorzaken. In een eerder stadium is een onderzoek naar seiches in de Buitenhaven verricht (literatuur [2]). De aanbevelingen hieruit worden overgenomen, wat voor fase 2 neerkomt op een waterstandsverhoging van 30 cm. De periode van de seiches bedraagt 8 min. In deze notitie is aangenomen dat de seiches een regelmatig karakter hebben en derhalve continu aanwezig zijn. De vorm van de waterstandsverhoging ten gevolge van seiches is met een sinus geschematiseerd. Voor de faseverschuiving tussen de seiches, het astronomische getij en de opzet is niet van tevoren een vaste waarde gekozen. De invloed van deze faseverschuiving op de benodigde kerende hoogte is onderzocht.

3.2 Golfrandvoorwaarden en overslagberekening

golfhoogte en periode

De golfrandvoorwaarden aan de zeezijde van de havendam wordt gegeven in 'Vereiste kruinhoogten waterkering buitenhaven Vlissingen' [4]. Door diffractie rond de havendam en reflecties zal deze golf gedeeltelijk tot de waterkeringen van fase 2 doordringen, waarbij een vrij complex golfbeeld kan ontstaan dat slechts gedeeltelijk met berekeningen te reproduceren is. Met behulp van de Shore Protection Manual [5] kan berekend worden dat uitsluitend door diffractie een golfhoogte van ongeveer 0,20 m te verwachten is.

Door andere, niet te berekenen, factoren kan de golfhoogte hoger worden. De in rekening te brengen golfhoogte is afgeschat op 0,50 m bij loodrechte inval. Voor de golfperiode is de gemiddelde golfperiode uit [4] genomen, te weten 6 s.

Bij zuidelijke windrichtingen kunnen golfhoogten voorkomen die hoger zijn. De waterstand zal dan echter veel lager zijn, zodat voor de kerende hoogte deze situatie niet maatgevend is. Bij het bepalen van de belasting door golf-

klappen op bijvoorbeeld de sluisdeuren verdient het aanbeveling ook andere windrichtingen dan de maatgevende in beschouwing te nemen.

Golfoverslag

De waterkeringen in fase 2 bestaan voornamelijk uit verticale wanden. Er konden geen golfoverslag formules gevonden worden die hier direct op van toepassing zijn. Er is voor gekozen om de golfoverslag te berekenen met de formules die in de Leidraad rivierdijken [6] gegeven worden voor dijken met een talud, waarbij een fictieve taludhelling van 1:3 is gehanteerd. De achtergrond hiervan is dat bij een taludhelling van globaal 1:1,5 de maximale golfoverslag gevonden wordt. Bij steilere of flauwere taluds neemt de golfoverslag af.

In bijlage 1 wordt een afschatting van de nauwkeurigheid van deze benadering gegeven.

3.3 Geometrie

De lengte van het deel van de waterkering waarover golfoverslag kan optreden is van belang voor het berekenen van de totale hoeveelheid golfoverslag.

Er is vanuit gegaan dat over een lengte van 200 m golfoverslag kan optreden. Dit is iets meer dan uitsluitend de sluisdeuren en kerende muren op het sluizencomplex. De lengte is ruim genomen om een bovengrens benadering van de hoeveelheid overslag te verkrijgen en om enige speling voor onzekerheden te creëren.

Een deel van de waterkering wordt gevormd door de noordelijk wand van de grote schutsluis. Hierlangs zullen strijkgolven optreden die nauwelijks aan de golfoverslag bijdragen. Indien de waterstand hoger wordt dan de kerende hoogte van deze wand zal hier water overstromen, waardoor de in rekening te brengen lengte groter wordt.

Met de beschikbare gegevens is niet uit te maken waar het water dat eventueel over de beklede kade tussen de kleine schutsluis en de aanlegplaats van de veerboot (C2 - S1 in

figuur 2) en de kademuur (D) ten Noorden van de aanlegplaats van de veerboot heenslaat terechtkomt. De mogelijkheid bestaat dat het water in noordelijke richting afstroomt. Er is vanuit gegaan dat overslag over deze kade en kademuur niet leidt tot verhoging van de waterstand op de Binnenhaven.

De tweede coupure die nu nog aanwezig is ten zuiden van de aanlegplaats van de veerboot zal komen te vervallen (informatie van de directie Zeeland).

Voor een aantal details en de toestand van het achter de kering gelegen terrein is gebruik gemaakt van visuele inspectie ter plaatse.

Verder is aangenomen dat de huidige kerende hoogte van alle kerende constructies in fase 2 gelijk aan 6 m+NAP is (uit mondelinge informatie van de directie Zeeland).

Het bergend oppervlak van de Binnenhaven is:

$A = 3,4 \cdot 10^5 \text{ m}^2$. Dit oppervlak is van belang bij het berekenen van het bergend vermogen van de Binnenhaven.

Mogelijkerwijs kan ook het Kanaal door Walcheren als buffer gebruikt worden. In dat geval wordt het bergend vermogen aanzienlijk groter.

Het streefpeil voor de Binnenhaven is NAP, terwijl de kerende hoogte van de kaden rond de Binnenhaven minimaal 2,80 m+NAP is (volgens opgave van de directie Zeeland).

3.4 Berekeningswijze en ontwerpcriteria

De berekening van de benodigde kerende hoogte wordt deterministisch uitgevoerd. Dit houdt in dat conservatieve schattingen van de belasting en sterkte gebruikt worden. Verder wordt ontworpen volgens de dijkvakbenadering, wat inhoudt dat per sectie van de waterkering het waterkerende vermogen beoordeeld wordt zonder naar de dijkring als geheel te kijken. In hoofdstuk 4 wordt hier verder op ingegaan.

Er wordt aan de kerende hoogte een minimum eis gesteld die gelijk is aan de maximaal optredende waterstand:

$$h_{\min} = h_{\text{ontwerp}} + \delta h_{\text{seiche}} + \delta h_{\text{zeesp}} + \delta h_{\min}, \text{ waarin:}$$

$h_{\min}$: de minimale kerende hoogte
 h_{ontwerp} : de ontwerpwaterstand, gelijk aan 5,40 m+NAP
 δh_{seiche} : waterstandsverhoging ten gevolge van seiches, gelijk aan 0,30 m
 δh_{zeesp} : waterstands verhoging ten gevolge van zeespiegelstijging.
 $\delta h_{\min}$: een verhoging ter compensatie van onzekerheden in de waterstand. Deze 'minimale waakhogte' is nodig om onzekerheden in de berekening van het ontwerppeil te compenseren. Compensatie kan niet in één van de andere termen gezocht worden; van zowel de seiches als de zeespiegelstijging is aangenomen dat deze met zekerheid zullen optreden. De standaardafwijking wordt in het algemeen afgeschat op 0,20 tot 0,30 m. Hier is deze op 0,20 m gesteld.

Verder worden als ontwerpcriteria aangehouden:

- de erosiebestendigheid van het achter de kering gelegen terrein
- de mogelijkheid overslaand water te bergen of af te voeren.
- de noodzaak tot begaanbaarheid van het achter de kering gelegen terrein.

4. Benodigde kerende hoogte van de waterkeringen

4.1 Sluisdeuren

Bij conservatieve aannamen voor de van belang zijnde parameters blijkt de waterstandsverhoging op de binnenhaven ten gevolge van golfoverslag ongeveer 0,80 m te bedragen bij een kerende hoogte van 6.00 m+NAP. Dit geldt bij een zeespiegelstijging van 0,10 m. Indien rekening gehouden wordt met een zeespiegelstijging van 0,30 m, overeenkomend met een planperiode tot 2090, dan is de verhoging van de

waterstand op de Binnenhaven tijdens een ontwerpstorm globaal 1,10 m.

In bijlage 2 wordt de bepaling van de parameters en de berekening van de golfoverslag besproken.

De toegestane verhoging van de waterstand op de Binnenhaven bedraagt 2,80 m. Hieruit kan geconcludeerd worden dat de huidige kerende hoogte van 6 m+NAP voldoende is, voor wat betreft het criterium golfoverslag.

De minimaal benodigde kerende hoogte wordt bepaald door de maximaal optredende waterstand:

$$h_{\min} = h_{\text{ontwerp}} + \delta h_{\text{seiche}} + \delta h_{\text{zeesp}} + \delta h_{\min}$$

Bij toetsing van de bestaande kering is dit:

$$h_{\min} = 5,40 + 0,30 + 0,10 + 0,20 = 6,00 \text{ m+NAP.}$$

De huidige kerende hoogte van 6,00 m+NAP is derhalve juist voldoende.

Bij een planperiode van 100 jaar is de benodigde kerende hoogte:

$$h_{\min} = 5,40 + 0,30 + 0,30 + 0,20 = 6,20 \text{ m+NAP,}$$

wat hoger is dan de bestaande hoogte.

4.2 Overige kerende elementen

De in de waterkering op te nemen coupure zal evenals de sluisdeuren een kerende hoogte van tenminste 6,20 m+NAP moeten hebben bij een planperiode van 100 jaar en 6,00 m+NAP bij toetsing van de huidige hoogte. Eventuele overslag over de coupure zal vanwege de lengte beperkt zijn zodat wateroverlast geen probleem is. Bovendien wordt de coupure afgeschermd door de fuik van de veerboot, zodat de golfdoordringing gering zal zijn. Indien de coupure vanaf de achterzijde altijd bereikbaar moet blijven dient een overhoogte van enige decimeters overwogen worden.

Voor de overige kerende elementen zijn andere ontwerpcriteria van belang, namelijk de erosiebestendigheid van het direct achter de kering gelegen terrein en de mogelijkheid overslaand water af te voeren.

Achter de beklede kade direct ten noorden van de kleine sluis (tussen S1 en C2 in figuur 2) is een strook gras aanwezig, met aansluitend een parkeerterrein.

Het achterland van de kademuur ten noorden van de aanlegplaats van de veerboot (D in figuur 2) bestaat gedeeltelijk uit klinkerbestrating en gedeeltelijk uit een strook gras.

De erosiebestendigheid hiervan is, althans in de huidige situatie, niet voldoende bij grote hoeveelheden overslag.

Verder is niet duidelijk of water dat over de kademuren heenslaat op verantwoorde wijze afgevoerd kan worden.

Voor de kademuren en de beklede kade is het daarom aan te bevelen geen of nauwelijks overslag toe te laten.

Geadviseerd wordt hiertoe een bedrag ter grootte van de aangehouden golfhoogte van 0,5 m in de kerende hoogte op te nemen. De kerende hoogte wordt hiermee bij een planperiode van 100 jaar:

$$\begin{aligned} h &= h_{\text{ontwerp}} + \delta h_{\text{sciche}} + \delta h_{\text{zeesp}} + \delta h_{\text{overslag}} \\ &= 5,40 + 0,30 + 0,30 + 0,50 = 6,50 \text{ m} + \text{NAP}. \end{aligned}$$

Het is te adviseren de kademuur in hoogte geleidelijk te laten aansluiten op de waterkering van fase 1.

Bij toetsing geldt een criterium voor de kerende hoogte van 6,30 m +NAP. De huidige kerende hoogte van 6,00 m +NAP voldoet hier niet aan.

4.3 zetting

Indien tijdens de planperiode nog zetting of klink verwacht kan worden dient hier rekening mee gehouden te worden bij het vaststellen van de aanleghoogte. In het bovenstaande is in de genoemde kerende hoogten geen ruimte hiervoor gereserveerd.

5. Overige ontwerpaspecten

5.1 Stabiliteit

In deze notitie is uitsluitend ingegaan op de benodigde waterkerende hoogte. De waterkerende elementen dienen echter ook de nodige grondmechanische stabiliteit te bezitten en voldoende weerstand te kunnen bieden aan de belastingen die door het waterstandsverval en het overslaande water veroorzaakt worden. Met name voor de sluisdeuren zijn deze hydraulische belastingen een punt van aandacht. De hoeveelheid golfoverslag kan oplopen tot 200 l/s/m gemiddeld over enige minuten. Momentaan kunnen overslaghoeveelheden verwacht worden die nog enkele malen groter zijn. Mogelijk-kerwijs kunnen hierdoor dynamische belastingen op de kerende elementen veroorzaakt worden, waar bij de dimensionering rekening mee gehouden dient te worden.

Het is aan te bevelen de faalkans van de sluisdeuren zoveel mogelijk te beperken, zie ook paragraaf 5.4 'risicoanalyse'.

5.2 Dijkkring benadering

Zoals bij de beoordeling van de waterkering van fase 1 al is geconstateerd in [8] is een dijkkringberekening voor Walcheren op dit moment niet mogelijk.

Wel kan geconstateerd worden dat een dijkvak met een kerende hoogte gelijk aan de maximaal optredende waterstand de gehele faalruimte van de dijkkring gebruikt.

De consequentie hiervan zou zijn dat alle andere vakken niet mogen falen teneinde aan de dijkkringfrequentie te voldoen.

5.3 Probabilistische benadering

De totale hoeveelheid golfoverslag is deterministisch berekend, zoals in hoofdstuk 2 is vermeld. Eventueel is het mogelijk deze berekening probabilistisch uit te voeren. Aangezien de hoeveelheid golfoverslag echter geen maatgevend criterium bleek te zijn is een probabilistische berekening achterwege gelaten.

5.4 Risicoanalyse

In een aantal gevallen is een risicoanalyse van bewegende kerende elementen aan te bevelen. De belangrijkste reden om dit te doen is als falen van een kerend element direct leidt tot inundatie van (een deel van) de dijkkring, in dit geval bijvoorbeeld Vlissingen. Of dit gebeurt zal onder andere afhangen van het debiet dat doorgelaten wordt tengevolge van falen van een kerend element.

Bij een risicoanalyse zal onder andere aandacht besteed worden aan het beheer en de sluitingsprocedures voor de sluisdeuren en de coupure. Verder is de kans op bezwijken van een deur ten gevolge van bijvoorbeeld hydraulische belastingen van belang.

In verband hiermee kunnen ook de diverse kleinere kerende elementen genoemd worden die op de sluishoofden voorkomen. Dit betreft een aantal deurtjes en schotten tussen de sluisdeuren en aansluitende betonnen muren op de sluishoofden. Falen of niet gesloten zijn van een of meer van deze elementen zal weliswaar niet direct gevaar opleveren maar kan wel schade veroorzaken. Overwogen kan worden deze elementen zoveel mogelijk te laten vervallen.

6. Literatuur

- [1] 'Getijtafels voor Nederland 1991', SDU uitgeverij, Den Haag, 1990.
- [2] J.J. van Weerden e.a., 'Effekt variatie opzettingen op de hoogwaterstanden in het Noordelijk Deltabekken', DBW/RIZA nota 87.054, Dordrecht, november 1987
- [3] 'Seiches in de Buitenhaven van Vlissingen en de havens in Vlissingen Oost', Frederic R. Harris (Holland) b.v., Den Haag, augustus 1989.
- [4] P. Roelse, 'Vereiste kruinhoogten waterkering buitenhaven Vlissingen', RWS-DGW, GWWS-90.13127, Middelburg, 13 juli 1990
- [5] 'Shore Protection Manual', Coastal Engineering Research Centre, Vicksburg-Mississippi, 1984.
- [6] 'Leidraad voor het ontwerpen van rivierdijken deel II - Benedenrivierengebied, TAW, Den Haag, 1989.
- [7] 'Leidraad voor ontwerp, beheer en onderhoud van constructies en vreemde objecten in, op en nabij waterkeringen', TAW, Den Haag, 1976.
- [8] J. Niemeijer, 'Deltaversterking van de waterkering rond de Buitenhaven van Vlissingen', nota nr. WBA - N - 90157, RWS-DWW, Delft, 17 oktober 1990.
- [9] R. Silvester, 'Coastal Engineering, 1, Generation, Propagation and influence of waves', Development in Geotechnical Engineering vol 4A, Elsevier Scientific Publishing Company, Amsterdam, 1974.

Bijlage 1

Golfoverslag bij verticale wanden

inhoud

1. inleiding
2. afleiding formule
3. toepassing voor een golfveld
4. vergelijking met de formule uit de leidraad
5. vergelijking met derde formule

1. Inleiding

Er kon geen formule gevonden worden voor het berekenen van de golfoverslag bij verticale wanden in de situatie bij fase 2.

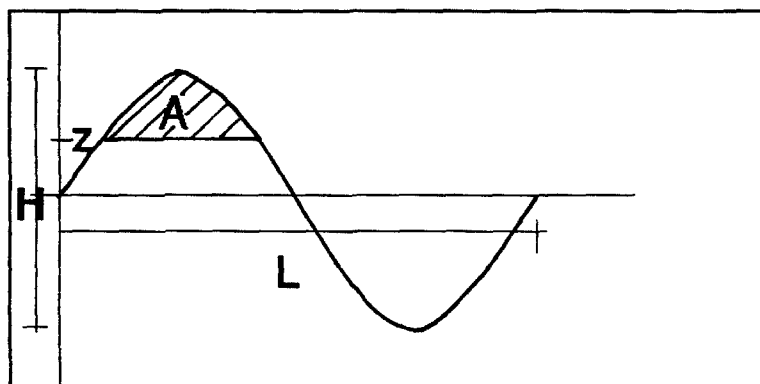
Als benadering is de formule uit de Leidraad Benedenrivieren gebruikt, met een (fictieve) taludhelling van 1:3. Uit Golfoverloop en Golfoverslag [9] blijkt dat de maximale golfoverslag gevonden wordt bij taludhellingen van 1:1,5 tot 1:3, afhankelijk van de golfsteilheid. Bij flauwere of steilere taluds neemt het golfoverslagdebiet af.

De formule uit de leidraad is niet bedoeld voor gebruik bij verticale wanden. Om enig inzicht te verkrijgen in de nauwkeurigheid de gevolgde benadering is een eenvoudige theoretische afschatting gemaakt van de hoeveelheid golfoverslag bij een verticale wand.

In paragraaf 5 worden de resultaten ook nog vergeleken met een door anderen op theoretische grondslagen opgestelde formule.

2. Afleiding formule

figuur 1.1: definitieschets



Uit gegaan wordt van een golf met de vorm van een sinus. Veronderstel dat het deel van de golf dat boven de waterkering uitkomt overslaat. Het oppervlak van dit deel is dan de overslag die bij deze golf optreedt.

Afgeleid kan worden dat dit oppervlak gelijk is aan:

$$A = \frac{HL}{2\pi} \sqrt{1 - \left(\frac{2z}{H}\right)^2}, \text{ waarin} \quad (1)$$

A : het oppervlak dat boven de kering uitkomt

H : de amplitude van de golf

L : de golflengte

z : de waakhoogte, dat is de afstand tussen de stilwaterlijn en de bovenkant van de waterkering.

Het specifieke overslagdebiët wordt gevonden door dit oppervlak te delen door de golfperiode:

$$q = A/T, \text{ waarin} \quad (2)$$

q : het specifieke golfoverslagdebiët

T : de golfperiode.

Door reflectie tegen de verticale wand neemt de amplitude van de golf toe. De reflectie is echter niet volledig zolang de waakhoogte kleiner is dan de amplitude.

Als voor waarde wordt gesteld dat de golfoverslag bij toenemende golfhoogte of bij afnemende waakhoogte toeneemt.

Verder wordt aangenomen dat bij afwezigheid van een waakhoogte de golf voor de helft gereflecteerd wordt.

Aan deze voorwaarden wordt voldaan met:

$$H_R = \frac{H}{2} \left[4 + \cos \left(\left(\frac{z}{2H} - 1 \right) \pi \right) \right], \text{ waarin} \quad (3)$$

H_R : de amplitude van de gereflecteerde golf

Door in (1) H_R in te vullen in plaats van H wordt dan, met (2), het specifieke overslagdebiët van de gedeeltelijk gereflecteerde golf gevonden.

Het lijkt aannemelijk dat dit een bovengrensbenadering is.

Door reflectie zal de golfhoogte weliswaar toenemen, waardoor het oppervlak van de golf dat boven de waterkering uitkomt toeneemt. Dit extra oppervlak zal echter niet geheel over de kering heenslaan, omdat door de reflectie de energiestroom in de richting van de kering afneemt.

Als de waakhoogte groter is dan de niet gereflecteerde golfhoogte treedt geen overslag meer op.

3. Toepassing voor een golfveld

De in paragraaf 2 afgeleide formule geldt voor een enkele golf. Voor toepassing op een golfveld zal een keuze voor de golfhoogte en -periode gedaan moeten worden.

De mogelijkheid bestaat om uitgaande van een bepaald spectrum van golfhoogten en -perioden representatieve waarden te vinden. Voor de hier beoogde eenvoudige afschatting gaat dit echter te ver.

Er is voor gekozen de significante golfhoogte als maatgevende golfhoogte aan te houden.

Reden om de significante golfhoogte aan te houden en niet bijvoorbeeld de gemiddelde golfhoogte is dat voor $z > H$ geen overslag meer plaatsvindt. Het is daarom verstandig een niet te lage golfhoogte aan te houden. In een spectrum kunnen immers altijd hogere golven voorkomen, die door de gekozen benadering niet tot overslag leiden.

Om de overslag gemiddeld over een golfveld te berekenen zal de significante periode echter tot te hoge overslaghoeveelheden aanleiding geven. Ter compensatie wordt daarom verondersteld dat slechts 1/3 deel van de golven overslag veroorzaakt. (Als $z = 2/3H$ is dit correct. Voor kleinere waakhoogten wordt de overslag enigszins onderschat.

Voor de periode wordt de gemiddelde periode genomen, wat een veilige aanname is. Het specifieke overslagdebiet wordt hiermee:

$$q = \frac{1}{3} \frac{A}{T_{\text{gem}}} , \quad (4)$$

waarin A berekent wordt met (3) en (1) met de significante golfhoogte H_s in plaats van H .

4. Vergelijking met formule uit de Leidraad

Bij waakhoogten groter dan H_1 is de overslag nihil bij de hier afgeleide formule, wat niet correct is omdat er in een golfveld ook grotere golven voorkomen. De formule uit de leidraad geeft ook bij grote waakhoogten nog overslag, wat bij een verticale wand minder waarschijnlijk is dan bij een talud.

De formule voor een verticale wand geeft bij een waakhoogte gelijk aan nul anderhalf keer zoveel overslag als de leidraad formule.

Geïntegreerd over de ontwerpstorm geeft de benadering voor de verticale wand in de beschouwde gevallen steeds een lagere totale hoeveelheid overslag.

Bij 0,1 m zeespiegelstijging wordt een verhoging van de waterstand op de Binnenhaven van 0,35 m gevonden, ruim de helft lager dan met de leidraad formule. Bij 0,3 m zeespiegelstijging is dit 0,95 m, wat 0,2 m lager is dan met de leidraad formule werd gevonden.

Harde conclusies kunnen uit de vergelijking niet getrokken worden, daarvoor bevat de benadering teveel hiaten.

In ieder geval kan niet worden aangetoond dat de toepassing van de leidraad formule tot een grove onderschatting van de overslaghoeveelheid leidt.

5. Vergelijking met derde formule

In [9] wordt een op theoretische grondslagen gebaseerde formule gegeven voor het overslagdebiet over constructies met diverse vormen, waaronder een verticale wand.

Deze formule luidt:

$$q = \frac{2}{15} m \cdot H \cdot \sqrt{2gH} \left(\frac{R_0}{H} \right)^{3/2} * (1 - z/R_0)^{5/2} , \quad (5)$$

waarin:

R_0 : de 'oploop', voor een verticale wand geldt volgens [9]:
 $R_0 = 0,6H$ (6)

m : een afvoercoëfficiënt, hiervoor is de waarde 1 aangehouden.

Met (6) worden steeds aanzienlijk lagere hoeveelheden overslag gevonden dan met de in deze bijlage afgeleide formule. Bij een kruinhoogte gelijk aan de stilwaterlijn en een golfhoogte van 0,5 m geeft (6) een twee keer zo kleine hoeveelheid overslag. Bij een waakhoogte van 0,25 m en dezelfde golfhoogte geeft (6) nog maar 10% van de hier afgeleide formule.

Opgemerkt kan worden dat de waarde die voor de oploop gegeven wordt (0,6H onafhankelijk van de waakhoogte) weinig realistisch lijkt.

Ook uit deze formule blijkt niet dat met de formule uit de Leidraad te lage overslaghoeveelheden berekent zouden worden.

Bijlage 2

Berekening golfoverslag tijdens de ontwerpstorm

inhoud

inleiding

1. waterstandsverhoging op de Binnenhaven
2. opzet
3. seiches
4. zeespiegelstijging
5. golfhoogte en overslagformule
6. resultaten

In paragraaf 1 wordt de algemene opzet van de berekening van de waterstandsverhoging op de binnenhaven besproken. In de daarna volgende paragrafen worden de keuzen van de waarden van diverse parameters nader toegelicht en wordt de invloed van variaties in deze waarden besproken. In de laatste paragraaf worden de resultaten gepresenteerd.

1 Waterstandsverhoging Binnenhaven

Met behulp van de gegevens uit hoofdstuk 2 kan bij een aangenomen kerende hoogte op ieder tijdstip het specifieke golfoverslagdebiet berekend worden. Integratie hiervan over de tijd en vermenigvuldiging met de lengte van het deel van de waterkering waarover overslag optreedt geeft de totale golfoverslag tijdens de ontwerpstorm. Door deze hoeveelheid overslag te delen door het bergend oppervlak van de Binnenhaven wordt de stijging van de waterstand op de Binnenhaven tijdens de ontwerpstorm berekend. Vergelijking hiervan met de maximaal toelaatbare stijging laat zien of de kerende hoogte voldoende is. In formulevorm:

$$Q = L * \int q(h(t)) dt, \text{ en}$$

$$\delta h_{\text{Binnenhaven}} = Q/A,$$

waarin:

Q : totale hoeveelheid golfoverslag tijdens de storm in m^3

L : Lengte van de waterkering waarover golfoverslag optreedt in m

$q(h(t))$: specifiek overslag debiet, afhankelijk van de buitenwaterstand $h(t)$, welke afhankelijk van de tijd t is, in m^2/s

$\delta h_{\text{Binnenhaven}}$: waterstandsstijging in de Binnenhaven in m

A : Bergend oppervlak van de Binnenhaven in m^2 .

2 Opzet

De waterstandsverhoging door de storm, de opzet, kan door een paar parameters geschematiseerd worden:

- de vorm,
- de duur,
- de faseverschuiving ten opzichte van het astronomisch getij.

Vorm van het opzetverloop

Uit [2] blijkt dat de vorm het beste met een cosinus kwadraat of een trapezium geschematiseerd kan worden. Voor de hoeveelheid overslag blijkt het weinig uit te maken welke van deze twee gekozen wordt. Er is hier gerekend met een trapeziumvormig opzetverloop.

Duur van de opzet

Eveneens uit [2] blijkt dat de gemiddelde opzetduur voor de Oosterschelde (Burghsluis) 50 uur is. Verondersteld wordt dat deze waarde ook voor Vlissingen gehanteerd kan worden.

Ook het tijdsinterval waarover de opzet constant en maximaal is (het horizontale deel van het trapezium) is van belang voor de hoeveelheid overslag. In [2] wordt een duur van 4 uur gehanteerd die hier wordt overgenomen. Variaties hierin blijken weinig invloed op de totale hoeveelheid overslag te hebben. Bij een duur van 10 uur is de hoeveelheid overslag slechts ongeveer 10 % groter.

Faseverschuiving

Het tijdsverschil tussen het moment waarop de maximum opzet en het moment waarop de waterstand ten gevolge van het astronomisch getij valt, de faseverschuiving, is geheel willekeurig. Het blijkt dat hoe groter de faseverschuiving is, hoe groter de hoeveelheid overslag. Er is gekozen voor een grote faseverschuiving van 5,5 uur, zodat een conservatieve benadering verkregen wordt. Bij de maximale faseverschuiving van ruim 6 uur is de hoeveelheid overslag nog 15% groter. De kans dat dit optreedt zal echter vrij klein zijn. Bij een kleine faseverschuiving is de hoeveelheid overslag 30 % lager dan bij een faseverschuiving van 5,5 uur.

3 Seiches

Blijkens 'Seiches in de Buitenhaven van Vlissingen' [3] moet rekening worden gehouden met een waterstandsverhoging van 0,3 m ten gevolge van seiches op die plaatsen waar geen voorland in de vorm van een haventerrein is. De periode van de seiches is ongeveer 8 min. Het blijkt dat zowel de periode als de faseverschuiving van de seiches zeer weinig invloed hebben op de totale hoeveelheid overslag.

4 Zeespiegelstijging

De maximaal te verwachten waterstand is gelijk aan de ontwerpwaterstand vermeerderd met de hoogte van de seiches en de zeespiegelstijging:

$$h_{\max} = h_{\text{ontwerp}} + \delta h_{\text{seiche}} + \delta h_{\text{zeesp}}$$

Bij een zeespiegelstijging van 0,1 m is dit:

$$h_{\max} = 5,40 + 0,30 + 0,10 = 5,80 \text{ m +NAP.}$$

De ontwerpwaterstand van 5,40 m+NAP is al geruime tijd geleden vastgesteld. Als wordt aangenomen dat dit is gebeurd op basis van gegevens van voor 1950, dan is de ontwerpwaterstand voor heden gelijk aan 5,48 m+NAP. (Bij een zeespiegelstijging van 0,20 m per eeuw. In de 40 jaar tussen 1950 en 1990 is $40/100 \cdot 0,20 = 0,08$ m zeespiegelstijging opgetreden.)

Bij constructies met een lange levensduur, die bovendien moeilijk te verhogen zijn, is het aan te bevelen met een planperiode van bijvoorbeeld 100 jaar rekening te houden. Bij een planperiode tot 2090 moet derhalve met $0,08 + 0,20 = 0,28$ m zeespiegelstijging rekening gehouden worden.

De maximale waterstand wordt dan:

$$h_{\max} = 5,40 + 0,30 + 0,28 = 6,00 \text{ m +NAP (afgerond).}$$

Bij een kerende hoogte van 6 m+NAP geldt het volgende:

De grootte van de zeespiegelstijging blijkt een grote invloed op de hoeveelheid golfoverslag te hebben. Bij een zeespiegelstijging van 30 cm is de totale hoeveelheid golfoverslag 40% groter dan bij 10 cm zeespiegelstijging. Bij verdere toename van de zeespiegelstijging wordt de toename in de golfoverslag nog aanzienlijk groter. De maximale waterstand komt dan boven de kerende hoogte ,

waardoor overstroomd gaat optreden naast golfoverslag. Overigens is dit gezien de minimum eis die aan de kerende hoogte is gesteld niet toelaatbaar. Bovendien wordt de lengte waarover water over de kering komt dan groter omdat dan ook over de betonnen muren tussen de kleine en de grote schutsluis overlopen gaat optreden.

5 Golfhoogte en overslagformule

De grootste onzekerheden treden op in de golfhoogte en de formule die gebruikt wordt voor het berekenen van de golfoverslag.

De gevoeligheid van de resultaten is hiervoor ook het grootst. Om deze reden is een vrij grote golfhoogte van 0,50 m gebruikt, 2,5 maal groter dan uit alleen een diffractie berekening volgt. Verwacht wordt dat dit een conservatieve benadering is.

De gevoeligheid is groot: bij een golfhoogte van 0,75 m wordt de hoeveelheid golfoverslag 3 maal zo groot vergeleken met een golfhoogte van 0,50 m.

Ook de invloed van afwijkingen in de golfoverslagformule op de resultaten is groot. In bijlage 1 is aannemelijk gemaakt dat de gebruikte formule een bovengrensbetaling geeft.

6 Resultaten

In de berekeningen is uitgegaan van een kerende hoogte van 6.00 m+NAP. Aangenomen is dat de overslag optreedt over een lengte van 200 m. Dit komt overeen met de gezamenlijke lengte van de sluisdeuren, de waterkering over de sluis hoofden en de beklede kade tussen C1 en S1 (zie figuur 2). Als over de beklede kade geen overslag toegelaten wordt, of overslaand water niet naar de Binnenhaven wordt afgevoerd is deze lengte te groot. Omdat de totale hoeveelheid overslag niet maatgevend is zijn geen verdere berekeningen gedaan met kleinere lengten.

Er is geen rekening gehouden met overslag over de kerende muur ten noorden van de aanlegplaats van de veerboot. De reden hiervoor is dat het voor dit deel van de kering minder gewenst is grote hoeveelheden overslag toe te laten, zie hoofdstuk 4. Bovendien is met de beschikbare gegevens niet vast te stellen of het overslaande water naar de Binnenhaven wordt afgevoerd.

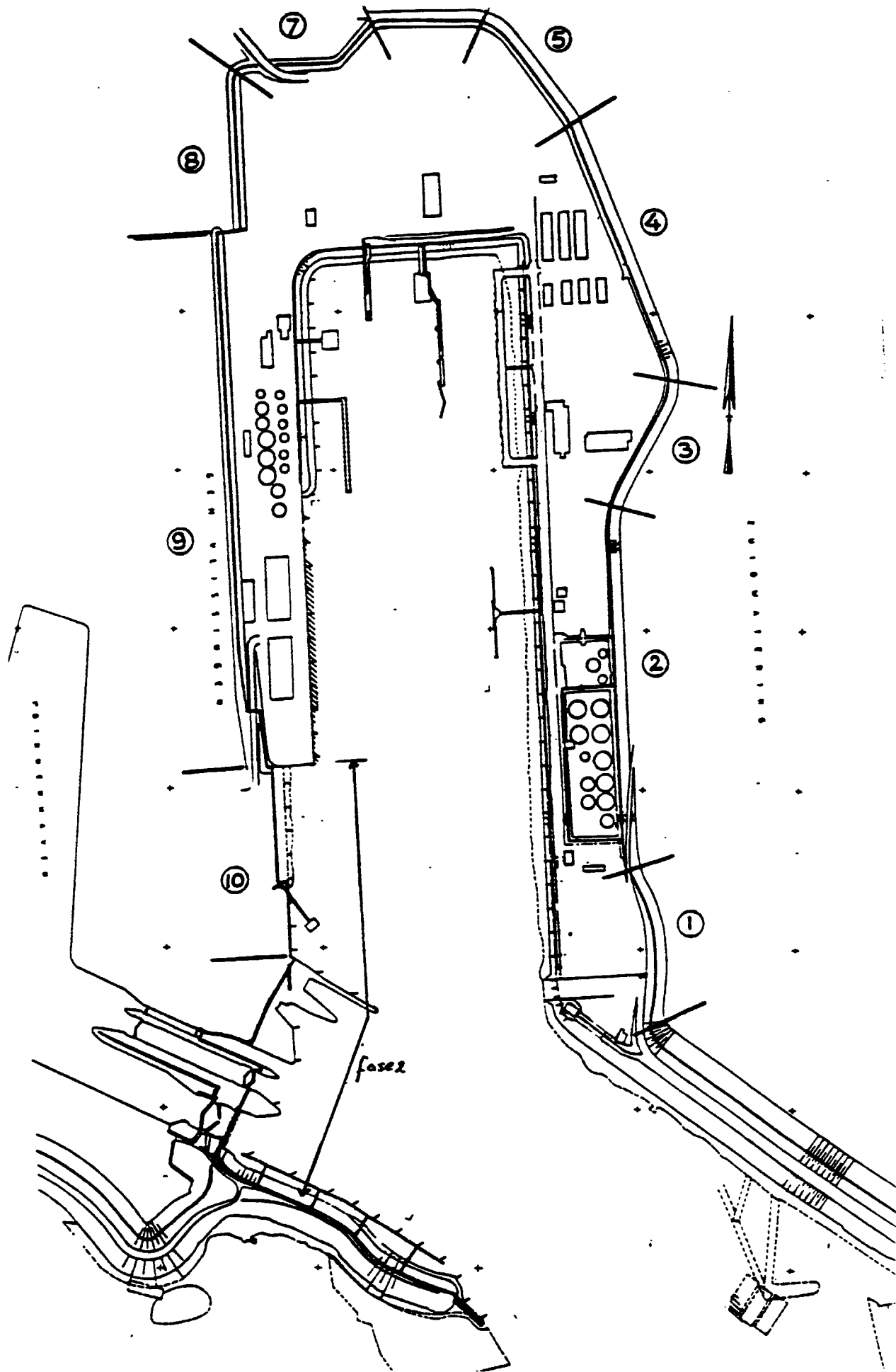
Bij de conservatieve keuze van de diverse parameters en een zeespiegelstijging van 0,10 m kan een waterstandsver-

hoging van 0,80 m op de Binnenhaven verwacht worden. De waarden van de parameters zijn in tabel 1 vermeld.

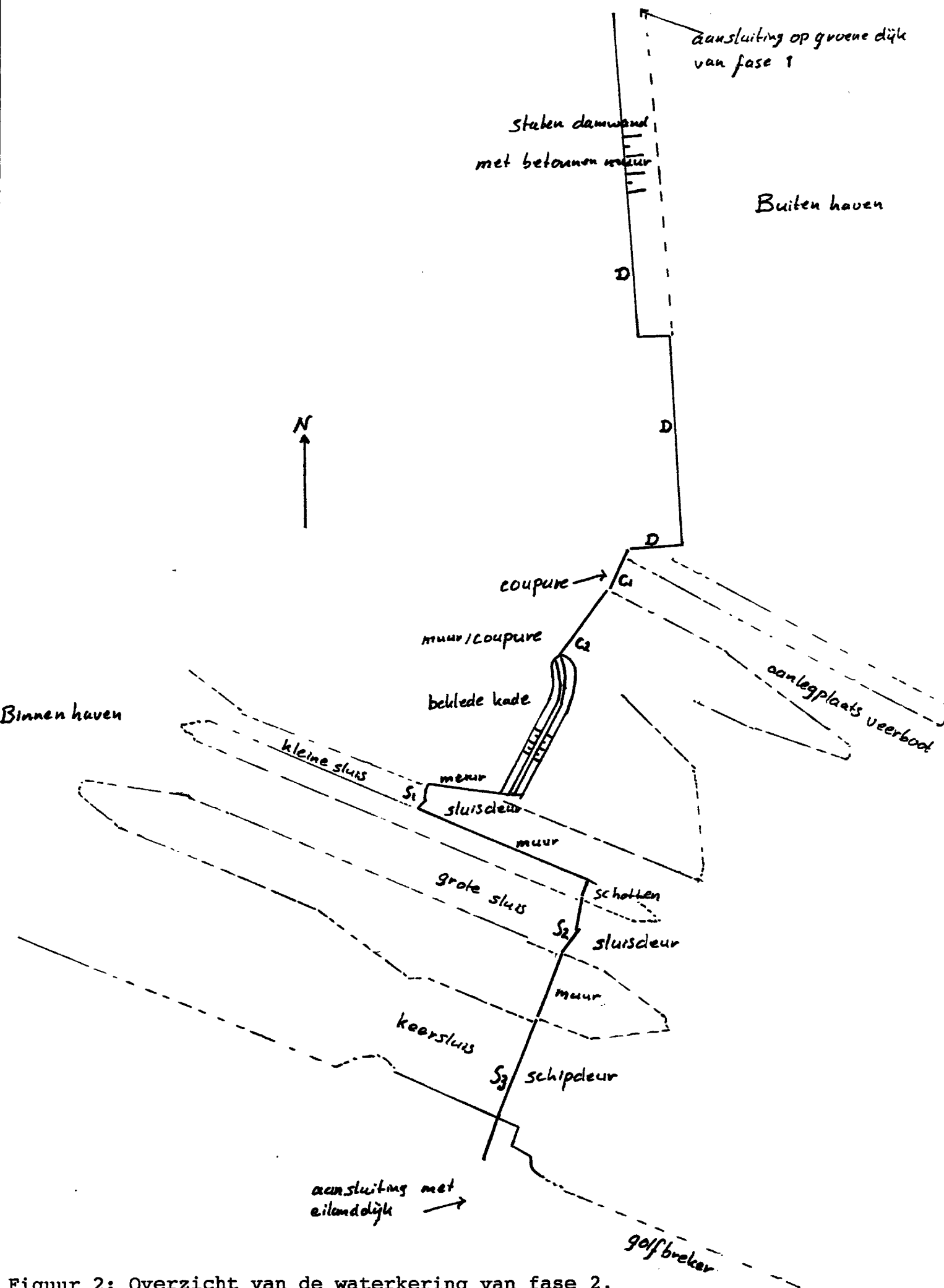
Met dezelfde waarden voor de invoerparameters wordt de verhoging van de waterstand bij een zeespiegelstijging van 0,30 m : 1,10 m.

kruinhoogte	=	6.00	[m]
zeespiegelstijging	=	0.10	[m]
Faseverschuiving opzet	=	5.50	[uur]
Amplitude van de opzet	=	4.15	[m]
Duur van de opzet	=	50.00	[uur]
trapeziumvormige opzet,			
Duur van de top	=	4.00	[uur]
Faseverschuiving seiche	=	0.00	[uur]
Amplitude seiche	=	0.30	[m]
Duur seiche	=	0.15	[uur]
Golfhoogte	=	0.50	[m]
Golfperiode	=	6.00	[s]
fictieve taludhelling	=	1:3	[-]

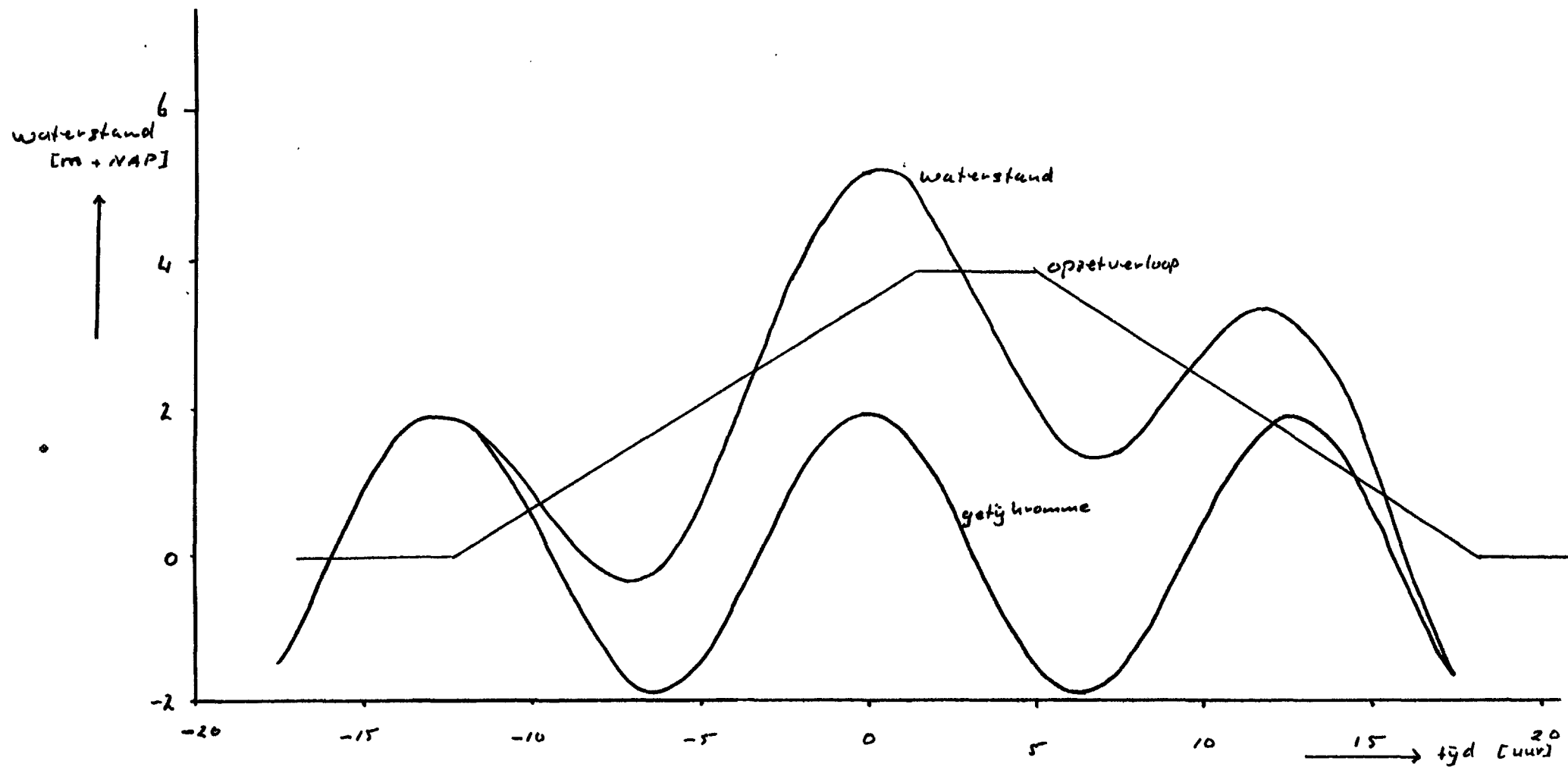
tabel 1: invoerparameters golfoverslagberekening



figuur 1: Overzicht waterkering rond de Buitenhaven



Figuur 2: Overzicht van de waterkering van fase 2.



Figuur 3: waterstandsverloop ten gevolge van getij en opzet.

auteur : J. Niemeijer
titel : Ontwerphoogte Waterkeringen Buitenhaven Vlissingen
fase 2 ^{22 januari}
datum : ~~februari~~ 1991
opdrachtgever: RWS - directie Zeeland

nota WBA - N - 91001
RWS-DWW

samenvatting:

Een deel van de primaire waterkering rond de Buitenhaven te Vlissingen (onderdeel van de dijkkring Walcheren) wordt gevormd door constructies als kademuren en sluisdeuren. In deze notitie wordt de waterkerende hoogte van deze constructies bepaald opdat deze voldoen aan de eisen voor Deltaveiligheid. Uitgegaan wordt daarbij van de normen volgens het Deltarapport. Er wordt een criteria opgesteld voor de toelaatbare hoeveelheid golfoverslag over de sluisdeuren, in relatie met het bergend vermogen van het aan de binnenzijde gelegen gebied. Verder wordt een criterium voor de minimaal benodigde kerende hoogte opgesteld.