



Opdrachtgever:

Rijkswaterstaat


Dienst Weg- en Waterbouwkunde, TAW-E

Nieuwe inzichten bij golfoploop en golfoverslag

AFGEHANDELD

Verslag bureaustudie

Mei 1992

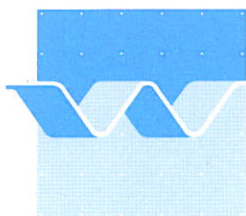
	bibliotheek postbus 177 - 2600 MH Delft waterloopkundig laboratorium/WL
BB 8069	
WL	VERVALLEN
EXPL	

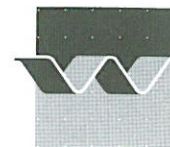


R0000341

Nieuwe inzichten bij golfoploop en golfoverslag

J.W. van der Meer





KLANT : Rijkswaterstaat, Dienst Weg- en Waterbouwkunde. TAW-E
Postbus 5044, 2600 GA Delft

TITEL : Nieuwe inzichten bij golfoploop en overslag

SAMENVATTING : In opdracht van de werkgroep TAW-E is door het Waterloopkundig Laboratorium een samenvatting gegeven omtrent nieuwe inzichten die in de laatste jaren zijn ontstaan met betrekking tot golfoploop en golfoverslag bij dijken. De studie is een onderdeel van de case study Noord-Beveland, zoals die door TAW-E wordt uitgevoerd. Het verslag geeft ontwerp- of toetsformules voor golfoploop en golfoverslag. Verschillende invloeden zijn door middel van reductiefactoren in de formules verwerkt. Dit zijn de invloeden van een berm, een ondiep voorland (golven dieptebeperkt), ruwheidselementen op het talud en van scheve golfaanval, zowel langkammige als kortkammige golven. De golfoploop kan als functie van de brekerparameter worden beschreven. Golfoverslag kan het eenvoudigste worden beschreven als functie van een "tekort aan kruinhoogte" ten opzichte van het te verwachten 2%-golfoplooppniveau. Verder is een verdeling vastgesteld voor overslagvolumes per golf.

REFERENTIES : WB/BXF 913171 dd 15-7-'91

REV.	AUTEUR	DATUM	OPMERKINGEN	GECONTROLEERD	GOEDGEKEURD
1	J.W. van der Meer	jan '92			
2	J.W. van der Meer	mei '92			

TREFWOORD(EN)	PAGINA'S	DOCUMENT NR.	STATUS
	TEKST : 23 TABELLEN : 2 FIGUREN : 14	H695T00.01	<input type="checkbox"/> VOORLOPIG <input type="checkbox"/> CONCEPT <input checked="" type="checkbox"/> DEFINITIEF
ARCHIEF NR: H 695-A			

INHOUD

LIJST VAN TABELLEN

LIJST VAN FIGUREN

LIJST VAN SYMBOLEN

	blz.
1. <u>Inleiding</u>	1
2. <u>Bestaande kennis in leidraden</u>	2
3. <u>Golfoploop</u>	3
3.1 Algemeen.....	3
3.2 Algemene formules voor de golfoploop.....	5
3.3 Invloed van een berm op golfoploop.....	7
3.4 Invloed van een ondiep voorland op golfoploop.....	10
3.5 Invloed van ruwheid op golfoploop.....	12
3.6 Invloed van hoek van golfaanval op golfoploop.....	13
4. <u>Golfoverslag</u>	16
4.1 Gemiddeld overslagdebiet.....	16
4.2 Overslagvolumes per golf.....	18
4.3 Voorbeelden van toepassing formules.....	19
5. <u>Mechanisme golfoverslag</u>	23

REFERENTIES

APPENDIX A: Hoofdstukken 5, 6.1 en 6.2, Bijlagen 10 en 11 uit:
Leidraad voor het ontwerpen van rivierdijken.
Deel 2 - Benedenrivierengebied.

LIJST VAN TABELLEN

1. Reductiefactoren γ_f voor een ruw talud
2. Sommatie van de reeks in Formule 18 voor enkele waarden van N_{ov}

LIJST VAN FIGUREN

1. Dwarsdoorsnede van een dijk met betrekking op het buitentalud
2. Aspecten van belang bij berekening of toetsing van de dijkhoogte
3. Golfoploophoogte $z_{2\%}$
4. Golfoploop als functie van de brekerparameter
5. Voorrand, helling en breedte van berm
6. Definitie van de gemiddelde taludhelling α
7. Reductiefactor γ_b voor een berm ($\xi_{op} < 4.4 \tan\alpha$)^{2/3})
8. Reductiefactor γ_b voor een berm ($\xi_{op} > 4.4 \tan\alpha$)^{2/3})
9. Effect van een ondiep voorland op golven
10. Reductiefactor γ_h voor een ondiep voorland
11. Definitie hoek van golfaanval β
12. Reductiefactor γ_β voor de hoek van golfaanval
13. De vrije kruinhoogte bij golfoverslag
14. Golfoverslag als functie van $(z_{2\%} - h_k)/H_s$

LIJST VAN SYMBOLEN

B	bermbreedte	(m)
D	diameter van stortsteen	(m)
d_h	bermdiepte ten opzichte van SWL	(m)
f_b	breedte van een ruwheidselement (loodrecht op dijkas)	(m)
f_h	hoogte van een ruwheidselement	(m)
f_L	hart op hart afstand tussen ruwheidselementen	(m)
f_l	lengte van een ruwheidselement (evenwijdig aan dijkas)	(m)
g	zwaartekrachtsversnelling	(m/s ²)
g_B	invloedsfactor voor alléén de bermbreedte	(-)
H	golfhoogte	(m)
H_s	significante golfhoogte, gemiddelde van hoogste 1/3 deel	(m)
h	waterdiepte	(m)
h_k	kruinhoogte ten opzichte van SWL	(m)
h_m	waterdiepte ter plaatse van de teen van de constructie	(m)
L_{op}	golflengte op diep water gebaseerd op T_p ($L_o = (g/2\pi) * T_p^2$)	(m)
N	aantal inkomende golven	(-)
N_{ov}	aantal overslaande golven	(-)
P, p	kans van optreden	(-)
q	gemiddeld overslagdebiet per strekkende meter kruin	(m ³ /s per m)
q_{tot}	overslagvolume in een bepaalde tijd	(m ³)
s_o	golfsteilheid, $s_o = H_s/L_o$	(-)
s_{op}	golfsteilheid met L_o gebaseerd op T_p	(-)
T	golfperiode	(s)
T_m	gemiddelde periode	(s)
T_p	piekperiode	(s)
T_s	significante periode, gemiddelde van hoogste 1/3 deel	(s)
V	volume van overslaande golven per eenheid van breedte	(m ³ per m)
z	golfoploop, verticaal gemeten ten opzichte van de stilwaterlijn	(m)
$z_{2\%}$	golfoploophoogte die door 2% van de inkomende golven wordt overschreden	(m)
α	taludhelling	(°)
β	hoek van golfaanval	(°)
γ	totale reductiefactor	(-)
γ_b	reductiefactor voor een berm	(-)

LIJST VAN SYMBOLEN (vervolg)

γ_f	reductiefactor voor de ruwheid	(-)
γ_h	reductiefactor voor een ondiep voorland	(-)
γ_β	reductiefactor voor de hoek van golfaanval	(-)
ξ_o	surf similarity parameter $\xi_o = \tan\alpha/\sqrt{s_o}$	(-)
ξ_{op}	surf similarity parameter gebaseerd op T_p ($\xi_o = \tan\alpha/\sqrt{s_{op}}$)	(-)

NIEUWE INZICHTEN BIJ GOLFOLOOP EN GOLFOVERSLAG

1. Inleiding

Deze notitie geeft een overzicht van de nieuwe inzichten met betrekking tot golfoploop en golfoverslag bij dijken die door onderzoek in de laatste jaren zijn verkregen. Deze nieuwe inzichten kunnen worden gebruikt bij de berekeningen die door TNO-Bouw in het kader van de case study Noord-Beveland in 1992 zullen worden uitgevoerd, in opdracht van de TAW, projectgroep E - probabilistisch ontwerpen.

De nieuwe inzichten zijn gebaseerd op fysisch modelonderzoek dat in de jaren 1989 - 1991 is uitgevoerd bij het Waterloopkundig Laboratorium en op onderzoek dat in de loop van de laatste 10 jaar is uitgevoerd in de Deltagoot. In Van der Meer en de Waal (1990) wordt een onderzoek beschreven waarin de invloed van scheve inval en richtingspreiding op golfoploop en overslag is onderzocht. Het onderzoek is uitgevoerd in een golfbak waarin een kortkammig golfveld kon worden opgewekt. In Van der Meer en de Waal (1992) wordt een onderzoek beschreven in een golfgoot, waarbij (dus) alleen loodrechte en langkammige golfaanval werd gemodelleerd. Het onderwerp was de invloed van een berm, ruwheid en ondiep voorland op de waterbeweging op taluds.

Beide onderzoeken tezamen geven het totale overzicht met betrekking tot golfoploop en golfoverslag. Een samenvatting is te vinden in Van der Meer en de Waal (1992) en hierop is de onderhavige notitie voornamelijk gebaseerd. In beide verslagen worden de gegevens van een groot aantal referenties beschreven en gebruikt bij de analyse van het onderzoek zelf. In de onderhavige notitie wordt geen aandacht besteed aan de analyse van proefresultaten om te komen tot praktische resultaten. Alleen de eindresultaten van de verschillende onderzoeken zijn zodanig op een rij gezet, dat de verschillende invloeden die spelen bij golfoploop en overslag bij dijken, zowel door formules als door eenvoudige ontwerpgrafieken, kunnen worden bepaald.

Deze notitie werd geschreven door dr.ir. J.W. van der Meer.

2. Bestaande kennis in Leidraden

De Leidraad voor het ontwerpen van rivierdijken, deel 2 - benedenrivierengebied, geeft van alle Nederlandse Leidraden de meeste informatie omtrent golfoploop en golfoverslag. In Hoofdstuk 5 van die Leidraad worden uitvoerig de hydraulische randvoorwaarden beschreven (met in bijlage 10 informatie omtrent golfgroei) en in paragraaf 6.2 golfoploop en golfoverslag, met in bijlage 11 alle formules.

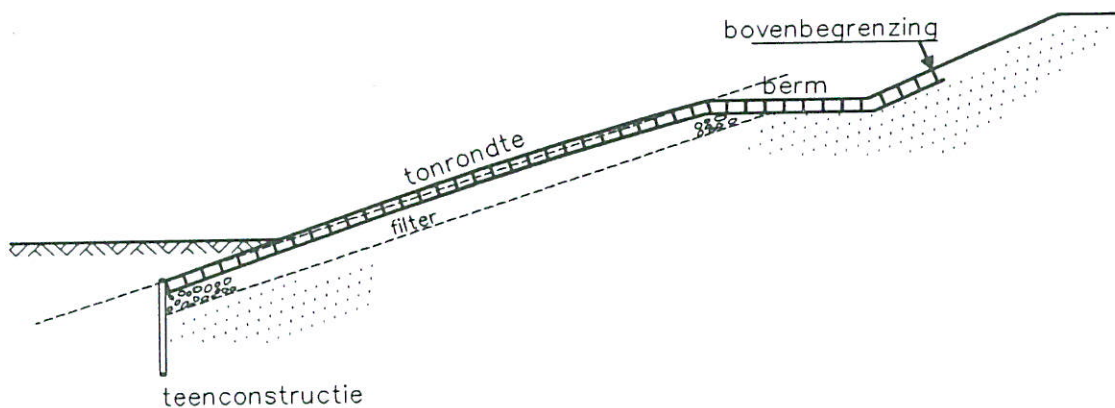
Het is niet gemakkelijk om die informatie in verkorte vorm weer te geven. Daarom zijn de genoemde delen als Appendix A bij deze notitie gevoegd. In deze notitie zal geen verdere aandacht worden besteed aan de hydraulische randvoorwaarden (Hoofdstuk 5). Alleen de nieuwe inzichten omtrent golfoploop en golfoverslag (Hoofdstuk 6 en Bijlage 11) zullen worden besproken.

Tot slot moet worden gememoreerd dat vrijwel alles over golfoploop en overslag in de bestaande Leidraden is gebaseerd op het werk van Battjes (TAW, 1972). Door de vertaling in het Engels van dit werk (TAW, 1974) en door zijn proefschrift (Battjes, 1974) heeft het werk ook grote internationale aandacht gekregen.

3. Golfoploop

3.1 Algemeen

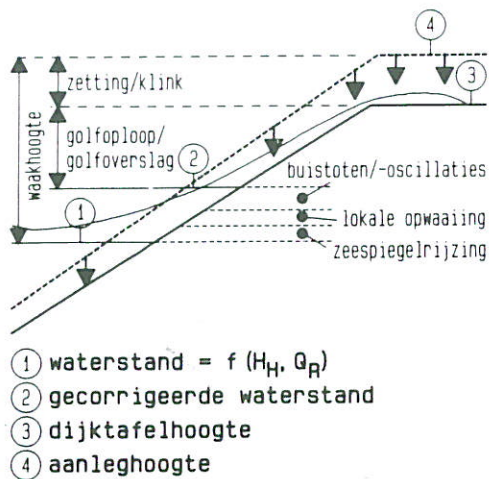
Dijken in Nederland hebben meestal een redelijk flauw talud, zeg flauwer dan 1:2. Een dijk bestaat uit een teenconstructie, een buitentalud met vaak een berm, een kruin op een bepaalde hoogte en een binnentalud, zie Figuur 1.



Figuur 1 Dwarsdoorsnede van een dijk met betrekking tot het buitentalud

Het buitentalud kan uit verschillende materialen bestaan, zoals een asfaltlaag, een cementbetonnen dijkbekleding (steenzetting) of gras op een kleilaag. Een combinatie is ook mogelijk. De taluds zijn niet altijd recht en het boven- en ondertalud hebben niet altijd dezelfde helling als er een berm is toegepast. Het ontwerp van de bekledingslaag wordt niet in deze notitie behandeld. Wel worden de aspecten met betrekking tot bermen, taluds en ruwheid van het talud besproken voorzover deze invloed hebben op golfoploop en golfoverslag.

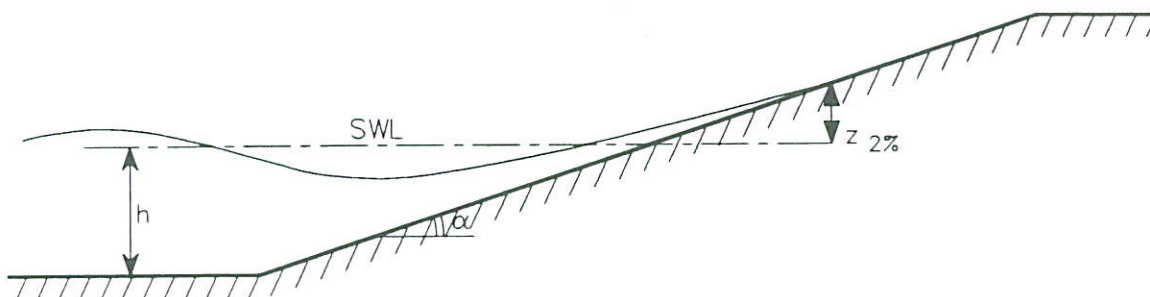
Bij het ontwerpen of toetsen van een dijk hangt de kruinhoogte niet alleen af van golfoploop of overslag. In de leidraden wordt ook rekening gehouden met (zie Figuur 2, overgenomen uit de Leidraad deel 2) een ontwerpwaterstand, een verhoging van deze waterstand door zeespiegelrijzing, lokale opwaaiing en buistoten/oscillaties (leidend tot de gecorrigeerde waterstand) en zetting/klink. In het vervolg wordt uitgegaan van de gecorrigeerde waterstand, dus de lokale waterstand ter plaatse van de teen van de constructie. De hoogte van de kruin wordt in de Leidraad deel 2 aangeduid als de dijktafelhoogte h_d .



Figuur 2 Aspecten van belang bij berekening of toetsing van de dijkhoogte

In deze notitie wordt zoveel mogelijk de notatie voor symbolen gebruikt die overeenkomt met de Leidraad voor het ontwerpen van rivierdijken, deel 2 - benedenrivierengebied. Alleen voor de golfhoogte en golfperiode wordt de aanbevolen internationale symbolenlijst aangehouden. Dit betekent dat de significante golfhoogte wordt geschreven als H_S en niet als $H_{1/3}$ en de gemiddelde golfperiode als T_m en niet als \bar{T} . Verder wordt in de Leidraad voor de invloed van een berm en/of scheve golfaanval de gecombineerde reductiefactor γ_B gebruikt. In dit verslag worden de twee invloeden gescheiden in γ_b voor de berminvloed en γ_β voor de invloed van de hoek van golfaanval. Er geldt dus $\gamma_B = \gamma_b \gamma_\beta$.

De golfploophoogte wordt vaak gegeven door $z_{2\%}$, dat is het golfploopniveau verticaal gemeten ten opzichte van de stilwaterlijn, dat door 2% van de oplopen wordt overschreden, zie Figuur 3. Het aantal overschrijdingen wordt hierbij gerelateerd aan het aantal inkomende golven en dus niet aan het aantal oplopen. De relatieve oploop wordt gegeven door $z_{2\%}/H_S$, met als H_S de significante golfhoogte, het gemiddelde van het hoogste 1/3 deel van de golfhoogten.



Figuur 3 Golfploopniveau $z_{2\%}$

De relatieve oploop wordt meestal gegeven als een functie van de surf similarity parameter, of brekerparameter, die wordt gedefinieerd door:

$$\xi_o = \tan\alpha / \sqrt{s_o} \quad (1)$$

met:

ξ_o = brekerparameter

α = hoek van het talud

s_o = golfsteilheid: $s_o = 2\pi H_s / gT^2$

T = golfperiode

Bij het gebruik van de piekperiode T_p ontstaan ξ_{op} en s_{op} en bij het gebruik van de gemiddelde periode T_m ontstaan ξ_{om} en s_{om} . Bij $\xi_o < 2$ à $2,5$ breken de golven op het talud. Dit is meestal het geval bij taluds van 1:3 en flauwer. Voor grotere waarden van ξ_o breken de golven niet meer op het talud. In dat geval zijn de taluds vaak steiler dan 1:3 en/of worden de golven gekarakteriseerd door een kleine golfsteilheid.

3.2 Algemene formule voor de golfoploop

De algemene formule voor golfoploop op dijken wordt gegeven door:

$$z_{2\%} / H_s = 1.5 \gamma \xi_{op} \quad \text{met een maximum van } 3.0 \gamma \quad (2)$$

$$\text{met } \gamma = \gamma_b \gamma_h \gamma_f \gamma_\beta \quad (3)$$

waarin:

$z_{2\%}$ = 2%-golfoploophoogte boven de stilwaterlijn

H_s = significante golfhoogte nabij de teen van de constructie

ξ_{op} = brekerparameter: $\xi_{op} = 2\pi H_s / gT_p^2$

g = versnelling van de zwaartekracht

T_p = piekperiode van het golfspectrum

γ = totale reductiefactor

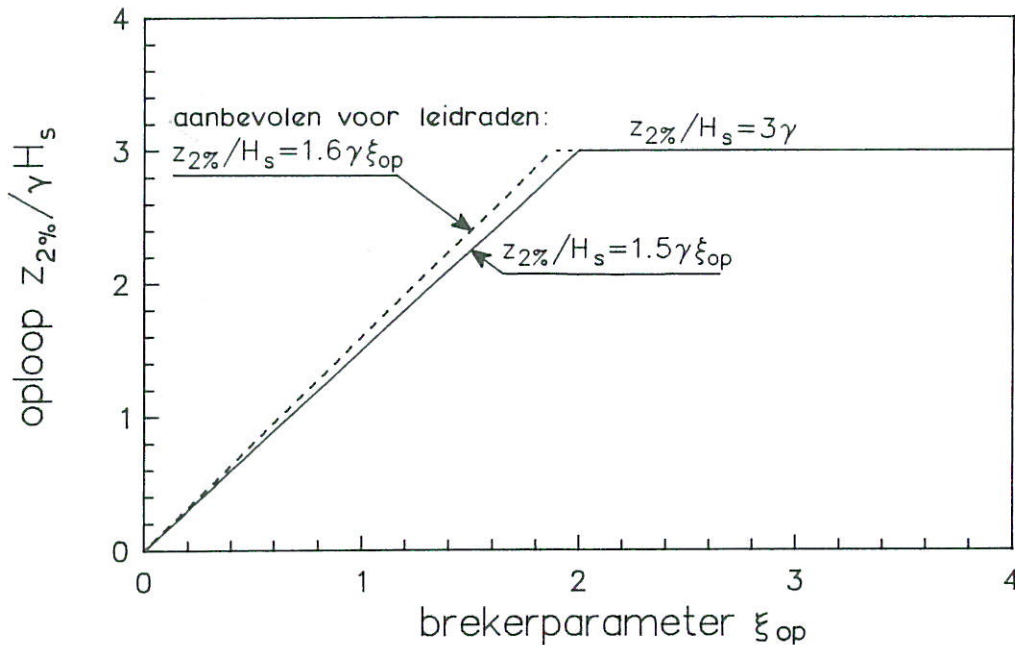
γ_b = reductiefactor voor een berm

γ_h = reductiefactor voor een ondiep voorland

γ_f = reductiefactor voor ruwheid op talud

γ_β = reductiefactor voor scheve golfaanval

Formule 2 is in Figuur 4 weergegeven waarbij de relatieve oploop $z_{2\%}/H_s$ is uitgezet tegen de brekerparameter ξ_{op} . Tot $\xi_{op} = 2$ stijgt de relatieve oploop met toenemende ξ_{op} , voor grotere waarden blijft ze constant. Dit laatste is het geval bij relatief steile taluds en/of lage golfsteilheden.



Figuur 4 Golfoploop als functie van de brekerparameter

Bovenstaande formules geven het gemiddelde van de gevonden meetpunten. Voor een handboek of leidraad is het raadzaam om niet de gemiddelde trend te hanteren, maar een iets veiliger benadering. In veel Nederlandse en internationale normen wordt een veiligheidsmarge van één standaardafwijking aangehouden. Door Vrouwenfelder (1992) is deze waarde ook onderbouwd.

In de Leidraden voor het ontwerpen van rivierdijken wordt alleen een ooploopformule voor flauwe taluds (flauwer dan 1:2.5) gegeven. Deze komt (na omwerking) bijna overeen met Formule 2. Alleen dient voor de factor 1,5 de waarde 1,6 te worden ingevuld. Dit verschil komt vrijwel overeen met een standaardafwijking van de meetpunten. Met andere woorden, de ooploopformule in bovengenoemde Leidraden kan worden gehandhaafd. De verwachtingswaarde van de golfoploop wordt gegeven door Formules 2 en 3. De formulering van de golfoploop voor toepassing in normen, leidraden en handboeken is echter:

$$z_{2\%}/H_s = 1.6 \gamma \xi_{op} \quad \text{met een maximum van } 3.0 \gamma \quad (4)$$

$$\text{met } \gamma = \gamma_b \gamma_h \gamma_f \gamma_\beta \quad (3)$$

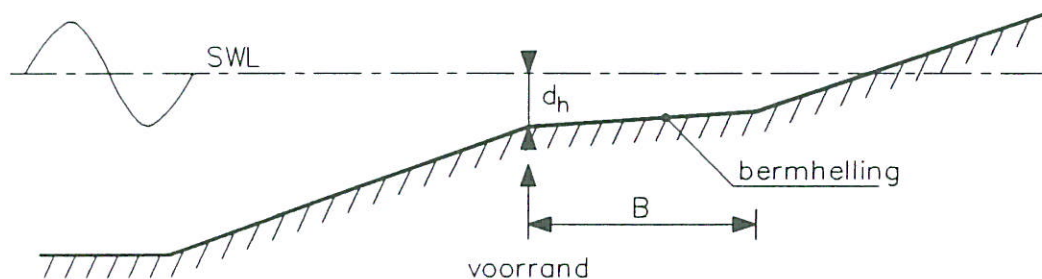
De oudste en eenvoudigste formule die in Nederland is gebruikt, is:

$$z_{2\%} = 8 H_s \tan \alpha \quad (5)$$

Voor constante golfsteilheden van respectievelijk $s_{op} = 0.035$ en $s_{op} = 0.040$, ingevuld in Formules 2 en 4, volgt Formule 5.

3.3 Invloed van een berm op golfoploop

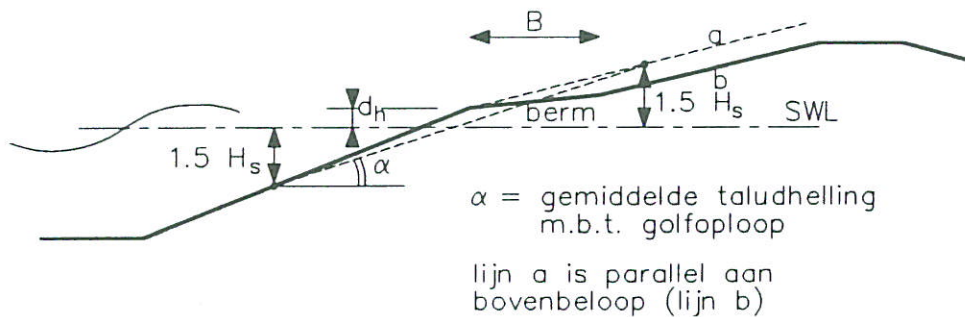
Figuur 5 geeft een voorbeeld van een dijk met een berm. De voorrand van de berm ligt op een diepte d_h beneden de stilwaterlijn. De bermhelling in Nederland is vaak 1:15. De breedte van de berm wordt gegeven door B.



Figuur 5 Voorrand, helling en breedte van berm

Bij een geknikt talud of een talud met een berm is de taludhelling niet constant, zodat een gemiddelde taludhelling moet worden gedefinieerd om de brekerparameter ξ_{op} te kunnen berekenen. Figuur 6 geeft de definitieschets van de gemiddelde taludhelling. De voor golfoploop maatgevende taludhelling is de gemiddelde helling in de zone tussen het niveau $SWL - H_s$ en $SWL + H_s$. De eventueel aanwezige berm dient niet meegerekend te worden bij het bepalen van het gemiddelde. De procedure is als volgt (vereenvoudigd ten opzichte van de methode van Saville die in de Leidraad, deel 2 is gegeven):

- trek een lijn evenwijdig aan het bovenbeloop die de voorrand van de berm snijdt (lijn a);
- zet een punt op het onderbeloop op H_s onder de stilwaterlijn;
- zet een punt op lijn a op H_s boven de stilwaterlijn;
- trek een lijn tussen deze twee punten. De helling van deze lijn is de gemiddelde taludhelling met betrekking tot golfoploop.



Figuur 6 Definitieschets van de gemiddelde taludhelling α

De eenvoudigste formulering om de invloed van een berm op golfloop te beschrijven, is die waarbij een equivalent talud wordt berekend, inclusief de berm, en waardoor een equivalente ξ_{op} -waarde wordt gevonden. In dat geval is $\gamma_b = 1$. Het equivalente talud voor het bermtalud wordt gegeven door een rechte lijn tussen de twee punten op het talud die respectievelijk $1,5 H_s$ boven en onder de stilwaterlijn liggen.

Deze formulering gaat voorbij aan het feit dat een berm op de stilwaterlijn het meest effectief is en dat een erg lange berm vrijwel geen extra reductie oplevert. Aangezien de methode eenvoudig is en niet veel onnauwkeuriger is dan de onderstaande ingewikkelder methode, verdient het aanbeveling de eenvoudige methode in normen en leidraden op te nemen.

De methode die wel de invloed van bermligging en bermbreedte op golfloop in een reductiefactor γ_b beschrijft, is:

$$\gamma_b = 1 - g_B + 0.5 g_B (d_h/H_s)^2 \quad \text{met minimum 0.6 en maximum 1} \quad (6)$$

$$g_B = 0.06 \xi_{op} B/H_s \quad \text{voor } \xi_{op} < 4.4 (\tan\alpha)^{2/3} \quad (7)$$

$$g_B = 5 B/L_{op} \quad \text{voor } \xi_{op} > 4.4 (\tan\alpha)^{2/3} \quad (8)$$

waarin:

g_B = factor die de reductie van een berm op de stilwaterlijn geeft

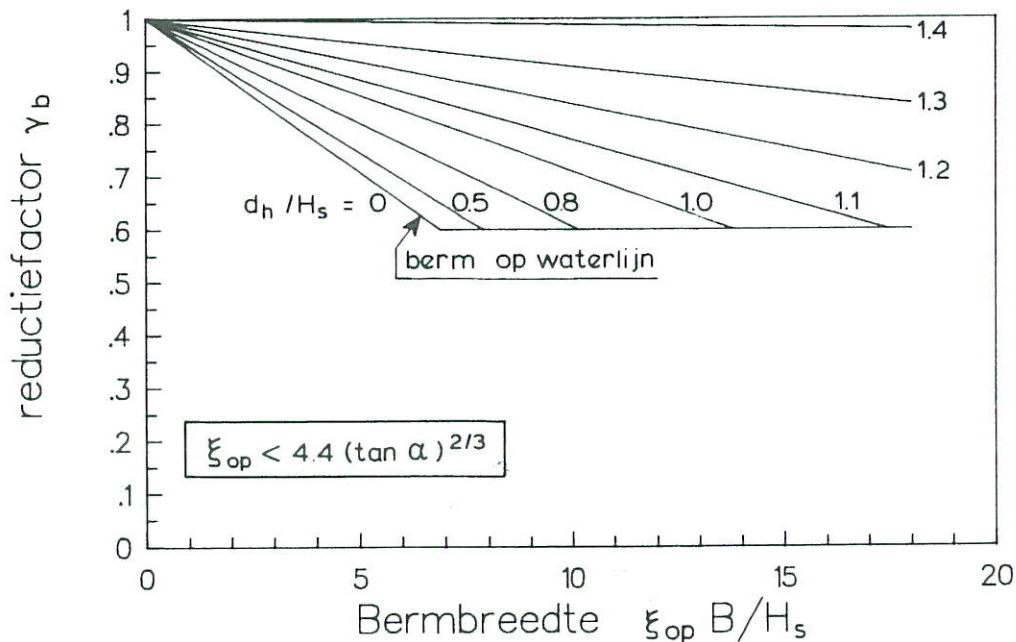
d_h = diepte van de voorkant van de berm onder de stilwaterlijn

B = breedte van de berm

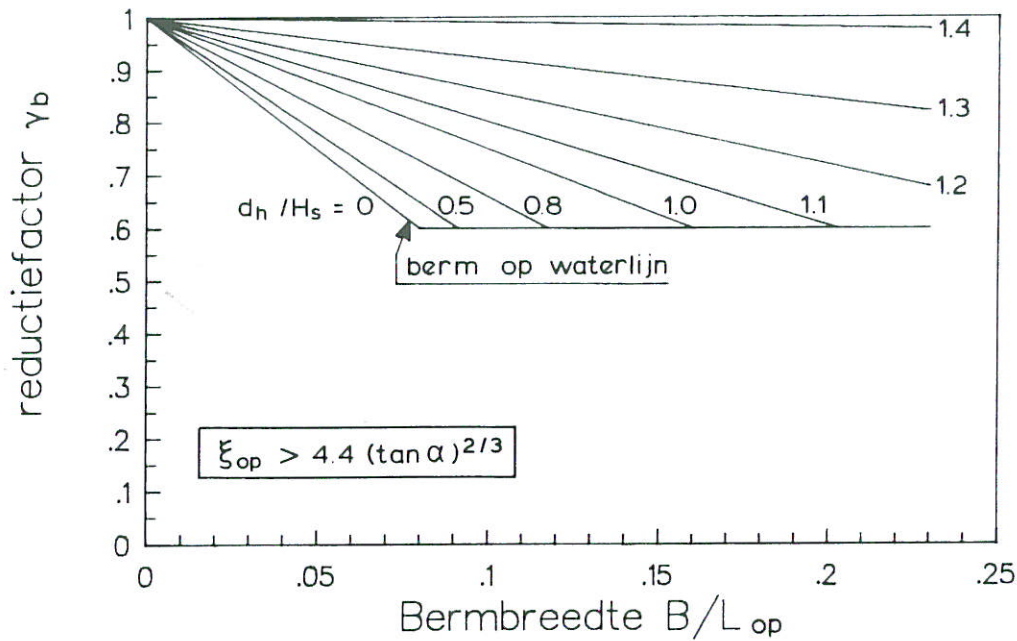
Formule 6 geeft aan dat door een berm op de waterlijn de golfoploop met een factor g_B wordt gereduceerd (de derde term is 0 omdat $d_h = 0$). Als de berm niet op de waterlijn ligt, geeft de derde term aan dat de reductie minder is dan de factor g_B , want er moet weer iets worden opgeteld.

De gevonden relaties 6 - 8 zijn weergegeven in zogenaamde ontwerpgrafieken, zie Figuren 7 en 8. Als eerste moet worden gekeken in welk brekegebied het talud met de aangenomen golfconditie ligt. Voor $\xi_{op} < 4.4 (\tan \alpha)^{2/3}$ geldt Figuur 7 en voor grotere waarden Figuur 8. De onderste lijn in de figuren geeft de reductie in oploop als de berm op de waterlijn ligt. De bermdiepte d_h/H_s is dan gelijk aan 0. Voor andere bermdieptes gelden andere lijnen, die allemaal een minimum hebben van 0.6.

Voor een computerprogramma zoals DIJKRING dat voor de case study Noord-Beveland wordt gebruikt, is het van belang dat er geen discontinuïteiten in de functies ontstaan. Een continu verloop van Formule 6 is aanwezig als niet de afgeronde faktor 4,4 in de overgang $4.4 (\tan \alpha)^{2/3}$ wordt gebruikt, maar de waarde $(83\frac{1}{3})^{1/3} = 4,367902$.



Figuur 7 Reductiefactor γ_b voor een berm ($\xi_{op} < 4.4 (\tan \alpha)^{2/3}$)



Figuur 8 Reductiefactor γ_b voor een berm ($\xi_{op} > 4.4 (\tan \alpha)^{2/3}$)

Een berm is het meest effectief als de reductiefactor de waarde 0.6 bereikt. In principe is met behulp van de formules of uit Figuren 7 en 8 deze meest effectieve berm lengte voor elke geometrie (met één berm) te bepalen. Voor een berm op de waterlijn geldt dat de meest effectieve berm lengte ontstaat als:

$$B = 6.67 H_s / \xi_{op} \quad \text{voor } \xi_{op} < 4.4 (\tan \alpha)^{2/3} \quad (9)$$

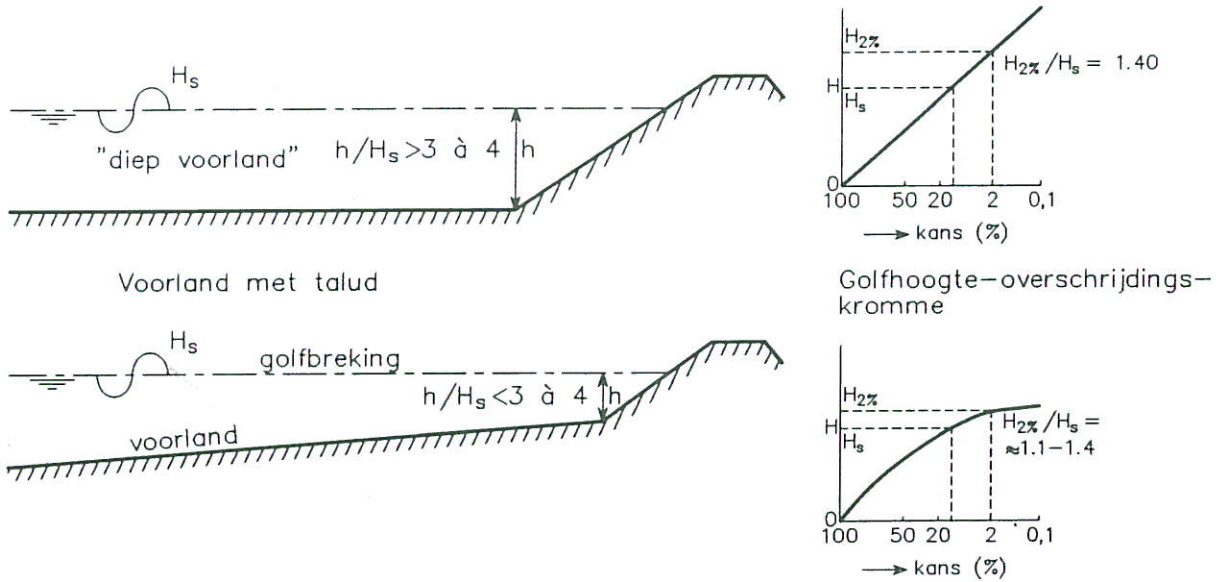
$$B = 0.08 L_{op} \quad \text{voor } \xi_{op} > 4.4 (\tan \alpha)^{2/3} \quad (10)$$

waarin:

$$L_{op} = \text{golflengte op diep water: } L_{op} = gT_P^2 / 2\pi$$

3.4 Invloed van een ondiep voorland op golfoploop

Bij een redelijk grote waterdiepte aan de teen van het talud ($h_m/H_s > 3$ à 4) komt de verdeling van de golfhogten overeen met een zogenaamde Rayleigh-verdeling. Hierbij is h_m de waterdiepte ter plaatse van de teen van de constructie. Bij een ondiep voorland ($h_m/H_s < 3$ à 4) gaan de golven op het voorland breken en gaat de verdeling afwijken van die op diep water. Met name de hoogste golven zullen breken. In Figuur 9 is dit schematisch weergegeven.



Figuur 9 Effect van een ondiep voorland op golven

Voor een Rayleighverdeling geldt dat de verhouding $H_{2\%}/H_s = 1,40$, met $H_{2\%}$ de golfhoogte die door 2% van de waarden wordt overschreden. Bij breken van golven op een voorland wordt deze verhouding kleiner en varieert ruwweg van 1,1 - 1,4. De reductiefactor voor golfoploop bij ondiep water op een voorland wordt gegeven door γ_h . Omdat de 2%-oploop wordt beschreven, ligt het voor de hand een relatie te zoeken tussen γ_h en $H_{2\%}/H_s$.

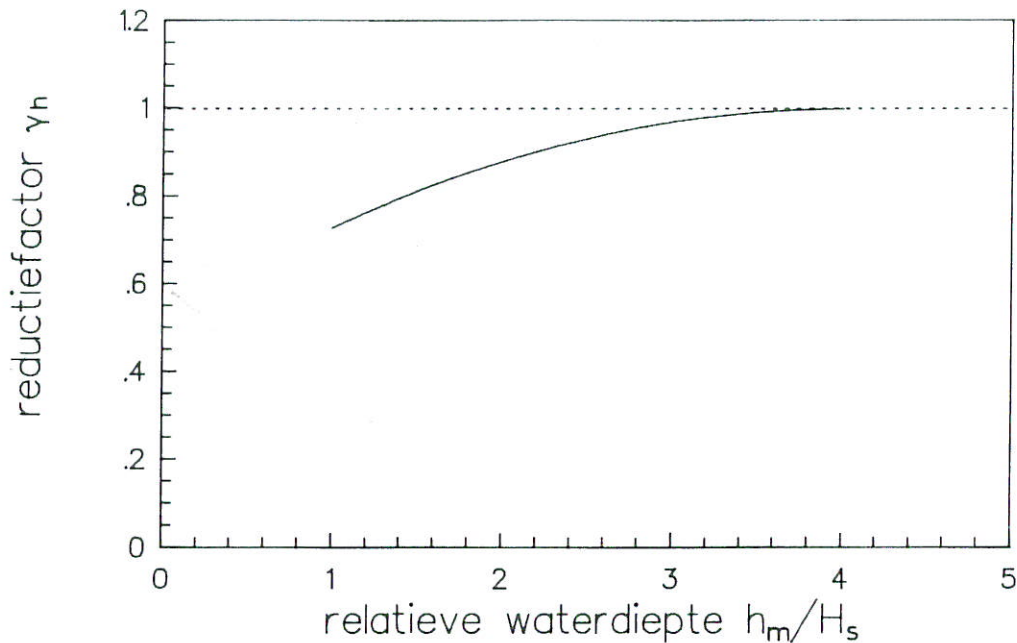
De algemene conclusie omtrent golfoploop bij ondiep water op een voorland is dat bij gebruik van $H_{2\%}$ in plaats van H_s de gemiddelde trend van de oploop het beste wordt weergegeven. Een reductiefactor γ_h , waarbij de verhouding $H_{2\%}/H_s$ en de waterdiepte ter plaatse van de teen van de constructie (h_m) is verwerkt, kan worden gebruikt om de invloed van een ondiep voorland weer te geven.

Er is nog onderzoek nodig en gaande omtrent de golfhoogteverdeling op een ondiep voorland. Een voorlopige en alleen op empirie berustende formulering van de reductiefactor γ_h of de verhouding $H_{2\%}/H_s$, die in principe alleen voor een voorland met een helling van 1:100 geldt, is:

$$\gamma_h = H_{2\%}/(1.4 H_s) = 1 - 0.03(4 - h_m/H_s)^2 \quad \text{voor } h_m/H_s < 4 \quad (11)$$

$$\gamma_h = 1 \quad \text{voor } h_m/H_s \geq 4$$

Formule 11 is weergegeven in Figuur 10. De reductiefactor γ_h is uitgezet tegen de relatieve waterdiepte h_m/H_s .



Figuur 10 Reductiefactor γ_h voor een ondiep voorland

3.5 Invloed van ruwheid op golfoploop

De invloed van ruwheid op golfoploop wordt gegeven door de reductiefactor γ_f . In de Leidraad, deel 2, Bijlage 11, wordt een tabel gegeven met reductiefactoren voor verschillende soorten talusbekledingen. De oorsprong van de meeste gegevens uit die tabel is terug te voeren tot Russisch onderzoek in de vijftiger jaren met regelmatige golven. Deze tabel is in het TAW-werk van Battjes (TAW, 1972) ontwikkeld en is in verschillende internationale handboeken terecht gekomen. Nieuw en vaak grootschalig onderzoek met onregelmatige golven heeft geleid tot een nieuwe tabel (Tabel 1) voor reductiefactoren voor ruwe taluds.

In Tabel 1 worden ook gladde taluds beschreven waarop ruwheidselementen zijn aangebracht, zoals blokken en ribbels. De breedte van een blok of ribbel wordt gegeven door f_b , de hoogte door f_h en de ribbelafstand door f_L . De plaatsing van de blokken wordt bepaald door het gedeelte van het totale taludoppervlak dat door deze blokken wordt bedekt. Een stortsteentalud wordt gekarakteriseerd door de diameter D .

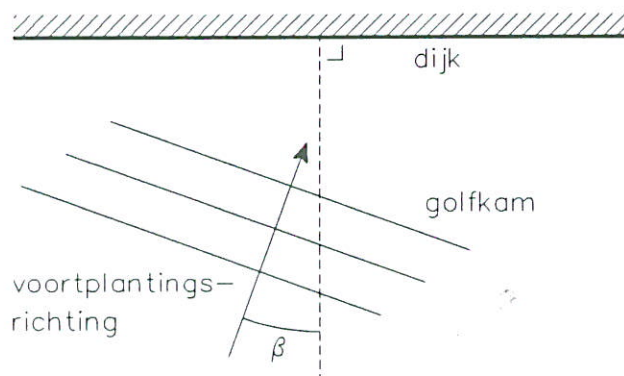
De reductiefactoren in Tabel 1 gelden voor $\xi_{op} < 3$ à 4. Voor grotere waarden van ξ_{op} gaan de reductiefactoren naar 1.

Soort talud				reductiefactor γ_f
Glad, beton, asfalt				1.0
Dichte vlakke steenzetting				1.0
Gras (3 cm)				0.90 - 1.0
1 laag stortsteen ($H_s/D = 1.5 - 3$)				0.55 - 0.60
2 of meer lagen stortsteen ($H_s/D = 1.5 - 6$)				0.50 - 0.55
Blokken op glad talud. Hoogte = f_h , breedte = f_b				
Benaming	f_h/f_b	f_b/H_s	Oppervlak	
1/25 blok	0.88	0.12 - 0.24	1/25	0.75 - 0.85
1/9 blok	0.88	0.12 - 0.19	1/9	0.70 - 0.75
halve hoogte	0.44	0.12 - 0.24	1/25	0.85 - 0.95
boven swl	0.88	0.12 - 0.18	1/25	0.85 - 0.95
breed blok	0.18	0.55 - 1.10	1/4	0.75 - 0.85
Ribbels. $f_b/H_s = 0.12 - 0.19$ en $f_L/f_h = 7$ (optimaal) waarin $f_L =$ afstand tussen de ribbels				0.60 - 0.70

Tabel 1 Reductiefactoren γ_f voor een ruw talud

3.6 Invloed van hoek van golfaanval op golfoploop

De hoek van golfaanval β wordt gedefinieerd als de hoek die de voortplantingsrichting van de golven maken met de normaal van de lengte-as van de dijk, zie Figuur 11. Loodrechte golfaanval wordt dus gegeven door $\beta = 0^\circ$.



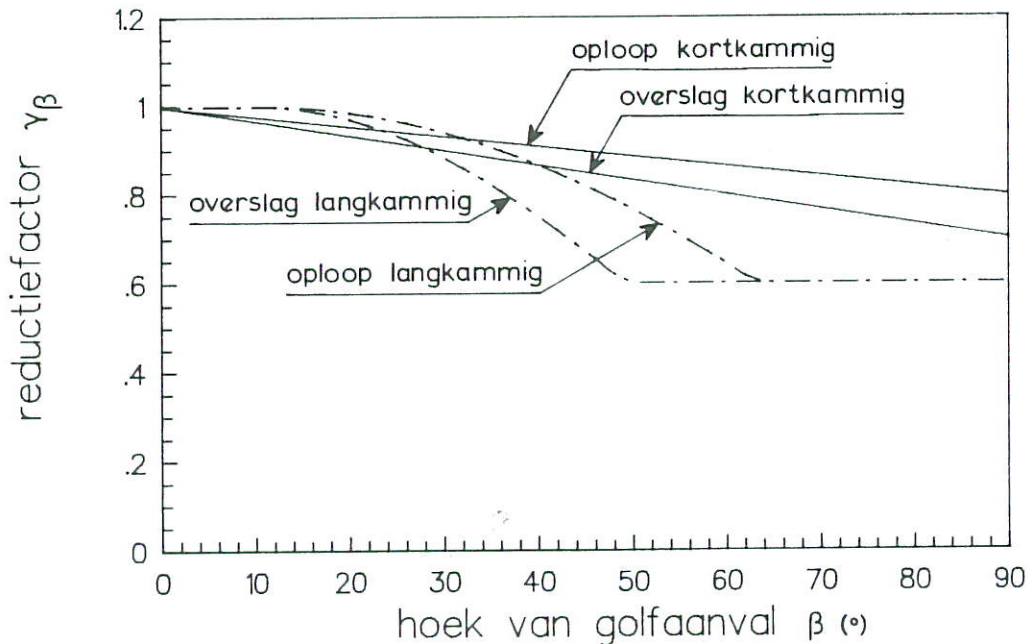
Figuur 11 Definitie hoek van golfaanval β

De reductiefactor voor scheve golfaanval wordt gegeven door γ_β . Tot voor kort was weinig onderzoek bekend dat was uitgevoerd met scheve golfaanval. En het onderzoek dat bekend was had betrekking op langkammige golven.

Langkammig wil zeggen dat de lengte van de golfkam in principe oneindig wordt verondersteld. Bij modelonderzoek met langkammige golven is de golfkam net zo lang als de golfmachine en zijn de golfkammen onderling evenwijdig.

In de natuur zijn de golven kortkammig. Dat wil zeggen dat de golfkammen een bepaalde lengte hebben en een bepaalde hoofdrichting. De individuele golven hebben een richting rondom deze hoofdrichting. De mate van variatie rondom deze hoofdrichting (richtingspreiding) kan worden beschreven door een bepaalde spreidingsmaat. Alleen lange deining, bijvoorbeeld vanuit de oceaan, is zodanig langkammig dat inderdaad bijna van langkammige golven gesproken kan worden. Een golfveld met harde wind is kortkammig.

In Van der Meer en de Waal (1990) wordt een onderzoek beschreven naar golfoploop en golfoverslag, waarbij de invloed van scheve inval en richtingspreiding is bekeken. Figuur 12 geeft de samenvatting van het onderzoek weer zoals dit verwoord is in Van der Meer en de Waal (1992). De reductiefactor γ_β is uitgezet tegen de hoek van golfaanval β .



Figuur 12 Reductiefactor γ_β voor de hoek van golfaanval

Langkammige golven veroorzaken tussen $0^\circ < \beta < 30^\circ$ vrijwel dezelfde golfoploop als bij loodrechte golfaanval. Daarna daalt de reductiefactor vrij snel

tot ongeveer 0,6 bij 60°. Bij kortkammige golven heeft de hoek van golfaanval duidelijk minder invloed. Dit komt voornamelijk omdat binnen het golfveld de individuele golven afwijken van de hoofdrichting β . Voor zowel golfoploop als overslag bij kortkammige golven daalt de reductiefactor lineair naar een bepaalde waarde bij 90°. Dit is $\gamma_\beta = 0,8$ voor de 2%-oploop en 0,7 voor de golfoverslag. Voor strijkgolven is de reductiefactor dus hooguit 0,7 à 0,8 en niet 0,6, zoals bij langkammige golven werd gevonden.

Aangezien een golfveld onder stormkondities als kortkammig kan worden beschouwd, wordt aanbevolen de lijnen in Figuur 12 voor kortkammige golven aan te houden.

Voor de 2%-golfoploop en voor de overslag gelden verschillende reductiefactoren bij scheve golfaanval. Dit komt omdat de golfenergie per strekkende meter constructie die bij scheve golfaanval inkomt kleiner is dan bij loodrechte golfaanval. De golfoverslag wordt gedefinieerd als een debiet per strekkende meter constructie terwijl de oploop niet van de constructielengte afhangt. Ook is er verschil tussen langkammige en kortkammige scheve golfaanval. De lijnen in Figuur 12 kunnen worden beschreven door de volgende formules:

Voor de 2%-golfoploop bij langkammige golven geldt:

$$\gamma_\beta = \cos(\beta-10^\circ), \text{ met } 1,0 \text{ tussen } 0^\circ \text{ en } 10^\circ \text{ en een minimum van } 0,6 \quad (12)$$

Dit is overeenkomstig de formule die in de Leidraad, deel 2 voorkomt. Voor golfoverslag bij langkammige golven geldt:

$$\gamma_\beta = \cos^2(\beta-10^\circ), \text{ met } 1,0 \text{ tussen } 0^\circ \text{ en } 10^\circ \text{ en een minimum van } 0,6 \quad (13)$$

Voor de 2%-golfoploop bij kortkammige golven geldt:

$$\gamma_\beta = 1 - 0,0022\beta \quad (14)$$

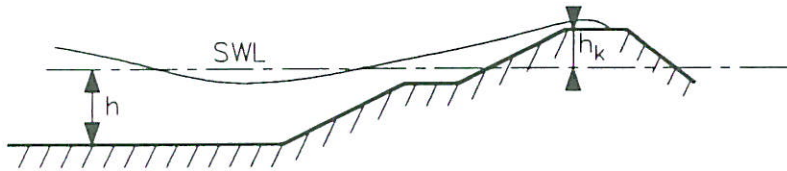
Voor golfoverslag bij kortkammige golven geldt:

$$\gamma_\beta = 1 - 0,0033\beta \quad (15)$$

4. Golfoverslag

4.1 Gemiddeld overslagdebiet

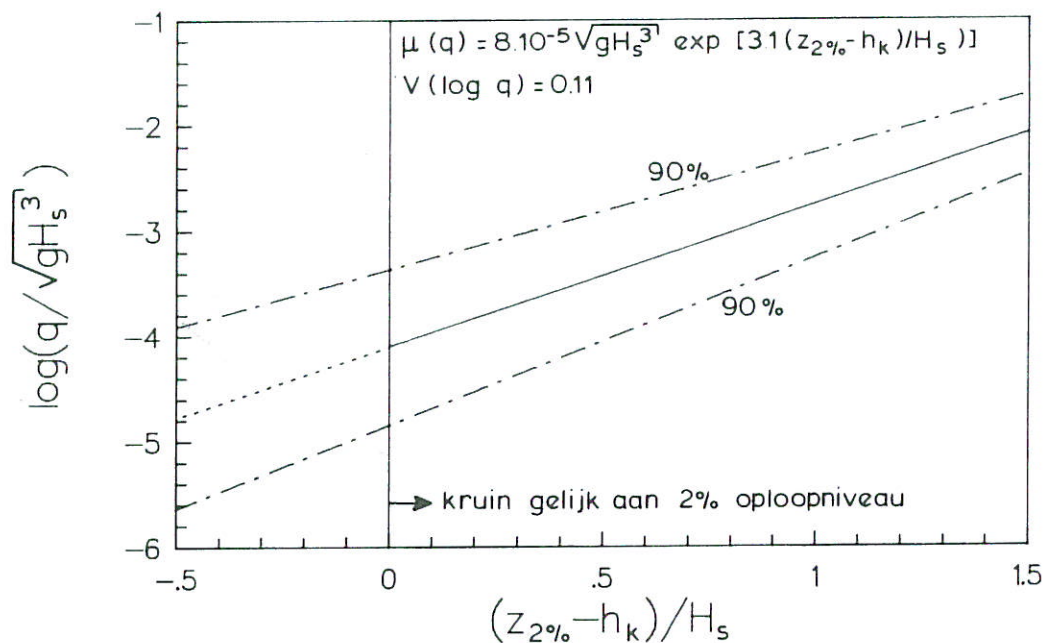
Bij golfoverslag is de kruinhoogte lager dan de oplooptniveaus van de hoogste golven. De parameter die dan in beschouwing moet worden genomen is de vrije kruinhoogte h_k , zie Figuur 13. Dit is het hoogteverschil tussen de stilwaterlijn en de kruinhoogte. De kruinhoogte zelf kan gegeven zijn als de dijktafelhoogte h_d , bepaald ten opzichte van bijvoorbeeld NAP. De dijktafelhoogte verminderd met de waterstand (ook ten opzichte van NAP) geeft dan de vrije kruinhoogte h_k .



Figuur 13 De vrije kruinhoogte bij golfoverslag

De overslag zelf wordt gegeven door q en is gedefinieerd als een gemiddeld debiet per strekkende meter breedte, dus bijvoorbeeld in m^3/s per m of in de praktijk vaak in l/s per m. Golfoverslag bij dijken kan worden gegeven in één formule. Hierbij wordt rekening gehouden met een berm, een ondiep voorland, een ruw talud en met scheve en kortkammige golfaanval door deze invloeden te verwerken in het te verwachten 2%-golfoplooptniveau. De overslag wordt gerelateerd aan een "tekort aan kruinhoogte" ten opzichte van het 2%-golfoplooptniveau door de parameter $(z_{2\%} - h_k)/H_s$.

In Figuur 14 is dit tekort aan kruinhoogte uitgezet tegen op de verticale as de logaritme van het dimensieloze gemiddeld overslagdebiet $q/\sqrt{gH_s^3}$. Voor $(z_{2\%} - h_k)/H_s = 0$ is de kruinhoogte precies gelijk aan de verwachte 2%-golfoploop. De relatie tussen 2%-golfoploop en het bijbehorende overslagdebiet is dus gemakkelijk in de figuur te bepalen. Voor negatieve waarden van $(z_{2\%} - h_k)/H_s$ is de kruinhoogte hoger dan het verwachte 2%-golfoplooptniveau en is de overslag klein en in de meeste gevallen ook niet meer interessant. Voor $(z_{2\%} - h_k)/H_s = 1$ ligt de kruin één golfhoogte beneden het verwachte 2%-golfoplooptniveau, zodat een behoorlijke overslag mag worden verwacht.



Figuur 14 Golfoverslag als functie van $(z_{2\%} - h_k)/H_s$

De formule voor het gemiddeld overslagdebiet wordt gegeven door:

$$\mu(q) = 8.10^{-5} \sqrt{gH_s^3} \exp[3.1(z_{2\%} - h_k)/H_s] \quad (16)$$

waarin:

- μ = verwachtingswaarde van het gemiddelde
- q = gemiddeld overslagdebiet (in m^3/s per m breedte)
- g = versnelling van de zwaartekracht
- H_s = significante golfhoogte (gemiddelde van hoogste 1/3 deel)
- $z_{2\%}$ = 2%-golfoploophniveau, zie Hoofdstuk 3
- h_k = vrije kruinhoogte boven de stilwaterlijn

De betrouwbaarheid van de formule wordt gegeven door $\log(q)$ als normaal verdeeld te beschouwen met een variatiecoëfficiënt van $V(\log(q)) = 0,11$. Voor de meest beschouwde overslagdebieten zijn daarmee 90% betrouwbaarheidsintervallen te geven:

overslagdebiet	90%-betrouwbaarheidsinterval
0,1 l/s per m	0,02 - 0,5 l/s per m
1,0 l/s per m	0,3 - 3,5 l/s per m
10,0 l/s per m	4,4 - 23 l/s per m

Figuur 14 geeft Formule 16 met de 90%-betrouwbaarheidsgrenzen.

4.2 Overslagvolumes per golf

Het gemiddeld overslagdebiet q is in de vorige paragraaf beschreven door Formule 16. Met behulp van dit gemiddeld overslagdebiet kan de verdeling van de overslagvolumes per golf worden berekend:

$$p = \exp\left(-\left(\frac{\sqrt{V}}{a}\right)^{1.5}\right) \quad (17)$$

$$\text{met: } a^2 = N T_m q / \sum_{p=1/N_{ov}}^{N_{ov}/N_{ov}} (-\ln p)^{(2/1.5)} \quad (18)$$

waarin:

- p = de kans dat het overslagvolume per golf groter is dan \sqrt{V}
- V = overslagvolume per golf (in m^3 per m breedte)
- N = het aantal inkomende golven tijdens de stormduur
- T_m = de gemiddelde golfperiode
- q = gemiddeld overslagdebiet (in m^3/s per m breedte)
- N_{ov} = het aantal overslaande golven

Voor enkele waarden van het aantal overslaande golven N_{ov} is de sommatie van de reeks uitgevoerd en weergegeven in Tabel 2.

Aantal overslaande golven	$\sum_{p=1/N_{ov}}^{N_{ov}/N_{ov}} (-\ln p)^{(2/1.5)}$
5	3,32
10	8,56
15	14,1
25	25,4
50	54,4
100	113
150	172
250	290
500	587

Tabel 2 Sommatie van de reeks in Formule 18 voor enkele waarden van N_{ov}

Het aantal overslaande golven kan worden bepaald uit de kans op overslaande golven ($P(\text{overslag})$) vermenigvuldigd met het aantal inkomende golven:

$$N_{\text{ov}} = P(\text{overslag}) N \quad (19)$$

$$\text{met: } P(\text{overslag}) = \exp\left(-\left(\frac{h_k/H_s}{c}\right)^2\right) \quad (20)$$

$$\text{en: } c = 0.76 \gamma \xi_{\text{op}} \text{ met een maximum van } c = 1.52 \gamma \quad (21)$$

De γ en ξ_{op} zijn gedefinieerd in Hoofdstuk 3.

Het maximale overslagvolume V_{max} dat optreedt voor de hoogste overslaande golf kan worden berekend met:

$$V_{\text{max}} = a^2 [-\ln(1/N_{\text{ov}})]^{(2/1.5)} \quad (22)$$

Het volume voor een bepaalde kans p volgt uit:

$$V = a^2 (-\ln p)^{(2/1.5)} \quad (23)$$

4.3 Voorbeelden van toepassing formules

Gegeven: Een dijk met een benedentalud van 1:4, een 10 m brede berm met een talud 1:20 en een boventalud van 1:3. De golfrandvoorwaarden worden gegeven door $H_s = 3,0$ m, $T_p = 8,0$ s, $T_m = 7,0$ s, $N = 1500$ (ongeveer 3 uur) en een waterstand die 1,0 m beneden de voorkant van de berm ligt.

- Gevraagd:
- 1) De 2%-golfoploophoogte bij loodrechte golfaanval.
 - 2) De 2%-golfoploophoogte bij kortkammige golfaanval onder 40° .
 - 3) Als onder 2), maar nu voor een ondiep voorland waarbij de waterdiepte ter plaats van de teen van de dijk 6,5 m bedraagt.
 - 4) De overslag bij de condities onder 3) en een kruinhoogte van $h_k = 3,5$ m. Zowel het gemiddeld overslagdebiet als het 90%-betrouwbaarheidsinterval.
 - 5) De verdeling van overslagvolumes per golf en de maximum overslaghoeveelheid bij de hoogste overslaande golf.

Uitwerking

Algemeen

De golfsteilheid bedraagt: $s_{op} = 2\pi \cdot 3,0 / (9,81 \cdot 8^2) = 0,030$.

De gemiddelde taludhelling, waarbij de berm niet wordt meegerekend, tussen $-1,5 H_s$ en $+1,5 H_s$ is, zie ook Figuur 6:

$$\tan \alpha = (3 \cdot 3,0) / (4 \cdot 5,5 + 3 \cdot 3,5) = 1 / 3,61 = 0,277.$$

Hiermee wordt de brekerparameter voor het talud zonder berm:

$$\xi_{op} = 0,277 / \sqrt{0,030} = 1,60.$$

ad 1) 2%-golfoploop bij loodrechte golfaanval

De eenvoudigste methode is om voor het talud met een berm een equivalente taludhelling te berekenen. De equivalente taludhelling, tussen $-1,5 H_s$ en $+1,5 H_s$, is:

$$\tan \alpha = (3 \cdot 3,0) / (4 \cdot 5,5 + 10 + 3 \cdot 3,0) = 1 / 4,56 = 0,220, \text{ en:}$$

$$\xi_{op} = 0,220 / \sqrt{0,030} = 1,27.$$

Formule 2 geeft: $z_{2\%} / H_s = 1,5 \cdot 1,27 = 1,91$ en $z_{2\%} = 1,91 \cdot 3,0 = 5,73$ m.

De andere methode is om de reductiefactor γ_b te berekenen. De overgangswaarde voor Formule 7 naar Formule 8 is: $\xi_{op} = 4,4(0,277)^{2/3} = 1,87$. De brekerparameter is kleiner dan deze waarde dus moeten Formules 6 en 7 worden gebruikt. Formule 7 geeft:

$$g_B = 0,06 \cdot 1,60 \cdot 10 / 3,0 = 0,32 \text{ en Formule 6:}$$

$$\gamma_b = 1 - 0,32 + 0,5 \cdot 0,32 (1,0 / 3,0)^2 = 0,70.$$

Uit Formule 2 volgt dan: $z_{2\%} / H_s = 1,5 \cdot 0,70 \cdot 1,60 = 1,68$ en $z_{2\%} = 1,68 \cdot 3,0 = 5,04$ m.

ad 2) 2%-golfoploop bij kortkammige golven onder 40°

Neem de methode met een equivalent talud om de berminvloed te beschrijven. Dus $\xi_{op} = 1,27$ met $\gamma_b = 1$.

Formule 14 geeft: $\gamma_\beta = 1 - 0,0022*40 = 0,91$ (oploop).

Formule 15 geeft: $\gamma_\beta = 1 - 0,0033*40 = 0,87$ (overslag).

Formule 2 geeft uiteindelijk: $z_{2\%}/H_s = 1,5*0,91*1,27 = 1,73$ en $z_{2\%} = 1,73*3,0 = 5,19$ m.

ad 3) Ondiep voorland met $h_m = 6,5$ m

Formule 11 geeft: $\gamma_h = 1 - 0,03(4 - (6,5/3))^2 = 0,90$. Het 2%-golfoploopniveau wordt met Formule 2:

$z_{2\%}/H_s = 1,5*0,91*0,90*1,27 = 1,56$ en $z_{2\%} = 1,56*3,0 = 4,68$ m.

ad 4) Overslagdebieten bij $h_k = 3,5$ m en de situatie ad 3)

Voor overslag bij scheve golfaanval geldt een andere reductiefactor γ_β dan voor golfoploop. Onder 2) is berekend $\gamma_\beta = 0,87$. Met Formule 2 ontstaat:

$z_{2\%}/H_s = 1,5*0,87*0,90*1,27 = 1,49$ en $z_{2\%} = 1,49*3,0 = 4,47$ m.

Hieruit volgt dat $(z_{2\%} - h_k)/H_s = (4,47 - 3,5)/3,0 = 0,323$. Met Formule 16 volgt voor het gemiddeld overslagdebiet:

$\mu(q) = 8 \cdot 10^{-5} \cdot \sqrt{9,81*3,0^3} \exp(3,1*0,323) = 0,0035 \text{ m}^3/\text{s}$ per m of 3,5 l/s per m.

De variatiecoëfficiënt voor $\log(q)$ is 0,11. Het 90%-betrouwbaarheidsinterval wordt berekend door $(1 + 1,64*0,11)\log(\mu(q))$ en $(1 - 1,64*0,11)\log(\mu(q))$ te bepalen. Met $\log(\mu(q)) = -2,45$ ontstaan dan $\log(q) = 1,18*-2,45 = -2,89$ en $\log(q) = 0,82*-2,45 = -2,01$. Dit levert overslagdebieten op van $10^{-2,89} = 0,0013 \text{ m}^3/\text{s}$ per m en $10^{-2,01} = 0,0098 \text{ m}^3/\text{s}$ per m.

Het gemiddelde overslagdebit is dus 3,5 l/s per m met het 90%-betrouwbaarheidsinterval tussen 1,3 en 9,8 l/s per m.

ad 5) Overslagvolumes_per_golf

Het aantal overslaande golven volgt uit Formules 19 -21. Uit Formule 21 volgt: $c = 0,76 \cdot 0,91 \cdot 0,90 \cdot 1,27 = 0,79$. De kans dat golven overslaan volgt uit Formule 20:

$$P(\text{overslag}) = \exp\left(-\left(\frac{3,5 \cdot 3,0}{0,79}\right)^2\right) = 0,113.$$

Het aantal overslaande golven volgt dan uit Formule 19:

$$N_{\text{ov}} = 0,113 \cdot 1500 = 170.$$

Dit aantal ligt tussen 150 en 250, twee waarden waarvoor in Tabel 2 sommaties zijn gegeven van respectievelijk 172 en 291. Interpolatie geeft een schatting voor $N_{\text{ov}} = 170$ van 190 - 200 (de werkelijke waarde is 196). Voor een sommatie van 196 volgt met Formule 17:

$a^2 = 1500 \cdot 7,0 \cdot 0,0035 / 196$ en $a = 0,433$. Het totaal overslaand volume aan water bedraagt $1500 \cdot 7,0 \cdot 0,0035 = 36,7 \text{ m}^3$ per m. De verdeling voor de overslagvolumes per golf volgt uit Formule 5.10:

$$p = \exp\left(-\left(\frac{\sqrt{V}}{0,433}\right)^{1,5}\right)$$

met $p = 0,10$ volgt met Formule 23: $V = 0,433^2 (-\ln 0,10)^{2/1,5} = 0,57 \text{ m}^3$ per m.

met $p = 0,01$ volgt met Formule 23: $V = 0,433^2 (-\ln 0,01)^{2/1,5} = 1,44 \text{ m}^3$ per m. Dus 10% van de overslaande golven (dit zijn er 10) heeft overslagvolumes die groter zijn dan $0,57 \text{ m}^3$ per m en 1% (dit zijn er 1 of 2) heeft overslagvolumes groter dan $1,44 \text{ m}^3$ per m. Het maximum volume dat bij de hoogste overslaande golf is te verwachten, volgt uit Formule 22:

$$V_{\text{max}} = 0,433^2 (-\ln(1/170))^{2/1,5} = 1,66 \text{ m}^3 \text{ per m.}$$

5. Mechanisme overslag

De betrouwbaarheidsfunctie voor golfoverslag is:

$$Z = q_c - m_q * q \quad (24)$$

Hierbij is q_c het kritieke overslagdebiet, voorgesteld als een stochast met een lognormale verdeling met $\mu = 3$ maal de nominale waarde en $V = 0,5$ (notitie CONSTR-91-737/VRA/KKN). De variabelen m_q en q zijn in deze notitie beschreven. De onderbouwing van q_c moet in samenwerking tussen TAW-A en TAW-B worden uitgevoerd, waarbij het mogelijk is dat de overslagvolumes per golf ook een rol spelen.

De formules voor q worden gegeven door Formule 16. De reductiefactor γ_b voor een berm wordt gegeven door formules 6 - 8. De reductiefactor voor een ondiep voorland wordt gegeven door Formule 11. De reductiefactor γ_f voor ruwe taluds wordt gegeven door Tabel 1. De reductiefactor voor scheve golfaanval γ_β wordt gegeven door Formules 12 - 15.

De modelfactor m_q beschrijft de onzekerheid van de formule voor q . In deze notitie is gesteld dat $\log(q)$ normaal verdeeld is met een gemiddelde $\mu(q)$ volgens Formule 16 en een variatiecoëfficiënt $V(\log(q)) = 0,11$.

REFERENTIES

Battjes, J.A., 1974. Computation of set-up, longshore currents, run-up and overtopping due to wind-generated waves. Communications on Hydraulics. Delft University of Technology, Report no. 74-2.

TAW, 1972. Auteur J.A. Battjes. Golfoploop en overslag.

TAW, 1974. Auteur J.A. Battjes. Wave run-up and overtopping.

TAW, 1986. Leidraad voor het ontwerpen van rivierdijken. Deel 1 - boven-riviereengebied.

TAW, 1989. Leidraad voor het ontwerpen van rivierdijken. Deel 2 - beneden-riviereengebied.

Van der Meer, J.W. en de Waal, J.P., 1990. Invloed van scheve golfval en richtingspreiding op golfoploop en overslag. Waterloopkundig Laboratorium, verslag modelonderzoek, H 638.

Van der Meer, J.W. en de Waal, J.P., 1992. Waterbeweging op taluds. Invloed van berm, ruwheid, ondiep voorland en scheve lang- en kortkammige golfaanval. Waterloopkundig Laboratorium, verslag modelonderzoek, H 1256, Tweede concept.

Vrouwenvelder, 1992. Probabilistic basis for reliability verification. Note CON-92-053/VRA/MNL of TNO-Bouw.

APPENDIX A

Hoofdstukken 5; 6.1 en 6.2 en bijlagen 10 en 11 uit de Leidraad voor het ontwerpen van rivierdijken. Deel 2 - benedenrivierengebied.

Leidraad voor het ontwerpen van rivierdijken

Deel 2 – Benedenrivierengebied

Hoofdstuk 5	Hydraulische randvoorwaarden	45
5.1	Algemeen	45
5.2	Waterstanden	46
5.2.1	Verloop van de waterstanden	47
5.3	Wind	48
5.3.1	Overschrijdingsfrequentie van wind en waterstand	48
5.4	Golven	49
5.4.1	Golfgroei	49
5.4.2	Bodemwrijving	52
5.4.3	Breking	52
5.4.4	Refractie en diffractie	53
5.4.5	Effectieve strijklengte	53
5.5	Lokale verschijnselen	54
5.5.1	Opwaaiing	54
5.5.2	Bui-oscillaties en buistoten	54
Hoofdstuk 6	Kruinhoogte	56
6.1	Dijktafelhoogte	56
6.2	Golfoploop en golfoverslag	57
	Lijst van bijlagen	
10.1	Golfgroeikrommen van Bretschneider	150
10.2	Golfgroeikrommen van Bretschneider	151
10.3	Golfgroeikrommen van Bretschneider	152
10.4	Golfhoogtereductie door bodemwrijving	153
10.5	Golfgroei bij variaties in waterdiepte, bij het gebruik van de groeikrommen van Bretschneider	154
11.	Berekening golfoploop en -overslag	156

TECHNISCHE ADVIESCOMMISSIE VOOR DE WATERKERINGEN

Uitgeverij Waltman - Delft

's-Gravenhage - september 1989

5 Hydraulische randvoorwaarden

5.1 Algemeen

Het benedenrivierengebied kan hydraulisch gezien globaal worden onderscheiden in drie deelgebieden:

- het gebied van Nieuwe Waterweg, Nieuwe en Oude Maas, Noord en gedeelten van de Dordtse Kil, Lek en Beneden-Merwede – de waterstanden worden hier overwegend bepaald door de zee;
- het overgangengebied tussen het vorige en het bovenrivierengebied: Lek, Boven- en Nieuwe Merwede, Dordtsche Kil, Amer en Berge Maas – hier levert de rivierafvoer een belangrijke bijdrage aan de waterstand, terwijl het aandeel van de zee in de waterstand naar het westen geleidelijk toeneemt;
- Haringvliet en Hollandsch-Diepbekken, waar de invloed van de zee met vertraging doordringt.

De hydraulische randvoorwaarden voor het ontwerp van dijken in deze gebieden zijn de waterstand en waterstandsverhogingen door opwaaiing, buistoten en bui-oscillaties, alsmede golfaanval en stroming.

Een belangrijk gegeven vormt het verloop en de duur van hoge waterstanden. De duur hangt samen met de oorzaak ervan. Een stormvloed duurt bijvoorbeeld maar een dag, terwijl een rivierafvoergolf meerdere weken kan duren, met topstanden gedurende verscheidene dagen.

De wind veroorzaakt golfaanval en opwaaiing, en oefent belasting uit op constructies in de waterkering.

De golfaanval oefent belasting uit op het buitentalud; die kan leiden tot aantasting van de grasmat of de taludverdediging, en veroorzaakt daarnaast golfloop en eventueel overslag van water over de kruin. De vereiste hoogte van een waterkering wordt mede bepaald door de toelaatbare golfoverslag.

De stroomsnelheden langs de waterkering kunnen erosie van het buitentalud veroorzaken, zeker als het een schaaldijk betreft. De ontwerpwaarden van de stroomsnelheden en het verloop ervan in de tijd zijn in principe door berekeningen te bepalen. Zulke berekeningen zijn door de rivierbeheerder reeds gemaakt om het ontwerppeil van de dijken te kunnen vaststellen.

Aanbevolen wordt in voorkomende gevallen inlichtingen over de stroomsnelheden in te winnen bij de rivierbeheerder.

5.2 Waterstanden

De waterstanden in het benedenrivierengebied worden bepaald door één of meer van de volgende factoren:

- de waterstanden op zee;
- de voortplanting van deze waterstanden op de zeearmen en de benedenrivieren;
- de afvoer van de Bovenrijn en de Maas.

De waterstand op de zee tijdens een stormvloed wordt bepaald door verschillende bewegingen van de zeespiegel:

- het astronomische getij;
- het stormeffect.

Van der Made (lit. 14) heeft de grondslag gelegd voor de methodiek met behulp waarvan in het benedenrivierengebied de ontwerppeilen worden berekend.

Eelke hoogwaterstand h op de rivieren kan veroorzaakt worden door een in principe oneindig aantal mogelijke combinaties van de (storm-)vloedstand H_H te Hoek van Holland en de Rijnafvoer Q_R bij Lobith en/of de Maasafvoer Q_M te Lith; iedere combinatie van H_H , Q_R en Q_M heeft een eigen kans van voorkomen. Op de waterstanden dichtbij zee zal de zee stand een overheersende invloed hebben; maar ver stroomopwaarts is alleen de rivier bepalend. Daartussenin ligt een overgangsgebied, waar beide hun invloed doen gelden.

Alle combinaties van H_H , Q_R en Q_M die een en de zelfde waterstand opleveren in een bepaalde locatie, liggen op een zogenaamde evenstandslijn. De karakteristiek van deze lijnen verandert, stroomopwaarts gaande vanaf de zee (bijlage 2). De evenstandslijnen zijn bepaald met een mathematisch-fysisch model (lit. 25), met behulp waarvan de waterbeweging in het benedenrivierengebied kon worden berekend voor een groot aantal combinaties van H_H , Q_R en Q_M .

H_H is afhankelijk van de windrichting R en de windsnelheid u . In lit. 30 wordt deze relatie nader statistisch geanalyseerd (vergelijk par. 5.3).

Voor iedere waterstand H_H is daarbij de kansverdeling bepaald van de windsnelheid bij een bepaalde windrichting (Bijlage 7.2).

Aangezien H_H afhankelijk is van astronomische en meteorologische factoren, getij en wind, speelt ook het hierbij behorende windveld in het benedenrivierengebied een rol in de bepaling van h . Deze interne op- of afwaaiing is in de evenstandslijnen verwerkt (lit. 25).

Voor een aantal stations in het benedenrivierengebied zijn op deze wijze de evenstandslijnen bepaald (bijlage 2). Voor andere locaties kan hiertussen worden geïnterpoleerd.

Voor de overschrijdingsfrequenties van de waterstanden te Hoek van Holland en van de afvoeren te Lobith en Lith, wordt verwezen naar de bijlagen 3.1, 3.2 en 3.3.

Bij de berekening van de waterstanden in het gebied waar Maas- en Rijnafvoer beide van invloed zijn, is uitgegaan van de zogenaamde 50%-afvoerrelatie voor Lith en Lobith. Dat is de mediaan van de afvoer te Lith die optreedt bij een bepaalde afvoer te Lobith, en andersom (bijlage 4).

5.2.1 Verloop van de waterstanden

In de huidige ontwerp praktijk is het mogelijk om bij de bepaling van de invloed van de buitenwaterstand op de grondwaterspanningen rekening te houden met het niet-stationaire karakter van de buitenwaterstand. Voor het bepalen van de waterspanningen heeft men dan informatie nodig omtrent het verloop van de waterstand in de tijd.

De waterstand wordt bepaald door een combinatie van de rivierafvoer (Q_R) bij Lobith en de hoogwaterstand (H_H) te Hoek van Holland. Het verloop van de waterstand in de tijd is afhankelijk van de onderlinge aandelen die Q_R , Q_M en H_H hebben in de hoogwatergolf. Het verloop is dus afhankelijk van de geografische ligging van de locatie en van de duur en de hoogte van beide componenten.

De *Leidraad* stelt die combinaties van Q_R , Q_M en H_H die de grootste bijdrage leveren aan de overschrijdingskans van het ontwerppeil, bepalend voor het verloop van de waterstand. Tabel 5.1 geeft de combinaties aan waaruit het verloop van de waterstand kan worden bepaald voor een aantal stations langs de rivieren.

Tabel 5.1 Combinaties van Q_R en H_H

peilmeetstation	rivier	km-raai	overschrijdingsfrequentie			
			Q_R m ³ /s	H_H NAP m	Q_R m ³ /s	H_H NAP m
Rotterdam	N.-Maas	999,450				
Krimpen a/d Lek	Lek	988,640	2.000	+4,95	2.000	+5,15
Streefkerk	Lek	969,675	2.000	+4,90		
Schoonhoven	Lek	971,585	18.000	+1,60		
			2.000	+5,30		
Alblasserdam	Noord	981,830	2.000	+5,00	2.000	+5,30
Puttershoek	O.-Maas	983,505	2.000	+4,95	2.000	+5,35
Dordrecht	O.-Maas	976,195	2.000	+5,15	2.000	+5,40
Sliedrecht	Be.-Merw.	968,120	10.000	+3,60		
Gorinchem	Bo.-Merw.	954,665	18.000	+1,20		
Deeneplaat	N.-Merw.	976,990	6.000	+4,25		
Werkendam spl.pt.	N.-Merw.	962,345	18.000	+1,40		
Kop van 't land	N.-Merw.	970,835	18.000	+1,80		
			6.000	+4,25		
Willemsdorp	D.-Kil	987,535	6.000	+4,25		
's-Gravendeel	D.-Kil	981,985	6.000	+4,25		
Rak Noord	H.-Diep	14,955	2.000	+5,10	6.000	+4,55
Moerdijk	H.-Diep	984,580	6.000	+4,20		

Tevens moet worden bepaald of de fysisch maximaal mogelijke afvoer, van 18.000 m³/s, geleet op het veiligheidsniveau in Duitsland, in combinatie met een permanent aangehouden waterstand te Hoek van Holland van N.A.P. +0,30 m, niet een nog ongunstiger verloop oplevert ten aanzien van de waterspanningen. Op basis van de gegeven combinaties kan met behulp van de evenstandslijnen (bijlage 2) en de aaneengesloten over-

treffingsduur van een afvoerniveau (bijlage 6 van deel 1) voor de in tabel 5.1 genoemde stations de afvoergolf worden bepaald. Voor tussenliggende dijkvakken kan de afvoergolf door interpolatie worden vastgesteld. Het stormeffect op de Noordzee kan daarop worden gesuperponeerd door middel van een sinus met een periode van 3 dagen, waarbij de toppen samenvallen.

Als voorbeeld is het verloop van hoogwaterstanden bij het station Sliedrecht voor de twee combinaties van rivierafvoer en hoogwaterstand te Hoek van Holland weer-gegeven in bijlage 9.

Snelle val van de rivierwaterstand na een hoogwater kan het evenwicht van het buiten-talud en de taludbekleding in gevaar brengen. In een dijklichaam, met name in een zandlaag, kan zich dan een grondwaterpotential opbouwen: de val veroorzaakt onder waterdichte taludbekledingen een grondwateroverspanning (deel 1, par. 11.6).

De Deltacommissie heeft een aangenomen stormvloedskromme gepubliceerd (bijlage 6), waaruit blijkt dat na de top van de waterstand in één halfdaagse getijperiode de waterstand weer daalt tot de laagwaterstand. Gedurende een langere periode, van twee à drie getijtoppen, wordt de waterstand langzaam opgestuwd. Aanbevolen wordt de grootte van de val te bepalen uit het verloop van de waterstand. Dit houdt in: een snelle daling van het stormvloeddeel, gevolgd door een verdere daling gedurende 10 dagen van het afvoerdeel van de waterstand.

5.3 Wind

In het benedenrivierengebied zijn de wind en de waterstand niet onafhankelijk van elkaar. Zeker bij storm uit richtingen tussen west en noord zullen de waterstanden hoger zijn dan anders, terwijl hoge waterstanden bij zuidoostenwind niet zullen voorkomen, althans niet bij lage rivierafvoeren. De correlatie tussen de waterstand en de windsnelheid uit een bepaalde richting is echter niet volledig. Dit is deels te verklaren door het verschil tussen dood- en springtij. Daarnaast is onder meer de grootte van stormvelden van invloed op de hoogte van de waterstand te Hoek van Holland, en die stand is mede bepalend voor de waterstanden in het gehele benedenrivierengebied. Dit blijkt ook uit waarnemingen van waterstand en wind, naar kracht en naar richting.

5.3.1 Overschrijdingsfrequentie van wind en waterstand

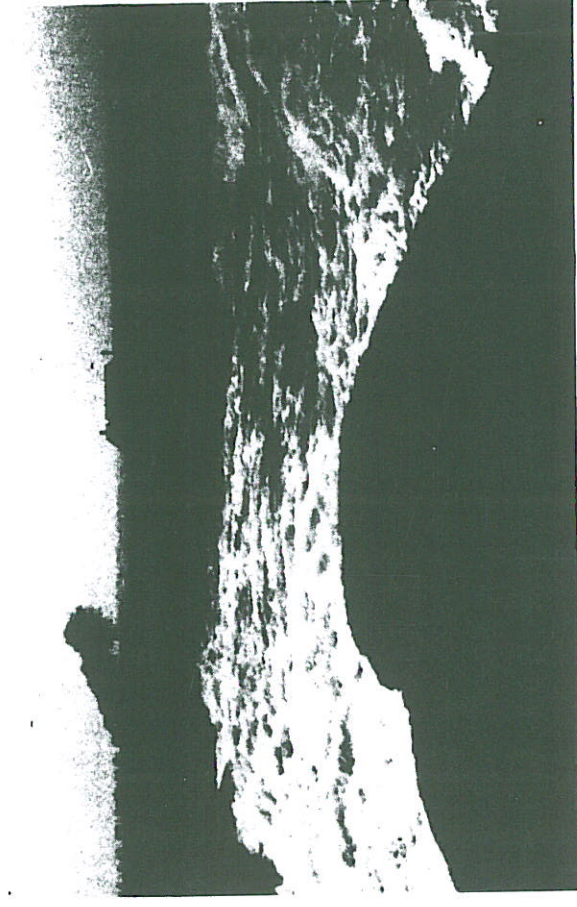
Daar de noodzakelijke kruinhoogte bepaald wordt door de golfaanval en de waterstand is de correlatie van windrichting, waterstand en windsnelheid zeer belangrijk.

Uit lit. 56 kan worden afgeleid hoe groot de kans is dat de wind in het benedenrivierengebied uit één van de zestien windrichtingen waait, en dat de windsnelheid daarbij hoger is dan u m/s. Uit lit. 34 is bovendien bekend hoe groot de kans is dat de wind uit een bepaalde richting waait en dat tegelijkertijd een waterstand H_T in Hoek van Holland wordt overschreden (vergelijk bijlage 6). Op basis van deze gegevens, en de waarnemingen vermeld in lit. 34, kon worden afgeleid (lit. 30) hoe groot de kans is dat tijdens



(Foto: Rijkswaterstaat)

Lindtse Dijk tussen Zwijndrecht en Heerjansdam op 1 februari 1953



(Foto: Rijkswaterstaat)

Dijkdoorbraak nabij Barendrecht op 1 februari 1953

een hoogwater in Hoek van Holland de wind uit een bepaalde windrichting waait en de windsnelheid groter is dan v m/s. In bijlage 7.2 zijn de resultaten weergegeven in enkele grafieken. Het zijn deze gegevens waarvan het toetsingsmodel gebruik maakt (par. 6.3.2).

Op grond van het gestelde in lit. 34 zijn ten behoeve van de frequentiemethode (par. 6.3.4) de zogenaamde gereduceerde overschrijdingslijnen van de windsnelheden berekend. De resultaten zijn weergegeven in bijlage 7.1.

5.4 Golven

Bij het waarnemen van windgolven nabij een waterkering valt enerzijds een zekere regelmatigheid en anderzijds een zekere grilligheid op. Beide aspecten vindt men terug in de beschrijving van de golven zoals die hierna ook voor de golfgroei door wind en de vervorming van golven door bodem- en andere invloeden gebruikt zal worden.

Er wordt uitgegaan van een voorstelling van golven als een periodieke beweging, te karakteriseren met een golfhoogte H (de afstand tussen top en dal), een golflengte L (de horizontale afstand tussen twee opeenvolgende toppen), en een golfperiode T (de tijd tussen het passeren van twee opeenvolgende toppen). Vervolgens wordt een meer realistische voorstelling verkregen door het golfbeeld voor te stellen als een samenstelling van een groot aantal componenten met elk een eigen waarde voor H en T . Daarbij worden enkele aanvullende, empirisch gevonden, statistische wetmatigheden in de onderlinge samenhang van de componenten in acht genomen. In zijn eenvoudigste vorm wordt zo'n onregelmatig golfbeeld beschreven met twee nieuwe parameters, bijvoorbeeld de significante golfhoogte $H_{1/3}$ en de significante golfperiode $T_{1/3}$, die redelijk aansluiten bij de golfhoogte en golfperiode zoals die van oudsher door zeelieden werden geschat.

Allereerst wordt nu ingegaan op de theorie omtrent de groei en het breken van golven, en daarna op de verwerking van de geometrische eigenschappen van het gebied, zodat uiteindelijk de golfhoogte kan worden afgeleid die nodig is voor de berekening van golfloop en -overslag.

5.4.1 Golfgroei

De groei van golven onder invloed van wind wordt in hoofdzaak bepaald door de parameters windsnelheid, bodemruwheid, waterdiepte en strijklengte van de wind over het water.

Om met behulp van deze parameters tot een golfvoorspelling te komen zijn al veel modellen beschikbaar, en nieuwe modellen zijn in ontwikkeling. Voor de afmetingen van watervlakten zoals die in het gebied van de benedenrivieren voorkomen, kan worden volstaan met de modellen voor een stationair windveld. In situaties die eenvoudig te schematiseren zijn kan gebruik worden gemaakt van de golfgroeikrommen, de eenvoudigste en geheel empirische golfvoorspellingsmethoden, tot stand gekomen in de 50-er en 60-er jaren.

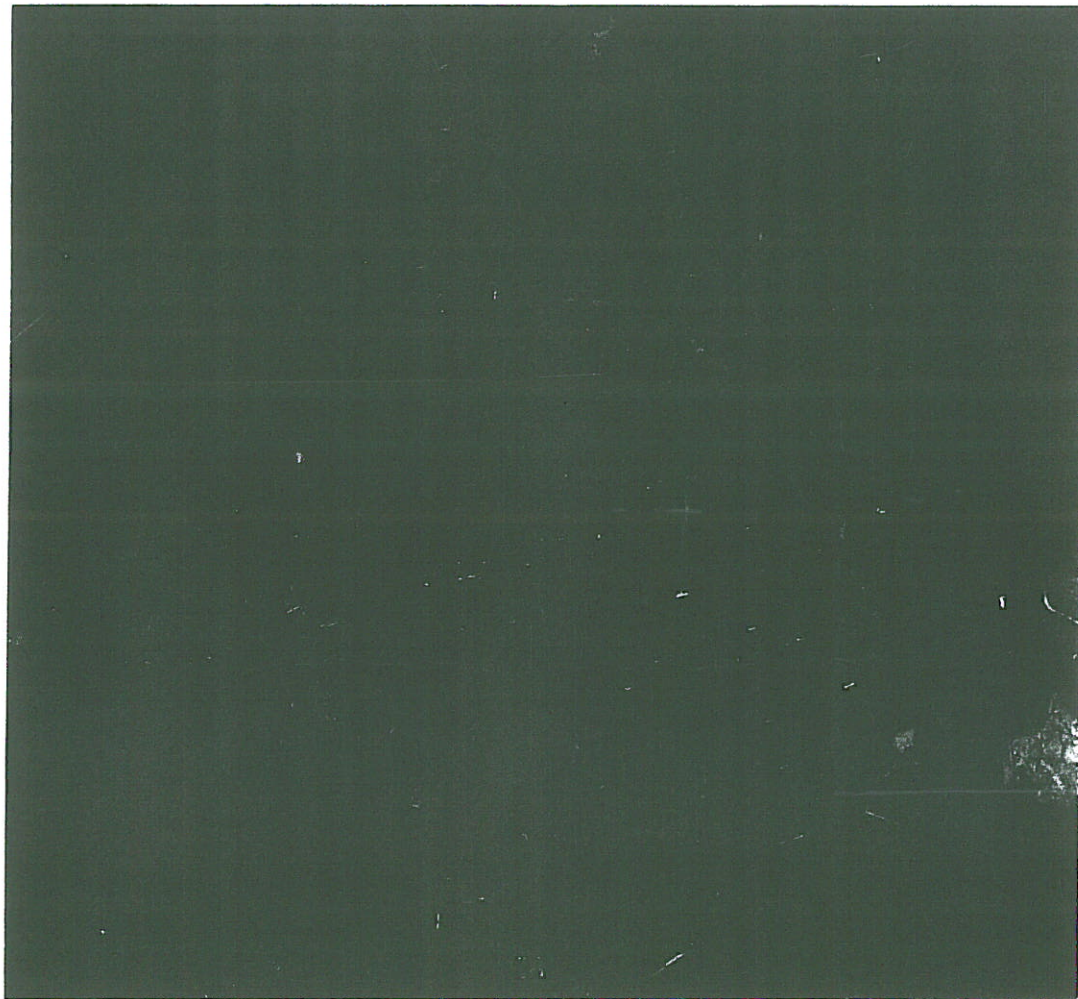


Foto: KIM Acrocantio

Gorinchem hoogwater 1982

Op grond van een vergelijking van verschillende krommen en meetresultaten (lit. 43), hun geldigheidsgebied, internationale bekendheid en de beschikbaarheid ervan in de vorm van zowel formules als grafieken, wordt het gebruik aanbevolen van de golfgroei-krommen van Bretschneider (1973); die zijn ook toegepast in deel I van deze *Leidraad*. Tevens wordt daarin de benadering volgens Bretschneider aangevuld met enkele schematiseringen voor een wind die waait over een smalle baan of vanaf een grillige kust-vorm, ter bepaling van de effectieve strijklengte. De golfgroei-krommen geven een redelijke schatting van de golfhoopte en de golfperiode, bij een groot bereik van windsnelheden, strijklengten en waterdiepten.

Als wij zeggen 'redelijke schatting', dan moet wel bedacht worden dat in een enkel geval een gemeten significante golfhoopte tot tientallen procenten van de voorspelde waarde kan afwijken. Dit komt door een aantal invloeden waar zo'n model geen rekening mee houdt, zoals: invloed op de wind van terreinruwheid en obstakels bovenwinds en van temperatuurverschillen tussen lucht en water, invloed op de golven van variërende bodemruwheid en obstakels onder water, refractie van golven – dat is het bijdraaien van de golfkammen door stroming en variërende bodemdijpte –, en breking van golven op ondiepten.

Inmiddels is een aantal golfvoorspellingsmethoden beschikbaar of in ontwikkeling die met één of meer van deze invloeden rekening houden – de variërende bodemruwheid, de refractie, de breking op ondiepten – en die ook overigens uitgaan van betere fysieke beschrijvingen van de processen; zo kan bijvoorbeeld ook het effect van grillige oever-vormen nu beter worden verwerkt. De beschrijving van deze modellen voert in het kader van deze *Leidraad* echter te ver.

Vooralsnog kan worden volstaan met de golfgroei-krommen, juist door hun eenvoud in het gebruik.

Met de formules van Bretschneider (lit. 48, editie 1975) kunnen golfhoopte, golfperiode en golflengte worden berekend. Voor het berekenen van golfhoopte en golfperiode gaat men uit van de volgende formules:

$$H_{1/3} = 0,283 \left(\frac{u^2}{g} \right) \operatorname{tgh} \left\{ 0,0125 \left(\frac{gF}{u^2} \right)^{0,42} \right\} \quad [\text{m}]$$

$$T_{1/3} = 2,4\pi \left(\frac{u}{g} \right) \operatorname{tgh} \left\{ 0,077 \left(\frac{gF}{u^2} \right)^{0,25} \right\} \quad [\text{s}]$$

voor diep water, en

$$H_{1/3} = 0,283 \left(\frac{u^2}{g} \right) \operatorname{tgh} \left\{ 0,530 \left(\frac{gd}{u^2} \right)^{0,75} \right\} \quad [\text{m}]$$

$$T_{1/3} = 2,4\pi \left(\frac{u}{g} \right) \operatorname{tgh} \left\{ 0,833 \left(\frac{gd}{u^2} \right)^{0,375} \right\} \quad [\text{s}]$$

voor ondiep water, waarin:

u = windsnelheid op 10 m hoogte [m/s]

g = versnelling van de zwaartekracht = 9,81 [m/s²]

F = strijklengte [m]

d = waterdiepte [m]

$H_{1/3}$ = gemiddelde hoogte van het hoogste derde deel van alle waargenomen golven (de golfhoopte is het hoogteverschil tussen top en dal) [m]

$T_{1/3}$ = gemiddelde periode van het hoogste derde deel van alle waargenomen golven (de golfperiode is het tijdsinterval waarin twee opeenvolgende golf toppen een vast punt passeren) [s]

Deze formules gelden in situaties waarin of de waterdiepte d of de strijklengte F geheel bepalend is voor de golfgroei; meestal zijn ze echter beide van invloed. Daarvoor heeft Bretschneider combinatieformules gegeven, die in bijlage 10 zijn weergegeven; voor enkele veel voorkomende gevallen is de golfhoopte daar ook in grafiekvorm voor-gesteld.

De golflengte op diep water wordt rechtstreeks afgeleid uit de golfperiode, volgens de formule:

$$L_0 = \frac{gT^2}{2\pi} \quad [\text{m}]$$

waarin:

L_0 = golflengte op diep water [m]

T = de gemiddelde golfperiode [s]

Bij berekeningen van golfoploop en golfoverslag wordt meestal gebruik gemaakt van een gemiddelde golflengte, met bovenstaande formule te berekenen uit een gemiddelde golfperiode of uit een significante golfperiode gedeeld door een vaste factor. Als voor deze factor 1,15 wordt genomen en voor de significante golfperiode $T_{1/3}$ gaat de bovenstaande uitdrukking over in:

$$L_0 = \frac{g(T_{1/3}/1,15)^2}{2\pi} \quad [\text{m}]$$

De gegeven formules voor de golfgroei gelden bij een waterdiepte die over de gehele windbaan over het water (de strijklengte) ongeveer constant is. Meestal wordt aan deze voorwaarde niet voldaan.

Zo kan, als de waterdiepte in lijwaartse richting afneemt, de golfhoopte afnemen door bodemwrijving en/of door golfbreking. Op deze verschijnselen zal hierna nog worden ingegaan.

Als de waterdiepte in lijwaartse richting toeneemt of sterk variabel is, kan een reken-schema worden opgesteld waarmee de gegeven formules worden toegepast in opeenvolgende vakken met ongeveer constante diepte. Zie hiervoor bijlage 10.5.

5.4.2 Bodemwrijving

De beweging van waterdeeltjes in een golf neemt af, gemeten van het wateroppervlak naar de bodem. Als een golf in ondiep water komt kan de golfhoopte door toenemende bodemwrijving verminderen, althans indien de golfhoopte groter was dan de grootste golfhoopte die volgens de gehanteerde golfgroei-theorie bij die diepte en windsnelheid mogelijk is. Kwantificering van dit verschijnsel is mogelijk met een variant op de benadering van Miche (lit. 15, bijlage 10.4).

De reductie van de golfhoopte door bodemwrijving werkt vrij langzaam. Te denken is aan afstanden van tientallen tot enkele honderden keren de golflengte.

Van het gedrag van de gemiddelde golfperiode in dergelijke situaties is weinig bekend. Zowel een afname als een geringe toename zijn denkbaar. Daarom wordt aanbevolen over trajecten met afnemende golfhoopte de golfperiode constant te houden.

5.4.3 Breking

Wanneer een golf van diep in ondiep water komt kan hij gaan breken. Een en ander is afhankelijk van de golfhoopte H en de waterdiepte d . Voor eenlinggolven is theoretisch bepaald dat de brekerhoopte $H_b = 0,78 d$.

Golven zullen dus altijd breken (lit. 38) als:

$$H \geq 0,78 d \quad [m]$$

Voor onregelmatige golven op een vlak voorland kan worden aangenomen dat ze gaan breken als:

$$H_{1/3} \geq 0,56 d \quad [m]$$

Uit waarnemingen en proeven (lit. 38) is gebleken dat er een min of meer vaste verhouding bestaat tussen de golfhoopte na het breken en de waterdiepte. Voor de significante golfhoopte na breking wordt aangehouden:

$$H_{1/3} = 0,4 d \quad [m]$$

In tegenstelling tot golfhooptereductie door bodemwrijving is breking een zeer snel verlopend proces. De lengte van de brekerzone bedraagt in het algemeen maximaal 2 maal de golflengte op diep water. De waarde van $H_{1/3} = 0,4 d$ stelt zich in langs een ondiep traject, als dat lang genoeg is ($> 2L_0$). Voor een korter traject met lengte $F_{(m)}$ kan als benadering lineair worden geïnterpoleerd tussen de hoogte van de aankomende golf en $0,4 d$ voor de afstandsverhouding:

$$F_{(m)}/2L_0$$

waarbij L_0 volgens par. 5.4.1 berekend kan worden.

De effectiviteit van de golfhooptereductie door breking is overigens twijfelachtig in sommige gevallen met een ondiep traject van zeer geringe lengte, zoals een smalle onderwaterdam of een smal voorland vlak voor een dijktalud. Daarom wordt aanbevolen de breking te negeren als de lengte $F_{(m)}$ van het ondiepe traject klein is (bijlage 10.5). De golfhoopte kan na breking verder verminderen ten gevolge van wrijving, maar kan ook weer aangroeien.

Een golf die net niet gebroken is zal hoger zijn dan een gebroken golf, terwijl in het laatste geval de windsnelheid juist hoger kan zijn. Om deze discontinuïteit te overbruggen kan het praktisch zijn, de golfberekeningen ook uit te voeren met windsnelheden tot 15% beneden de bij de beschouwde Q_R-H_{IR} -combinatie behorende windsnelheid. Voor de dijkhooptebevestiging wordt dan de grootste waarde van de gevonden golfoeloop aangehouden.

De significante golfperiode blijft gedurende het proces van breking ongewijzigd.

5.4.4 Refractie en diffractie

Refractie is het bijdraaien van golven in ondiep water als gevolg van de verandering in de waterdiepte in de lengterichting van de golfkam. Refractie wordt veroorzaakt doordat de voortplantingssnelheid van de golfkam dan niet meer overal gelijk is. Er bestaan redelijk goede rekenprogramma's om de invloed van refractie op de golfhoopte te bepalen. Ze vragen echter een schat van gegevens over bodemconfiguratie en stroomsnelheden.

Omdat refractie bijna altijd energievermietigend werkt, resulteert het buiten beschouwing laten ervan in een veilige benadering. Voor een eerste schatting wordt daarom aanbevolen er geen rekening mee te houden.

In gevallen waar het aankomt op uitgekiend rekenen wordt aanbevolen een deskundige te raadplegen.

Diffractie is de buiging van golven om een obstakel heen. Ook hiervoor geldt dat het effect van ondergeschikt belang is en daarom niet hoeft te worden meegenomen.

5.4.5 Effectieve strijklengte

De golfgroeiorkommen gaan uit van een situatie waarbij de wind ongestoord waait vanaf een oneindig lange bovenwindse oever loodrecht op de windrichting. De benedenwindse golfhoopte is daarbij weinig gevoelig voor variaties in de strijklengte, en derhalve ook voor afwijkingen van de gestrekte kustvorm. Bij bochtige rivieren, en bij een wal die langs een oever strijkt onder een hoek van minder dan 30° , is de afwijking echter wel van belang. In die situaties kan het rekenschema worden gebruikt dat wordt gegeven op pag. 48 en in bijlage 9 van deel 1 van deze *Leidraad*.

5.5 Lokale verschijnenselen

5.5.1 Opwaaiing

De interne opwaaiing in het benedenrivierengebied, die veroorzaakt wordt door een windveld dat samengaat met een stormvloed op zee, moet verwerkt worden in de maatgevende hoogwaterstanden (lit. 25 en par. 6.3), en wordt bepaald met de formule:

$$\Delta h = \frac{\alpha u^2 F \cos(\phi)}{d} \quad [\text{m}]$$

waarin:

- Δh = opwaaiing [m]
- α = coëfficiënt: $0,35 \cdot 10^{-6}$ [s^2/m]
- u = windsnelheid [m/s]
- F = strijklengte [m]
- ϕ = hoek tussen de windrichting en de lengte-as van het betrokken gebied [°]
- d = waterdiepte [m]

De lokale opwaaiing op het voorland tot aan de waterkering moet echter afzonderlijk worden berekend. Als het voorland laag ligt en de waterdiepte relatief groot is ten opzichte van de breedte ($d/B > 0,001$), dan kan eveneens van bovenstaande formule gebruik worden gemaakt.

Ligt daarentegen het voorland hoog en is de diepte klein ten opzichte van de breedte ($d/B < 0,001$), dan wordt aanbevolen over te gaan op de formule:

$$\Delta h = \sqrt{0,7 \cdot 10^{-6} u^2 F \cos(\phi) + d^2} - d \quad [\text{m}]$$

5.5.2 Bui-oscillaties en buistoten

Bui-oscillaties zijn onregelmatige schommelingen van de zeespiegel, veroorzaakt door macroscopische turbulenties in de atmosfeer bij storm. Hun periode varieert van enige minuten tot meer dan een uur; hun amplitude reikt vaak tot 0,20 à 0,30 m. Buistoten zijn eenmalige extra opslingeren van de zeespiegel bij storm. Hun duur kan variëren van enkele minuten tot een uur. De grootte loopt aan de open kust meermalen op tot 0,50 m. Zij worden evenmin als de bui-oscillaties verwerkt in het ontwerppeil.

Aangezien buistoten van korte duur zijn en niet altijd samenvallen met een hoogwater, kan volstaan worden met het in rekening brengen van een gereduceerde waarde van de buistoot. Het aandeel ΔH dat de buistoot levert in de totale waakhogte, kan berekend worden met de formule:

$$\Delta H = \frac{B}{B + \alpha z} \cdot B \quad [\text{m}]$$

waarin:

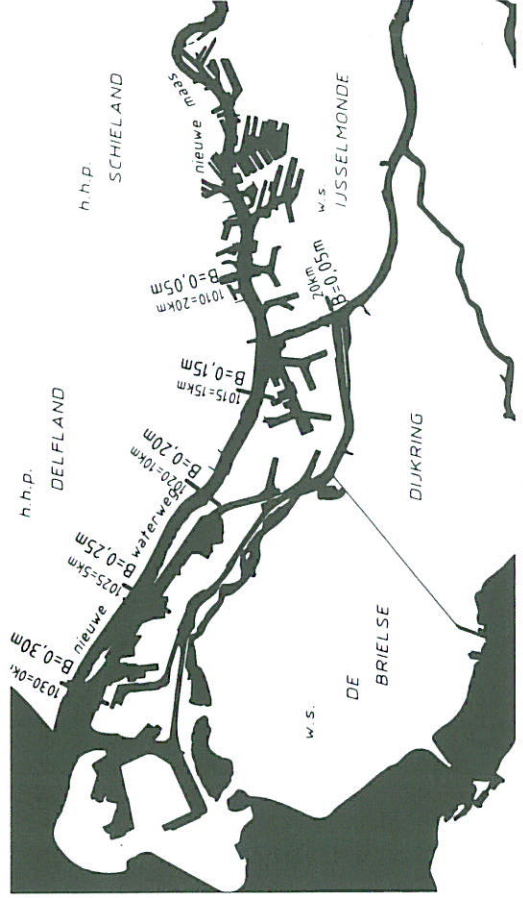
- B = grootte van de buistoot (figuur 5.1) [m]
- z = het gedeelte van de totale waakhogte nodig om de golffloep te keren [m]
- α = gewichtscoëfficiënt, gelegen tussen 0 en 1 [—]

In tabel 5.2 zijn voor een gewichtscoëfficiënt α van 0,2 een aantal waarden van ΔH gegeven voor verschillende grootten van de maximale buistoot en de golffloep. Zowel bovenstaande formule als onderstaande tabel zijn afkomstig uit deel 4 van het rapport van de Deltacommissie.

Tabel 5.2 Waarden van ΔH in m.

oploop z in m	$B = 0,30$ m (in de zeegaten)	$B = 0,15$ m (15 km landinwaarts)	$B = 0,05$ m (20 km landinwaarts)
0,00	0,30	0,15	0,05
0,50	0,20	0,10	—
1,00	0,20	0,05	—
2,00	0,15	0,05	—

Het buistoot-effect wordt geacht het effect van bui-oscillaties te domineren; daarom neemt men aan dat het laatste effect in de bijdrage van de buistoot verdisconteerd is. Overigens kunnen beide effecten aanleiding geven tot opslingering in aan één zijde afgesloten bekkens, waardoor seiches kunnen optreden, met extra verhogingen. Dit is in het benedenrivierengebied alleen een significant verschijnsel in de Europroothavens, aan het Calandkanaal en in de havens van de Maasvlakte.



figuur 5.1

6 Kruinhoogte

De minimaal vereiste afmetingen van een waterkering - en daaronder dus ook de hoogte - zijn van oudsher opgenomen in zogenaamde dijktafels; daarom spreekt men in het benedenrivierengebied van dijktafelhoogte. Deze hoogte is geldig gedurende een planperiode van meestal 50 jaar, en dient daarna in verband met onder andere morfologische ontwikkelingen en de zeespiegelrijzing te worden herzien.

Het is echter niet voldoende de kruin van een dijk op de vastgestelde dijktafelhoogte aan te leggen. Er is een zekere overhoogte nodig, ter compensatie van zetting van de ondergrond en klink van het dijkmateriaal. Met waakhoogte wordt het verschil bedoeld tussen de kruinhoogte en de te keren waterstand.

Tijdens de opstelling van deze *Leidraad* waren er al plannen in voorbereiding om een stormvloedkering aan te leggen in de Nieuwe Waterweg. In par. 6.3.5 wordt aangegeven in hoeverre de in dit hoofdstuk beschreven methoden voor kruinhoogteberekening zouden moeten worden aangepast als die stormvloedkering er komt.

6.1 Dijktafelhoogte

De kans dat waar dan ook langs de waterkeringen rondom een dijkkring overbelasting van de dijk optreedt als gevolg van overslaand of overstromend water, wordt de dijkkringfrequentie genoemd. Overbelasting van een dijkkring treedt dus op onder omstandigheden waarbij ten minste één punt langs de waterkeringen wordt overbelast. Regering en parlement hebben op basis van maatschappelijke en politieke overwegingen de overschrijdingsfrequentie van de ontwerppeilen vastgesteld. De na te streven dijkkringfrequentie is op dezelfde grootte gesteld. Bij de procedures beschreven in par. 6.3 is van het in par. 1.1 verwoorde continuïteitsbeginsel uitgegaan.

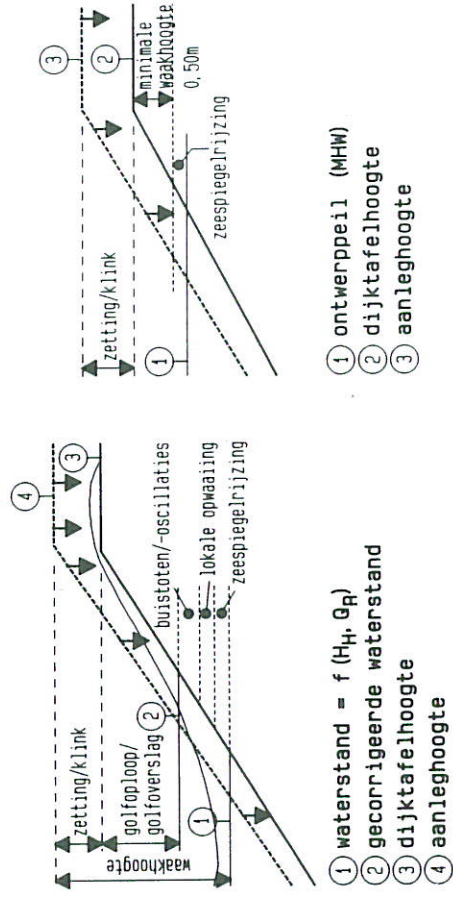
Overbelasting treedt op als het voor een dijkvak geldende overslagcriterium wordt overschreden. Dit criterium is per dijkvak afhankelijk van de dijkconstructie, en kan per dijkvak worden vastgesteld volgens de aanbevelingen die zijn gegeven in deel 1, par. 12.1.5 van deze *Leidraad*.

In het algemeen wordt het overslagcriterium uitgedrukt in het percentage van de golven dat over de kruin slaat, of in het gemiddelde debiet van het overslaande water per meter. Er moet rekening worden gehouden met de zeespiegelrijzing (figuur 6.1.a en par. 2.3.2), en met lokale waterstandsverhogingen door opwaaiing, of - nabij de kust - met buistoten en bui-oscillaties (par. 6.4). Voor de zeespiegelrijzing wordt 0,20 m per eeuw aange-

houden. Bij een planperiode na dijkverbetering van 50 jaar moet 0,10 m in rekening worden gebracht (zie ook par. 2.3.2).

Vooraf met het oog op de continuïteit wordt de dijktafelhoogte gekoppeld aan het ontwerppeil. Daarom dient de dijktafelhoogte minimaal 0,50 m hoger te zijn dan het ontwerppeil plus de zeespiegelrijzing (figuur 6.1.b). Er is dan enige reserve voor onzekerheden in de berekeningsmethoden van de waterstanden en voor de effecten van golfoploop en dergelijke. Daarnaast dient deze waakhoogte er voor, de kruin bij hoge waterstanden bereikbaar te houden.

De aanleghoogte wordt zo gekozen, dat de kruinhoogte gedurende de planperiode niet daalt beneden de dijktafelhoogte die voor deze termijn is vastgesteld.



a. berekening

b. toets

figuur 6.1

6.2 Golfloop en golfoverslag

De golfloop is meestal de belangrijkste component bij het vaststellen van de waakhoogte. Onder golfloop tegen een talud wordt verstaan de verticaal gemeten hoogte boven de waterstand tot waar de olopende watertong van een al of niet brekende golf op het talud reikt. Door het onregelmatige karakter van de windgolf, zal ook de golfloop een stochastisch karakter hebben; de golfloop kan daarom alleen worden gekenmerkt door een waarde met een zeker overschrijdingspercentage.

In Nederland is de laatste decennia algemeen als karakteristieke maat voor de golfoploop de waarde aangehouden die wordt overschreden door 2% van de aankomende

golven. Deze waarde ligt ten grondslag aan het bestaande ontwerpbeleid voor de zeedijken, en ook voor het overgrote deel van de dijken in het benedenrivierengebied. Voor het bovenrivierengebied is in deel 1 van deze *Leidraad* op basis van onderzoek overgegaan op een overslagdebiet als criterium. Dit uitgangspunt wordt thans eveneens gehanteerd in deel 2.

Hoewel er thans op het gebied van golfloop veel onderzoek wordt verricht, en de inzichten dus kunnen veranderen, maken we in deze *Leidraad* gebruik van formules die nu in de dagelijkse ontwerppraktijk worden toegepast: zij geven een indruk van de huidige stand van de techniek. Maar het is niet uitgesloten dat de olop- en overslagformules als gevolg van betere inzichten in de toekomst zullen moeten worden bijgesteld.

In bijlage 11 wordt een aantal formules gegeven waarmee golfloop en golfoverslag kunnen worden bepaald. In het algemeen wordt daar uitgegaan van formules die gebaseerd zijn op de significante golflengte $H_{1/3}$ (par. 5.3.2), de gemiddelde golpperiode \bar{T} ($\cong T_{1/3}/1,15$) en de gemiddelde golflengte op diep water L_0 .

Voor relatief zware zeeegang, met golven van enkele meters hoog, zal de gehanteerde 2%-golfloop een overslagdebiet opleveren in de orde van 1 l/s per m. Dit wordt ongeveer 0,1 l/s bij lage golven, zoals in het rivierengebied. Gaat men ook in het rivierengebied uit van 1 l/s per m, dan levert dat een reductie op van de waakhogte, overigens met inachtneming van de minimale waakhogte van 0,50 m. Welk criterium van toepassing is, hangt uiteraard ook af van de constructie van de dijk en de eventuele bebouwing. In bepaalde gevallen, zoals bij verdedigde kruin en binnenbelopen, kan soms 10 l/s per m worden aangehouden (deel 1, par. 12.1.5).

De golfloopformules zijn alleen geldig voor brekende golven op taluds met een helling flauwer dan 1:2,5. Veiligheidshalve worden deze formules ook toegepast bij taluds met een helling tussen 1:2,5 en 4:1. Er wordt dan gerekend met een fictieve taludhelling van 1:2,5. De golfloop tegen loodrechte wanden, – dat wil zeggen hellingen van 4:1 en steiler, zoals kademuren en sluisdeuren – wordt gelijk gesteld aan de significante golflengte.

De formule voor de golfloop bij een gekozen overslagdebiet is in bijlage 13 uitgebreid met een aantal coëfficiënten die de invloed van een berm, de ruwheid van het talud en de invalshoek van de golven in rekening brengen.

De invloed van de ruwheid op golfloop en -overslag wordt weergegeven door een enkele factor γ_r . Voor verschillende typen bekledingen wordt de relatieve reductie die veroorzaakt wordt door de golfloop gegeven. Om de juiste reductie te vinden dient te worden bedacht dat de formule voor de golfloop is opgesteld voor een niet volkomen glad en enigszins waterabsorberend beloop, zoals een basaltglooiing. De gevonden reducties dienen daar dan ook voor te worden gecorrigeerd, alvorens ze in rekening te brengen. Dit laatste is verwerkt in een tabel voor de factor γ_r .

De correcties zijn bepaald voor 2% golfloop. Vooral nog wordt aangenomen dat ze tot een overslagdebiet van 10 l/s niet in belangrijke mate zullen veranderen.

Bij scheve golfval worden golfloop en -overslag gereduceerd door het schijnbaar flauwere talud en de schijnbaar grotere breedte van de berm, indien aanwezig.

Om de invloed van bermen te berekenen wordt aangenomen dat de berm op de waterlijn ligt; aan een eventueel andere ligging wordt eveneens aandacht geschonken, evenals aan de combinatie van een berm en scheve inval. Een berm reduceert de golfloop het meest wanneer hij is gelegen nabij het niveau van de waterstand. Als de berm op een andere hoogte ligt, worden de volgende grenzen voor de reductie aangenomen:

- als de berm meer dan de golflengte $H_{1/3}$ beneden de waterstand ligt, wordt de golfloop er niet meer door gereduceerd;
- als de berm boven het niveau van waterstand plus golfloop op het benedentalud ligt, vindt uiteraard ook geen reductie meer plaats.

De golfloop tussen deze beide grenzen kan met behulp van bijlage 11 worden bepaald. Deze correctie vindt overigens pas plaats nadat eventueel gecorrigeerd is voor de invalshoek.

Over golfloop en -overslag bij zeer scheve golfval, bijvoorbeeld bij invalshoeken van 60° à 90° , weet men nog maar heel weinig.

Voor een geknikt talud kan de zogenaamde equivalente-hellingsmethode van Saville worden toegepast voor golfloop en golfoverslag (lit. 37). Volgens Saville komt de olop op een niet vlak talud overeen met de olop op een equivalent vlak talud dat het niet vlakke talud snijdt ter plaatse van het breekpunt van de golven en ter plaatse van de grootste golfloop (bijlage 11).

De methode van Saville heeft echter geen algemene geldigheid; met name bij brede bermen ($\beta \cong 1/7L_0$) en holle taluds is voorzichtigheid geboden. En voor het geval dat de golven breken voor de dijkteen, mag het beginpunt van het equivalente vlakke talud niet te ver van de dijkteen worden genomen.

De totale invloed van het talud kan nu worden verwerkt in de formule voor z , met een overslagdebiet als criterium. De golfloop z wordt lineair gereduceerd met γ_r voor de ruwheid, en met γ_β voor de berm en voor de scheve inval van de golven.

6.3 Berekening van de dijktafelhoogte in verband met waterstand en golven

In het Noordelijk Deltabekken worden de waterstanden bepaald door rivierafvoeren, zeestanden, zeespiegelrijzing en lokale opwaaiing.

Voor de dijktafelhoogte is voorts de golfloop op van belang, maar daarvoor moet men onder andere ook kunnen beschikken over windgegevens.

Het gaat om de volgende parameters:

Q_R :	afvoer Bovenrijn/Maas;	[m ³ /s]
H_H :	hoogwaterstand Hoek van Holland;	[m + N.A.P.]
R :	windrichting;	[graden]
u :	windsnelheid.	[m/s]

10.1 Golfgroei-krommen van Bretschneider

De gecombineerde formules waarin zowel de invloed van de strijklengte als van de waterdiepte tot uitdrukking komt.

$$\tilde{H} = 0,283 \operatorname{tgh} (0,530 \tilde{d}^{0,75}) \operatorname{tgh} \left[\frac{0,0125 \tilde{F}^{0,42}}{\operatorname{tgh} (0,53 \tilde{d}^{0,75})} \right] \quad (10.1)$$

$$\tilde{T} = 2,4\pi \operatorname{tgh} (0,833 \tilde{d}^{0,375}) \operatorname{tgh} \left[\frac{0,077 \tilde{F}^{0,25}}{\operatorname{tgh} (0,833 \tilde{d}^{0,375})} \right] \quad (10.2)$$

waarin:

$$\tilde{H} = \frac{H_{1/3} g}{u^2} \quad (\text{dimensieloze golfhoogte})$$

$$\tilde{d} = \frac{dg}{u^2} \quad (\text{dimensieloze waterdiepte})$$

$$\tilde{F} = \frac{Fg}{u^2} \quad (\text{dimensieloze strijklengte})$$

$$\tilde{T} = \frac{T_{1/3} g}{u} \quad (\text{dimensieloze golfperiode})$$

g = versnelling van de zwaartekracht [m/s²]

u = windsnelheid op 10 m hoogte [m/s]

d = waterdiepte [m]

F = strijklengte [m]

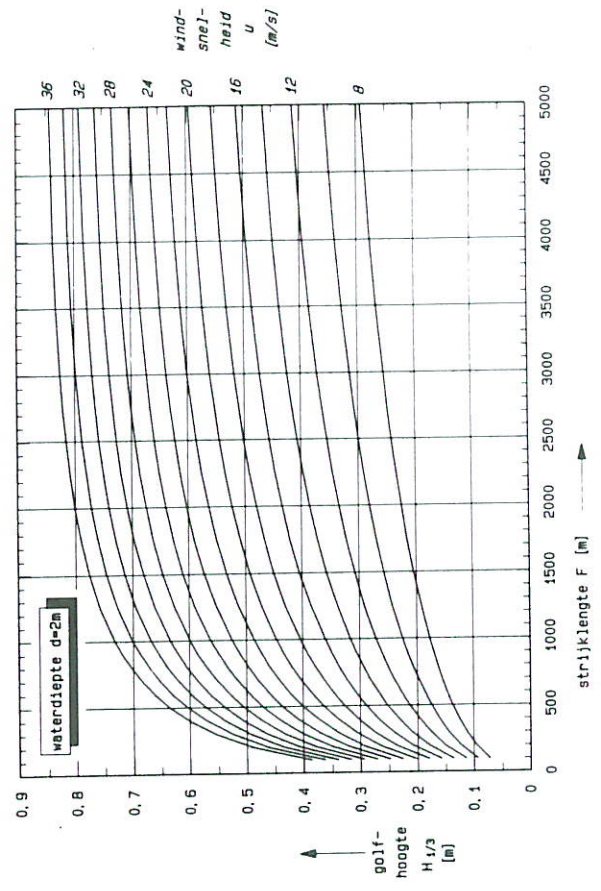
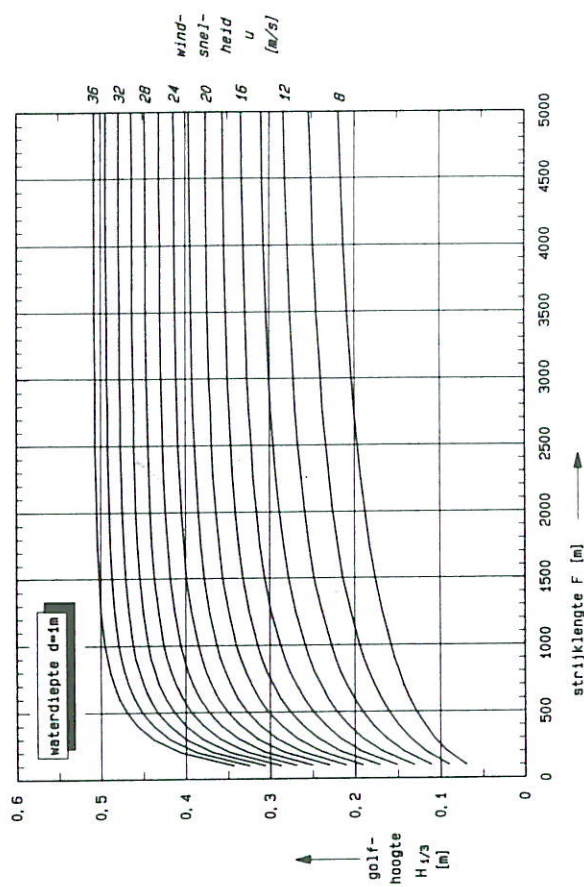
$H_{1/3}$ = significante golfhoogte = gemiddelde van het

hoogste derde deel van alle waargenomen golven

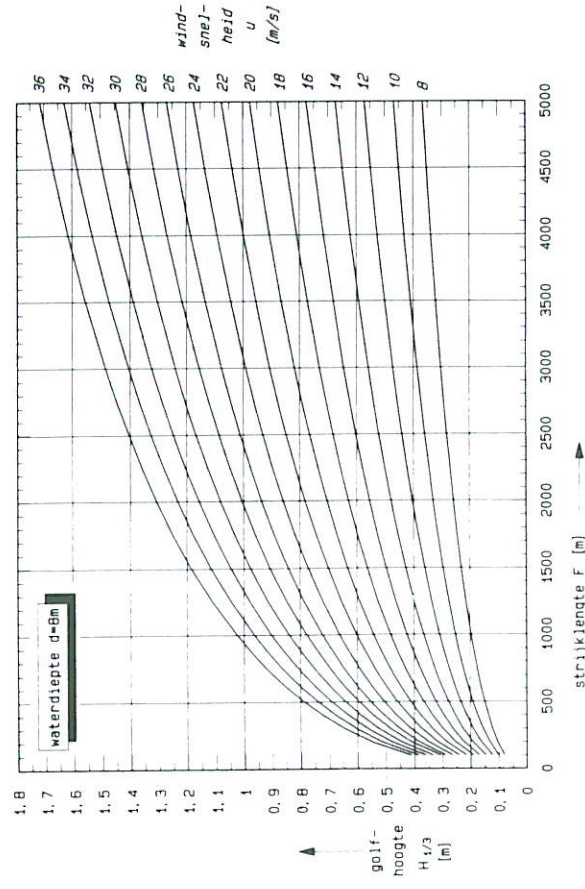
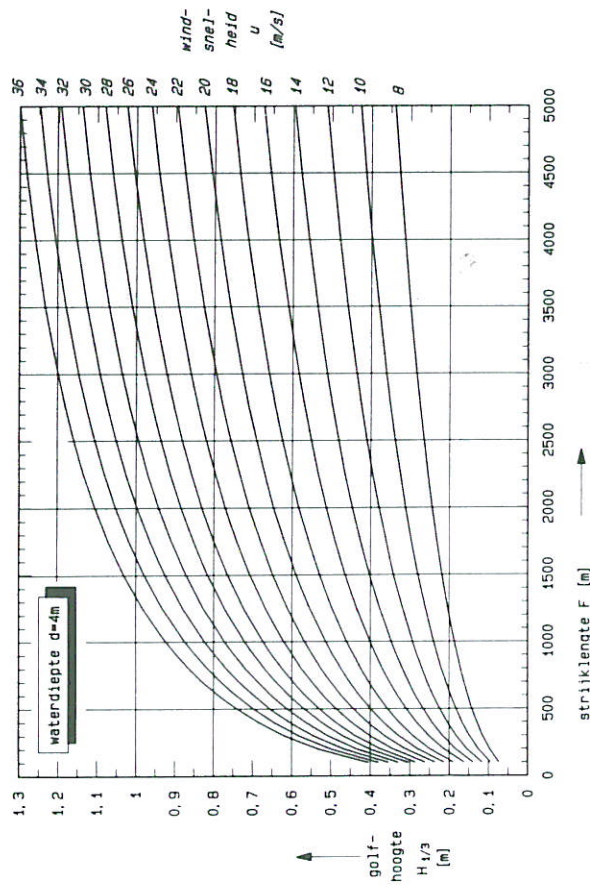
$T_{1/3}$ = significante golfperiode [s]

In de bijlagen 10.2 en 10.3 zijn, voor veel voorkomende combinaties van waterdiepte, windsnelheid en strijklengte de golfhoogten grafisch weergegeven.

10.2 Golfgroei-krommen van Bretschneider



10.3 Golfgroei-krommen van Bretschneider



10.4 Golfhoogtereductie door bodemwrijving

De variant op de golfhoogtereductie volgens Miche, toe te passen indien bij verandering van de significante golfhoogte aan het begin van het ondiepe vak, eventueel na breking, groter is dan de evenwichtsgolfhoogte $H_{1/3 \text{ max}}$.

$$H_{1/3(n)} = H_{1/3 \text{ max}(n)} + \frac{3,2(H_{1/3(n-1)} - H_{1/3 \text{ max}(n)})}{(H_{1/3(n-1)} - H_{1/3 \text{ max}(n)}) \cap F_{(n)} + 3,2} \quad [m] \quad (10.3)$$

waarin:

$H_{1/3(n)}$ = significante golfhoogte aan het eind van het te berekenen vak [m]

$H_{1/3(n-1)}$ = significante golfhoogte aan het eind van het voorgaande vak [m]

$$H_{1/3 \text{ max}(n)} = 0,283 \left(\frac{u^2}{g} \right) \text{tgh} [0,53(gd_{(n)}/u^2)^{0,75}] \quad [m] \quad (10.4)$$

$F_{(n)}$ = lengte van het ondiepe vak [m]

$$\cap = \frac{4g}{3\pi k^2 d_{(n)}^{7/3}} \quad [m^{-2}] \quad (10.5)$$

k = factor: 22,5 $[m^{1/2}/s]$

$d_{(n)}$ = diepte van het te berekenen vak [m]

g = zwaartekrachtversnelling = 9,81 $[m/s^2]$

u = windsnelheid op 10 m hoogte $[m/s]$

10.5 Golfgroeï bij variaties in waterdiepte, bij het gebruik van de groeïkrommen van Bretschneider

Bij een weinig variërend bodemprofiel kan voor de golfhoogtebepaling eenvoudig met de gemiddelde diepte over de gehele strijklengte worden volstaan. De benedenwindse waterdiepte is daarbij veel meer bepalend dan de bovenwindse. Verdiepingen over geringe lengte (bijv. een smalle stroomgeul) hebben weinig invloed.

Bij sterke variaties kan een vakverdeling worden toegepast met per vak een strijklengte $F_{(n)}$, een diepte $d_{(n)}$ (n is het vaknummer) en een vaksgewijze toepassing van de golfgroeïkrommen. Bij de vakovergangen is de werkwijze voor de golfhoogte als volgt:

- $H_{1/3}$ aan het eind van het vak $n - 1$ wordt eerst bepaald met gegeven diepte en strijklengte.

- Voor vak n geldt de bijbehorende diepte en een evenwaardige strijklengte, berekend als de som van een fictieve strijklengte op vak $n - 1$ plus de lengte van vak n .

De fictieve strijklengte op vak $n - 1$ is die lengte, die nodig is om op vak $n - 1$ aan het begin van vak n de reeds berekende $H_{1/3}$ op te wekken als de diepte van vak n ook voor vak $n - 1$ zou gelden.

Deze procedure wordt bij elke volgende vakovergang herhaald. Voor de golfperiode $T_{1/3}$ wordt dezelfde werkwijze gevolgd.

Soms moet een afwijkende werkwijze worden gevolgd:

Voor de golfhoogte indien:

- $H_{1/3(vak\ n-1)} > 0,56d_{(vak\ n)}$ (de golven breken).
- Indien ook $F_{(vak\ n)} \geq 2L_{0(vak\ n-1)}$ reduceert de golfhoogte door breking tot $0,4d_{(vak\ n)}$. In principe is daarna weer golfgroeï mogelijk.
- Indien $F_{(vak\ n)} < 2L_{0(vak\ n-1)}$ wordt de reductie door breking bij zeer kleine vaklengte alsnog genegeerd, dat wil zeggen indien $F_{(vak\ n)} \leq L_{0(vak\ n-1)}$. Indien $L_{0(vak\ n-1)} < F_{(vak\ n)} < 2L_{0(vak\ n-1)}$ wordt de reductie naar evenredigheid van de verhouding

$$\frac{F_{(vak\ n)}}{L_{0(vak\ n-1)}} - \frac{L_{0(vak\ n-1)}}{L_{0(vak\ n-1)}} \text{ berekend.}$$

- $H_{1/3(vak\ n)} > H_{1/3\ max(vak\ n)}$ en/of indien, na breking, $0,4d_{(vak\ n)} > H_{1/3\ max(vak\ n)}$. Berekening van de evenwaardige strijklengte is dan niet mogelijk en de reductie uit bijlage 10.4 kan worden toegepast.

Voor de golfperiode indien:

- $T_{1/3(vak\ n-1)} > T_{1/3\ max(vak\ n)}$ en/of de golfhoogte in vak n afneemt. In deze gevallen wordt de golfperiode over vak n constant gehouden.

In het voorgaande zijn:

$$L_{0(n-1)} = \frac{g[T_{1/3(n-1)}/1,15]^2}{2\pi} \quad (\text{voor } n \geq 2) \quad [m] \quad (10.6)$$

$$T_{1/3\ max(n)} = 2,4\pi \left(\frac{u}{g}\right) \operatorname{tgh} \left[0,833 \left(\frac{gd(n)}{u^2}\right)^{0,375}\right] \quad [s] \quad (10.7)$$

$$F_{H(n-1)} = \frac{u^2}{g} \left[\frac{\bar{H}_{\max(n)}}{0,283 \cdot 0,0125} \operatorname{arctgh} \left(\frac{gH_{1/3(n-1)}}{u^2 \bar{H}_{\max(n)}}\right) \right]^{0,42} \quad [m] \quad (10.8)$$

$$\bar{H}_{\max(n)} = 0,283 \operatorname{tgh} \left[0,53 \left(\frac{gd(n)}{u^2}\right)^{0,75}\right] \quad [-] \quad (10.9)$$

$$F_{T(n-1)} = \frac{u^2}{g} \left[\frac{\bar{T}_{\max(n)}}{2,4 \cdot 0,077\pi} \operatorname{arctgh} \left(\frac{gT_{1/3(n-1)}}{u \bar{T}_{\max(n)}}\right) \right]^{0,25} \quad [m] \quad (10.10)$$

$$\bar{T}_{\max(n)} = 2,4\pi \operatorname{tgh} \left[0,833 \left(\frac{gd(n)}{u^2}\right)^{0,375}\right] \quad [-] \quad (10.11)$$

Waarin: $F_{H(n-1)}$ en $F_{T(n-1)}$ de fictieve strijklengten in het vorige vak zijn, op basis van respectievelijk de golfhoogte en -periode. Verder zijn:

$$\operatorname{tgh}(x) = \frac{e^{2x} - 1}{e^{2x} + 1}; \text{ en } \operatorname{arctgh}(x) = 0,5 \ln \left(\frac{1+x}{1-x}\right);$$

Zie voor de overige parameters bijlage 10.1 en 10.4.

11. Berekening golfloop en -overslag

Golfloop

Uit onderzoek (lit. 37) is gebleken dat de 2%-golfloop van golven onder directe invloed van de wind bij taludhellingen van 1 : 2,5 of flauwer beschreven kan worden door:

$$z_{2\%} = 0,74T \sqrt{g \cdot H_{1/3}} \operatorname{tg}(\alpha) \quad [\text{m}] \quad (11.1)$$

waarin:

$$z_{2\%} = 2\% \text{ golfloop} \quad [\text{m}]$$

$$H_{1/3} = \text{significante golfhoogte} \quad [\text{m}]$$

$$T = \text{gemiddelde golfperiode} = T_{1/3}/1,15 \quad [\text{s}]$$

$$T_{1/3} = \text{significante golfperiode} \quad [\text{s}]$$

$$\operatorname{tg}(\alpha) = \text{taludhelling} \quad [-]$$

$$g = \text{versnelling van de zwaartekracht} \quad [\text{m/s}^2]$$

Voor een golfsteilheid $H_{1/3}/L_0$ (L_0 is de gemiddelde golflengte op diepwater volgens par. 5.3.2.2) van ongeveer 5,5% volgt voor:

$$z_{2\%} = 8H_{1/3} \operatorname{tg}(\alpha) \quad (11.2)$$

Als de golfsteilheid bij golven onder directe invloed van de wind varieert tussen 5 en 6% is de eenvoudige formule acceptabel.

Golfoverslag

De golfloophoogte z boven de waterstand waarbij een gegeven overslagdebiet over de kruin optreedt wordt berekend met de uit deel 1, bijlage 10 afgeleide formule:

$$z = \frac{X \sqrt{\{(H_{1/3}/1,6)g(T_{1/3}/1,15)^2/2\pi\}}}{\operatorname{cotg}(\alpha)} \quad [\text{m}] \quad (11.3)$$

waarin de waarden van X wordt gevonden uit:

$${}^{10}\log(Y) = -0,214X^2 - 0,787X + 0,103 \quad (11.4)$$

en Y wordt bepaald uit:

$$Y = \frac{\bar{q} T_{1/3} \sqrt{\operatorname{cotg}(\alpha)} 1,6 \cdot 10^{-3} \cdot 2\pi}{0,1 \cdot 1,15 H_{1/3} g \left(\frac{T_{1/3}}{1,15}\right)^2} \quad (11.5)$$

waarin:

$$\bar{q} = \text{gemiddelde overslag per m}^1 \quad [1/\text{s}]$$

Hierbij wordt de significante golfhoogte aangehouden die aanwezig is voor de dijk.

Reductie van de golfloop/golfoverslag

De formule voor de overhoogte bij golfoverslag z kan worden uitgebreid met een aantal coëfficiënten die de invloed van een berm, de ruwheid van het talud en de invalshoek van de golven ten opzichte van de dijk in rekening brengen. Op deze wijze ontstaat de volgende formule:

$$z = \frac{X \sqrt{\{(H_{1/3}/1,6)g(T_{1/3}/1,15)^2/2\pi\}}}{\operatorname{cotg}(\alpha)} \gamma_f \gamma_B \quad [\text{m}] \quad (11.6)$$

waarin:

$$\gamma_f = \text{reductiefactor ruwheid talud} \quad [-]$$

$$\gamma_B = \text{reductiefactor berm en scheve inval golven} \quad [-]$$

De grootte van de reductiefactoren

a. de ruwheidsfactor

De invloed van de ruwheid op de golfloop- en overslag wordt weergegeven door een enkele factor γ_f . Voor diverse typen bekledingen wordt de relatieve reductie op de golfloop gegeven. Teneinde de juiste reductie te vinden dient te worden bedacht dat de formule voor de golfloop is opgesteld voor een niet volkomen glad enigszins water-absorberend beloop, zoals een basaltglooiing.

De gevonden reducties dienen dan ook daarop te worden gecorrigeerd alvorens ze in rekening te brengen. Dit laatste is verwerkt in de volgende tabel voor γ_f . Bovendien is de waarde bepaald voor 2% golfloop. Vooral nog wordt aangenomen dat deze waarde tot een overslagdebiet van 10 l/s niet wezenlijk zal afwijken.

bekleding	relatieve reductie (lit. 1)	γ_f
glad, gesloten	1	1,10
betonplaten	0,90	1
basaltglooiing-bloksteen-grasmat	0,85 à 0,90	1
één laag stortsteen op ondoorlatende laag	0,80	0,90
gezette steen	0,75 à 0,65	0,85-0,90
gestorte ronde stenen	0,60 à 0,65	0,65-0,70
gestorte breuksteen	0,50 à 0,60	0,55-0,65

b. De factor voor bermen en scheve inval

De reductie van de golfloop ten gevolge van bermen en scheve inval van de golven wordt in de *Leidraad* verdisconteerd in een enkele factor γ_B . In situaties waarbij een gedetailleerd inzicht is vereist wordt verwezen naar lit. 37 en lit. 24

Voor de gecombineerde invloed van bermen en scheve inval van golven wordt de volgende reductiefactor γ_B gehanteerd:

$$\gamma_B = \cos(\beta - 10^\circ) - B/L_0 \quad (11.7)$$

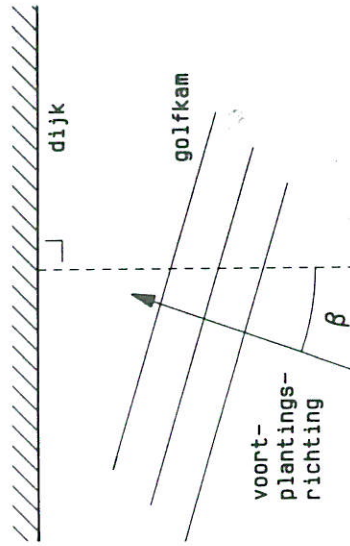
De formule is geldig voor $10^\circ < \beta < 55^\circ$ en heeft als minimum:

$$\gamma_B = 0,6 \cos(\beta - 10^\circ) \quad (11.8)$$

In de formules is:

- β = golfvalhoek [°]
- B = bermbreedte [m]
- L_0 = golflengte [m]

De golfvalhoek is de hoek die de voortplantingsrichting van de golven maakt met de normaal op de dijk (figuur B11.1).



figuur B11.1

Voor strijkgolven ($\beta = 90^\circ$) geldt een andere benadering:

$$z = H_{1/3}(1 - 2B/L_0) \quad (11.9)$$

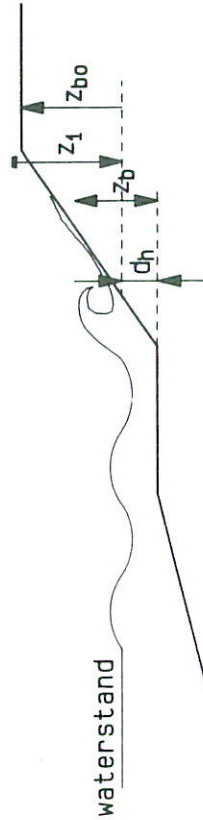
met een minimum van:

$$z = 0,6H_{1/3} \quad (11.10)$$

Voor hoeken tussen 55° en 90° wordt in het algemeen lineair geïnterpoleerd, mits maximaal de waarde die bij 55° behoort wordt aangehouden.

Afwijkende bermen, taluds

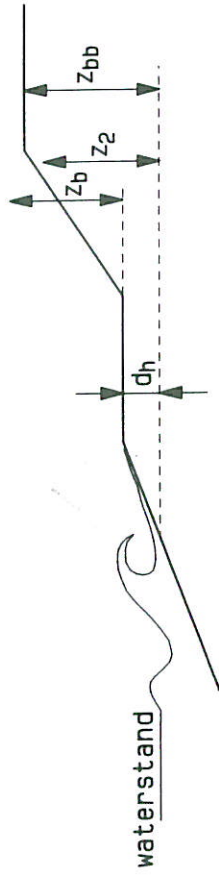
a. De berm ligt niet op de waterspiegel



figuur B11.2

De berm ligt onder water ($0 \leq d_h \leq H_{1/3}$):

$$z_{bo} = \left(\frac{d_h}{H_{1/3}}\right)^3 (z_1 - z_b) + z_b \quad (11.11)$$



figuur B11.3

De berm ligt boven water ($0 \leq d_h \leq z_2$):

$$z_{bb} = \left(\frac{d_h}{z_2}\right)^2 (z_2 - z_b) + z_b \quad (11.12)$$

waarin:

- z_{bo} = golfoploop indien de berm onder water ligt [m]
 - z_{bb} = golfoploop indien de berm boven water ligt [m]
 - d_h = ligging van de berm ten opzichte van de waterstand [m]
 - $H_{1/3}$ = significante golfhoogte [m]
 - z_1 = golfoploop op het beloop boven de berm [m]
 - z_2 = golfoploop op het beloop beneden de berm [m]
 - z_b = golfoploop op het beloop boven de berm, waarbij is aangenomen dat de berm op de waterspiegel ligt [m]
- (formule 11.7)

b. Combinatie afwijkende hoogteligging berm en invalshoek

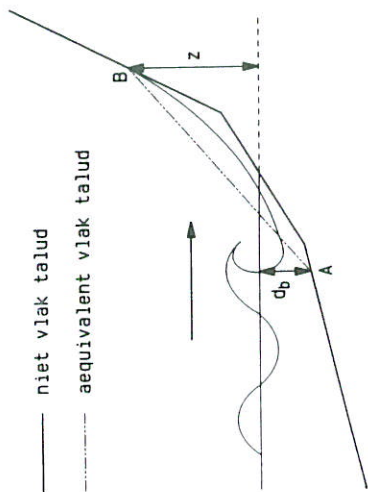
Pas eerst de correctie voor de berm en de invalshoek toe, met eventuele interpolatie, en dan de correctie voor de hoogteligging van de berm.

c. Geknik talud

Voor een geknik talud kan de equivalente hellingmethode van Saville worden toegepast voor golfoploop en golfoverslag (lit. 37).

Volgens Saville komt de oploop op een niet-vlak talud overeen met de oploop op een equivalent vlak talud, dat het niet-vlakte talud snijdt ter plaatse van het breekpunt van de golven en ter plaatse van de grootste golfoploop, zoals is weergegeven in figuur B11.4.

De methode van Saville heeft geen algemene geldigheid, met name bij brede bermen ($B \geq 1/7L_0$) en holle taluds is voorzichtigheid geboden, terwijl voor het geval dat de golven breken voor de dijkteen het beginpunt van het equivalente vlakke talud niet te ver van deze dijkteen mag worden genomen.



figuur B11.4

De oploop z wordt iteratief bepaald door gebruik te maken van de genoemde definitie van het equivalente vlakke talud en van bekende gegevens voor de oploop op een vlak talud. De procedure voorgesteld door Saville is als volgt:

1. Gegeven: g , $T_{1/3}$, $H_{1/3}$, d , taludvorm en de oploop op vlak talud bij gegeven taludhelling.
2. Bepaal de brekingsdiepte d_b uit:

$$\frac{d_b}{H_{1/3}} = 0,39 \left[\frac{H_{1/3}}{L_0} \right]^{-1/3} \quad (11.13)$$

waarin:

$$H_{1/3} = \text{uit de golfberekening} \quad [\text{m}]$$

$$L_0 = \text{gemiddelde golflengte op diep water} \quad [\text{m}]$$

$$L_0 = \frac{g(T_{1/3}/1,15)^2}{2\pi} \quad [\text{m}] \quad (11.14)$$

3. Bepaal het punt A waar de diepte gelijk is aan d_b .
4. Maak een schatting van de oploop.
5. Bepaal het punt B dat juist door de oploop wordt bereikt.
6. Bepaal de helling van de lijn AB.
7. Bepaal de oploop van de gegeven golf op een fictief vlak talud met de onder 6 bepaalde helling.
8. Vergelijk de zo verkregen oploop met de geschatte oploop. Indien het verschil te groot is, herhaal procedure vanaf 4, waarbij de nieuwe schatting van de oploop gelijk is aan de onder punt 7 berekende oploop.



waterloopkundig laboratorium | wl

hoofdkantoor
Rotterdamseweg 185
postbus 177
2600 MH Delft
telefoon (015) 56 93 53
telefax (015) 61 96 74
telex 38176 hydnl

locatie ' De Voorst '
Voorsterweg 28, Marknesse
postbus 152
8300 AD Emmeloord
telefoon (05274) 29 22
telefax (05274) 35 73
telex 42290 hylvo-nl

