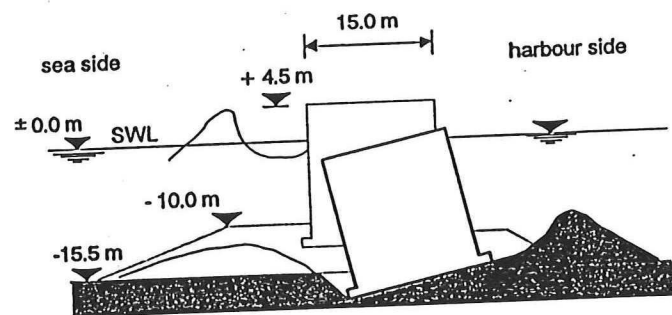


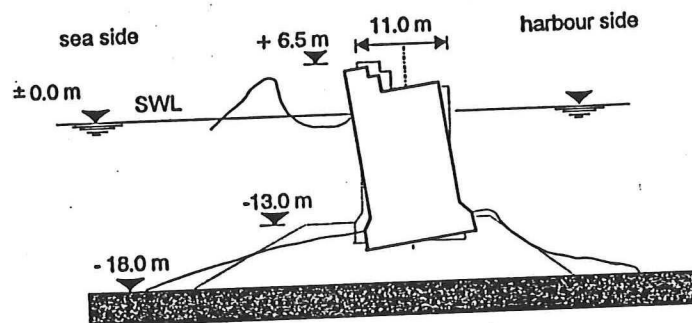
Probabilistisch Ontwerpen van Verticale Golfbrekers

juli 1996

A. Haile



Niigata Breakwater ($H_S = 7 \text{ m}$, $T_P = 13.5 \text{ s}$)



Algiers Mustapha Breakwater ($H_S = 9 \text{ m}$, $T_P = 13.5 \text{ s}$)

**Probabilistisch Ontwerpen
van
Verticale Golfbrekers**

Eind Rapport

juli 1996

A. Haile

Voorwoord

Dit rapport is het eindverslag van een onderzoek over de bezwijkmechanismen van verticale golfbrekers. Het onderzoek is verricht in het kader van een afstudeerwerk op de faculteit Civiele Techniek aan de Technische Universiteit Delft. Het doel van het rapport is het met probabilistische ontwerpmethoden tegen elkaar afwegen van bezwijkmechanismen van verticale golfbrekers.

Op de eerste plaats dank ik Prof. drs. ir. J.K. Vrijling voor zijn begeleiding tijdens de hele periode van het afstuderen. Verder wil ik graag ir. M. de Groot voor zijn bijdrage tijdens het literatuuronderzoek, en ir. W. Meermans voor zijn begeleiding tijdens de laatste fase van het afstuderen en zijn commentaar op het rapport bedanken.

Delft, juli 1996

Alem Haile

Samenvatting

De steeds groter wordende diepgang van zeeschepen vereist dat golfbrekers op grotere dieptes aangelegd moeten worden. De kosten van stortsteen golfbrekers op grote dieptes zijn aanzienlijk hoger dan op kleine dieptes. Verticale golfbrekers lijken een betere alternatief te zijn met betrekking tot de totale kosten, prestatie, standaardisatie, kwaliteitscontrole, milieu aspecten, uitvoering en onderhoud. Vanwege het stochastische karakter van golfbelasting en sterkte-eigenschappen lijkt een probabilistische ontwerpmethode de beste oplossing voor stabiliteitsproblemen van verticale golfbrekers te zijn.

Bezwijkmechanismen van verticale golfbrekers zijn met probabilistische ontwerpmethoden onderzocht. Voor dit doel is een verticale golfbreker, geplaatst boven een vrij hoge stortsteenfundering bekeken. Na een opsomming van de belangrijkste bezwijkmechanismen te hebben gemaakt, zijn enkele bezwijkmechanismen verder uitgewerkt. Probabilistische berekeningen zijn zowel op niveau II (Approximate Full Distribution Approach) als op niveau III (Monte Carlo) gemaakt. De resultaten van beide methoden zijn met elkaar vergeleken door voor een aantal caissonbreedtes de faalkans te bepalen en in een grafiek uit te zetten. Ten slotte is gekeken naar de faalkans van het totale systeem dat bestaat uit de onderzochte bezwijkmechanismen.

Uit de berekeningsresultaten blijkt dat van de onderzochte bezwijkmechanismen, het landwaarts afschuiven van de ondergrond het grootste bezwijkgevaar oplevert. Het zeewaarts afschuiven van de ondergrond (d.w.z. bij een golfdal) heeft daarentegen een zo kleine faalkans dat die verwaarloosd kan worden. Uit de niveau II berekeningen is gebleken dat bij alle mechanismen de variantie van de significante golfhoogte de grootste bijdrage heeft in de variantie van de betrouwbaarheidsfunctie van elk mechanisme. Vergelijking van de resultaten van berekeningen op niveau II en Monte Carlo simulaties laat zien dat de twee methoden niet altijd vergelijkbare resultaten geven. De reden dat een niveau II berekening voor sommige bezwijkmechanismen faalkansen levert die afwijkend zijn van faalkansen uit een Monte Carlo simulatie zou in de niet lineariteit van de betrouwbaarheidsfuncties kunnen liggen.

Voor een verder onderzoek wordt aanbevolen om ook via een volledige integratie, per bezwijkmechanisme, het verloop van de faalkans als functie van de caissonbreedte te bepalen en met de niveau II en Monte Carlo resultaten te vergelijken.

Inhoudsopgave

Voorwoord	ii
Samenvatting	iii
1 Inleiding	1
2 Bezwijkmechanismen en Foutenboom	3
2.1 Uitgangspunten	3
2.2 Opsomming van de bezwijkmechanismen	5
3 Belastingen	7
3.1 Golfbelasting	7
3.1.1 Golfbelasting bij een golftop	8
3.1.2 Golfbelasting bij een golfdal	10
3.2 Gewicht	12
3.3 Resulterende belastingen	13
3.4 Golfperiode en golflengte	13
3.5 Brekerhoogte	14
4 Gronddraagvermogen	14
5 Stabiliteit	16
5.1 Afschuiven	16
5.2 Kantelen	17
5.3 Het bezwijken van de stortsteen fundering	18
5.4 Het bezwijken van de ondergrond	19
6 Golfbrekergeometrie en keuze van de Parameters	20
6.1 Golfklimaat	21
6.2 Extreme waarde verdeling	22
6.3 Grondeigenschappen	24
7 Probabilistische Ontwerp Methoden	25
7.1 Algemeen	25
7.2 Niveau II Probabilistisch Ontwerp Methode	26
8 Deterministische Berekening	27
8.1 Invoergegevens	27
8.2 Berekeningsresultaten	28
8.2.1 Algemeen	28
8.2.2 Berekeningen bij een golftop	28
8.2.3 Berekeningen bij een golfdal	29
9 Niveau II Probabilistische Berekeningen	30
9.1 Invoer	30
9.2 Uitvoer	31

9.3	Vergelijking van de deterministische berekening met de niveau II berekening	34
9.4	Het verloop van de faalkans als functie van de caissonbreedte	34
10	Monte Carlo Analyse van het Probleem	36
10.1	Random Generatoren	36
10.2	Berekeningsresultaten	37
11	De faalkans van het systeem	39
12	Conclusies en aanbevelingen	41
12.1	Conclusies	41
12.2	Aanbevelingen	42
	Literatuurlijst	43

Bijlage I : Deterministische Berekening.

Bijlage II: Listing van de programmas waarmee de probabilistische berekeningen zijn gemaakt.

“Vertical Breakwaters - A review of the literature”: een rapport dat bij de afronding van de literatuurstude is gemaakt.

1 Inleiding

In de dertiger jaren zijn een serie verticale golfbrekers de een na de ander bezweken, bijvoorbeeld in Catania (Italië) in 1933 en in Algiers (Mustapha golfbreker) in 1934. De meeste van de bezweken golfbrekers zijn omgebouwd tot stortsteen (rubble mound) golfbrekers. Ongeveer een halve eeuw later heeft zich een soortgelijke schok voorgedaan toen een serie stortsteen golfbrekers rond het begin van de jaren tachtig bezweken. Na de eerste schok in de jaren dertig werden verticale golfbrekers bijna niet meer gebouwd behalve in sommige landen zoals Japan en Italië.

Vanwege de steeds groter wordende diepgang van zeeschepen in de laatste decennia, is het nodig dat golfbrekers op grotere dieptes aangelegd worden. De kosten van stortsteen golfbrekers op grote dieptes zijn aanzienlijk hoger dan op kleine dieptes. Verticale golfbrekers lijken een betere alternatief te zijn met betrekking tot de totale kosten, prestatie, standaardisatie, kwaliteitscontrole, milieu aspecten, uitvoering en onderhoud. Bovendien, de situatie is nu heel anders dan in de jaren dertig, want een aantal ontwikkelingen die de heropleving van verticale golfbrekers kunnen bevorderen hebben in de laatste decennia plaats gevonden. Er is bijvoorbeeld meer kennis van golfkarakteristieken en modelproeven op grote schaal zijn mogelijk.

Golven hebben een stochastisch karakter, evenals de sterkte-eigenschappen van de fundering en de ondergrond van een verticale golfbreker. Vanwege de grote deviaties van de belastingen en sterkte eigenschappen, en gezien het grote aantal bezwijkmechanismen en hun interactie, zou alleen een probabilistische ontwerpbenadering een betrouwbare oplossing kunnen bieden voor de stabiliteitsprobleem van verticale golfbrekers. Wanneer een verticale golfbreker met probabilistische ontwerpmethoden ontworpen wordt, kan een overdimensionering van de golfbreker voorkomen worden, en dat kan een enorme kostenbesparing betekenen.

Het doel van dit afstudeerwerk is het met probabilistische ontwerpmethoden tegen elkaar afwegen van diverse faalmechanismen van een verticale golfbreker. Voorafgaand aan het eigenlijke afstudeerwerk is een literatuuronderzoek verricht om te kijken wat er zich in de geschiedenis van verticale golfbrekers heeft afgespeeld, en om enige inzicht te krijgen in de stabiliteitsproblematiek en in nieuwe ontwikkelingen op het gebied van verticale golfbrekers. De belangrijkste punten die in de literatuur zijn gevonden zijn samengevat in een apart deel van dit rapport, (Zie: "Vertical Breakwaters. A review of the literature", achter in dit rapport).

Er zijn vele oorzaken die tot het bezwijken van een verticale golfbreker kunnen leiden. Om de onderlinge verbanden tussen de mogelijke oorzaken en hun totale invloed op het bezwijken te onderzoeken is eerst een opsomming van de belangrijkste bezwijkmechanismen gemaakt. Vervolgens zijn een aantal daarvan uitgekozen om verder uitgewerkt te worden. Voor dit doel is een hypothetische caisson golfbreker die geplaatst is op een stortsteenfundering, bekeken. De golfbreker moet stabiel zijn, ook onder extreme golfomstandigheden. Om een indruk van de orde van grootte van de belastingen en veiligheidsfactoren te krijgen is een deterministische berekening van de golfbreker gemaakt. Daarna zijn probabilistische berekeningen zowel op niveau II als op niveau III (Monte Carlo) uitgevoerd. De resultaten van beide methoden zijn met elkaar vergeleken door voor een aantal caissonbreedtes de faalkans te bepalen en in een grafiek uit te zetten.

Tenslotte is gekeken naar de faalkans van het totale systeem voor de onderzochte bezwijkmechanismen. Uit de faalkansen van de componenten van het systeem zijn de onder- en bovengrens van de faalkans van het totale systeem bepaald. Vervolgens is de faalkans van het totale systeem bepaald door de bezwijkmechanismen aan één Monte Carlo simulatie te onderwerpen.

Als uitgangspunt is de golfbelasting op de golfbreker volgens de lineaire golftheorie bepaald. Er is verder slechts één dwarsdoorsnede van de golfbreker bekeken. Alle bezwijkmechanismen en faalkansen in dit rapport hebben dus betrekking op die ene doorsnede.

De opbouw van dit rapport is als volgt. In hoofdstuk 2 wordt een opsomming van de belangrijkste bezwijkmechanismen van verticale golfbrekers gegeven en samengevat in een foutenboom. In de hoofdstukken 3 en 4 worden theoretische achtergronden ter bepaling van de belastingen en het draagvermogen van grond besproken. Voor een aantal bezwijkmechanismen zijn de stabiliteit en de bijbehorende betrouwbaarheidsfuncties in hoofdstuk 5 besproken. In hoofdstuk 6 wordt de geometrie en de parameterkeuze van een voorbeeld-golfbreker besproken. In hetzelfde hoofdstuk wordt een beschrijving gegeven van de extreme waarde verdeling van golfhoogten en van de schatting van de grondparameters.

Hoofdstuk 8 bevat de belangrijkste resultaten van een deterministische berekening van de golfbreker. In hoofdstuk 9 en 10 worden respectievelijk de resultaten van niveau II berekeningen en van Monte Carlo analyses van het probleem besproken. Als laatste wordt de faalkans van het totale systeem voor de onderzochte bezwijkmechanismen in hoofdstuk 11 bepaald.

De samenvatting van het literatuuronderzoek, getiteld: "Vertical Breakwaters. A review of the literature", is als een zelfstandig deel achter in dit rapport opgenomen.

2 Bezwijkmechanismen en Foutenboom

Men spreekt van het falen of bezwijken van een golfbreker als één of meer van de functies van de constructie niet meer vervuld kunnen worden, of als door te grote belastingen onacceptabel grote vervormingen van de constructie optreden.

Omdat er bij het ontwerpen van een constructie naar gestreefd wordt een veilige en betrouwbare produkt te ontwikkelen, moet de totale betrouwbaarheid als functie van alle mogelijke bezwijkmechanismen onderzocht worden. Hierbij kan een foutenboom als een geschikte hulpmiddel gebruikt worden. Met een foutenboom kan het verband tussen de verschillende bezwijkmechanismen en hun invloed op het totale systeem verduidelijkt worden. Bovendien kunnen in een foutenboom de systeem-karakteristieken van de constructie tot uiting gebracht worden, en men ziet of het een serie systeem is of een parallel systeem.

Om de faalkans van de constructie te bepalen moeten eerst de faalkansen van alle mechanismen bekend worden. In principe levert elk mogelijke mechanisme een bijdrage aan de totale bezwijkkans van de constructie. Aan al deze bezwijkmechanismen moet voldoende aandacht ~~te~~ besteed worden.

De grens tussen het juist niet optreden en het juist wel optreden van een mechanisme wordt een *grestoestand* genoemd. In het ontwerpproces van een constructie is men vaak geïnteresseerd in de zogenaamde '*ultimate limit states*' (U.L.S.: uiterste grenstoestanden). Als de uiterste grenstoestand overschreden wordt gaat de constructie bezwijken.

Naast de uiterste grenstoestanden zijn er ook omstandigheden waarbij door een aanhoudende belasting na verloop van tijd een achteruitgang in de sterkte van de constructie kan optreden, terwijl er geen groot bezwijkgevaar aanwezig is. In het geval van een golfbreker kan de onrustige ligging van schepen achter de golfbreker door golfovertopping, golftransmissie, diffractie en refractie als voorbeeld genoemd worden. De geleidelijke uitschuring van de kustoever en zettingen van de ondergrond zijn hier andere voorbeelden van. De achteruitgang van de sterkte van de constructie kan aanleiding geven tot het plotseling bezwijken van de constructie onder extreme omstandigheden. Maar voordat bezwijken optreedt is de constructie zo achteruit gegaan dat hij niet meer zijn functie kan vervullen. Men noemt dit soort grenstoestanden '*serviceability limit states*' (S.L.S.: grenstoestanden met betrekking tot bruikbaarheid).

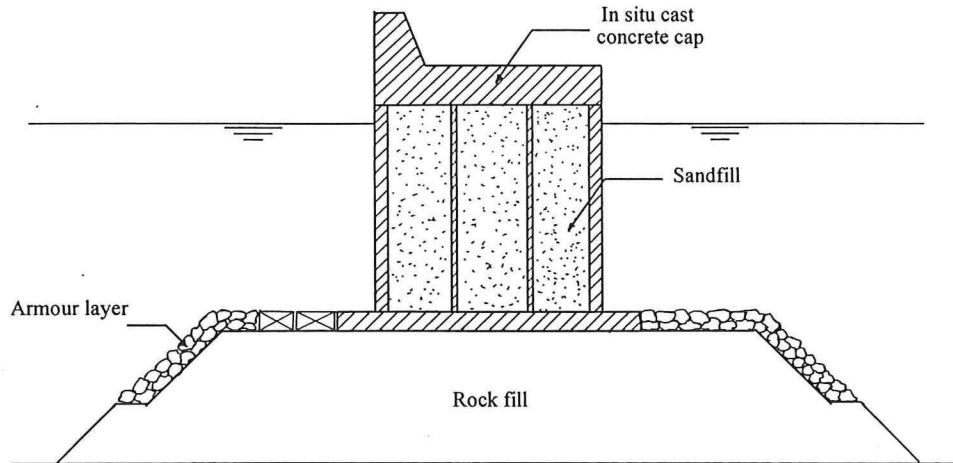
2.1 Uitgangspunten

Er zijn diverse uitvoeringen van verticale golfbrekers. De meest voorkomende typen verticale golfbrekers zijn:

1. 'gewone' verticale golfbrekers, d.w.z., een caisson constructie rustend op een stortsteenfundering, en
2. 'samengestelde' verticale golfbrekers, dat zijn verticale golfbrekers met golfdissiperende stortsteen vóór de caissonconstructie.

Daarnaast zijn er golfbrekers met uiteenlopende vormgeving van de caisson (geperforeerde, cirkelvormige, hellend voorzijde, ... enz.) om de golfbelasting of golfovertopping te reduceren.

Deze studie zal zich beperken tot de type verticale golfbrekers die bestaan uit een caisson rustend op een stortsteenfundering (zie fig. 1).



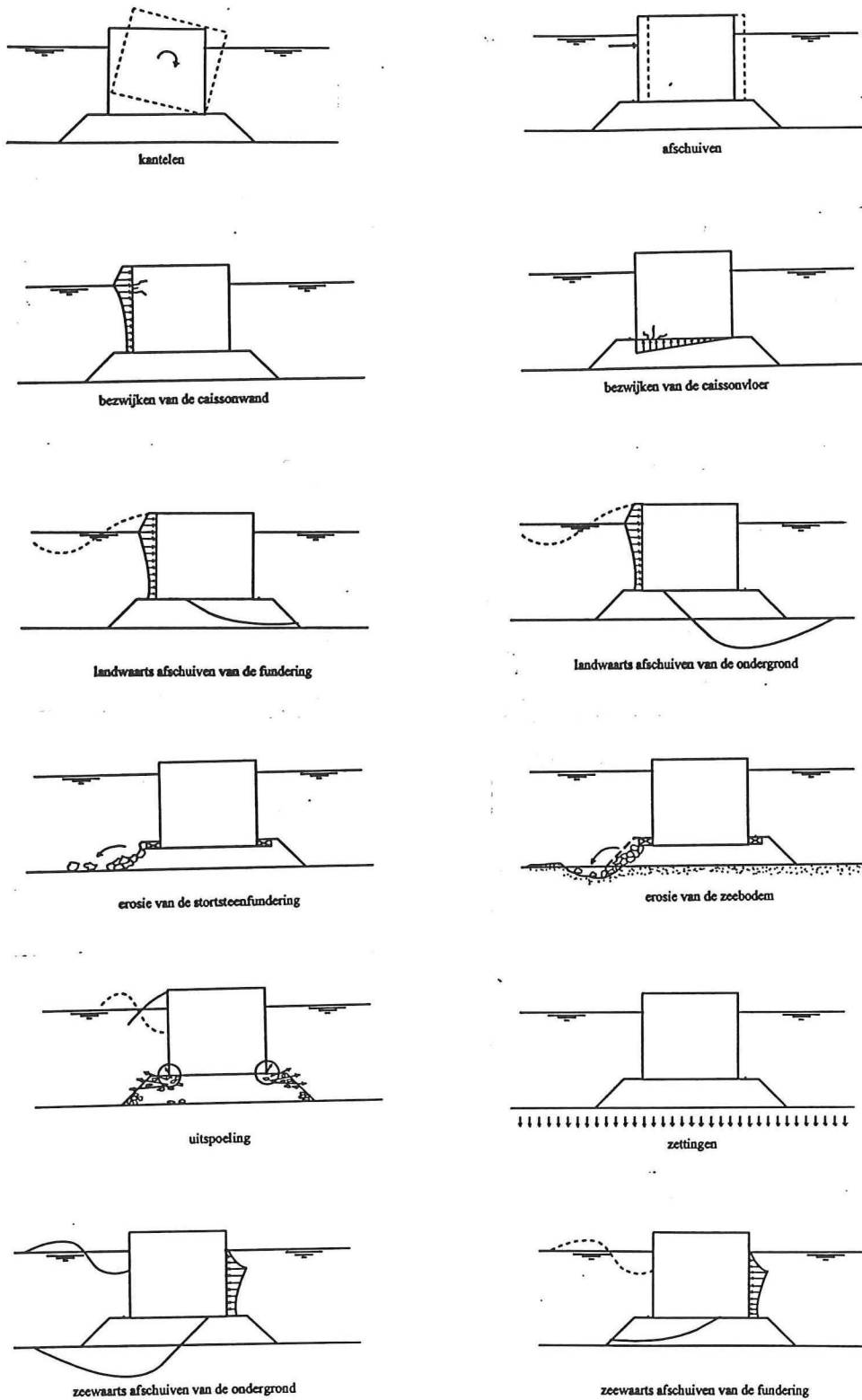
Figuur 1 Een caisson-golfbreker op een stortsteenfundering

2.2 Opsomming van de bezwijkmechanismen

De bezwijkmechanismen die tot het falen van de golfbreker kunnen leiden zijn:

- afschuiven van de caisson
- kantelen van de caisson
- het zeewaarts afschuiven van de stortsteenfundering
- het zeewaarts afschuiven van de ondergrond
- het bezwijken van de caissonmuur (voorkant)
- het bezwijken van de caissonvloer
- erosie van de fundering
- erosie van de ondergrond vóór de golfbreker
- het landwaarts afschuiven van de stortsteenfundering
- het landwaarts afschuiven van de ondergrond
- uitspoeling van de stortsteenfundering
- zettingen

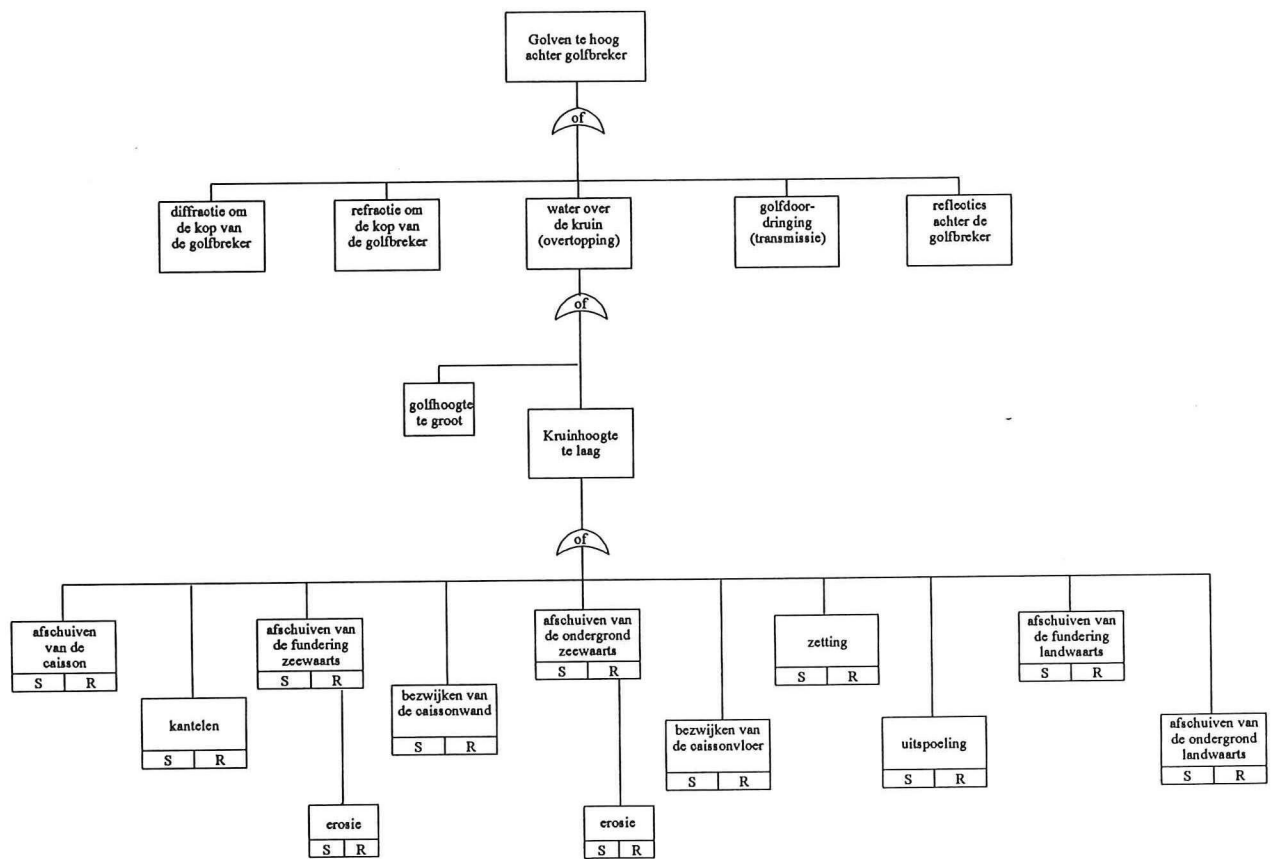
Een overzicht van de bezwijkmechanismen staat schematisch weergegeven in figuur 2. En in figuur 3 is de foutenboom van de golfbreker (zonder de suggestie dat het overzicht compleet is) weergegeven. Als *topgebeurtenis* wordt gesteld: "golven te hoog achter golfbreker".



Figuur 2 Bezwijkmechanismen van een verticale golfbreker

Tijdens normale golfomstandigheden moet een golfbreker ervoor kunnen zorgen dat schepen achter de golfbreker rustig kunnen liggen (S.L.S.). De golfbreker moet extreme stormen kunnen overleven en in zulke omstandigheden is het meestal ook achter de golfbreker onrustig.

Bij de mechanismen afschuiven en kantelen speelt het gewicht van de caisson een belangrijke rol. Breuk van de caisson kan optreden bij een zeer hoge geconcentreerde belasting (golffimpact). Maar met de



Figuur 3 Foutenboom voor een verticale golfbreker

huidige technologie kunnen caissons van een goede betonkwaliteit gemaakt worden die zeer grote belastingen kunnen opnemen, zodat dit mechanisme niet bedreigend hoeft te zijn.

Schade aan de stortsteenfundering op zich leidt niet direct tot de topgebeurtenis, maar als de stortsteen-fundering erg vervormd wordt (bijvoorbeeld doordat een te steile helling aangenomen wordt ofwel door het vertonen van te grote zettingen), komt de stabiliteit van de golfbreker in gevaar.

Wanneer er geen of onvoldoende bodembescherming aanwezig is, kan een uitspoeling van de zeebodem ontstaan, wat een steeds groter wordend gat vóór de teen van de golfbreker veroorzaakt. Dit leidt tot een reductie van de sterkte van de fundering.

De in de laatste twee alinea's genoemde zaken behoren tot de 'serviceability limit states', en leiden dus niet direct tot het bezwijken van de constructie.

3 Belastingen

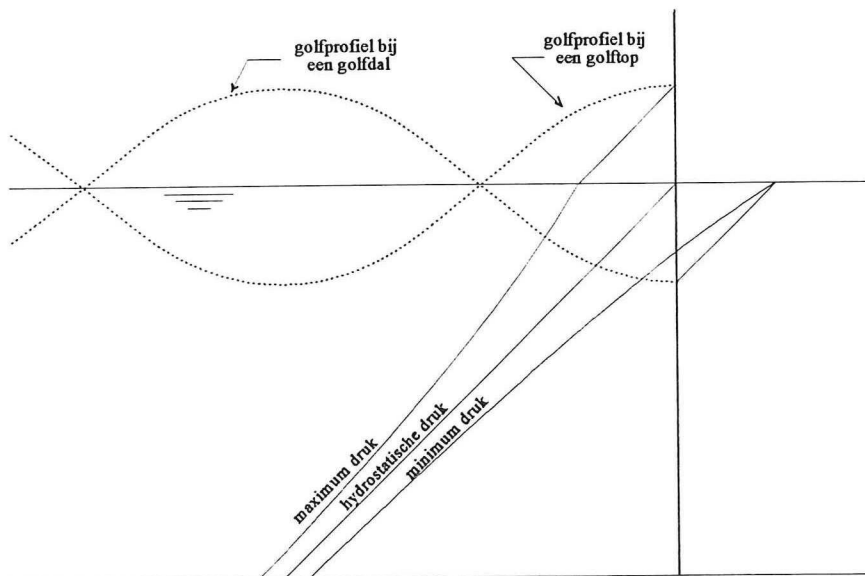
3.1 Golfbelasting

Niet brekende golven die tegen een verticale muur invallen, worden afhankelijk van de reflectiecoëfficiënt van de muur, gedeeltelijk of volledig gereflecteerd. Volgens de lineaire golftheorie kunnen de inkomende en de gereflecteerde golven gesuperponeerd worden om de resulterende golf te geven. Zolang de waterdiepte voor de verticale muur voldoende groot is, zullen de inkomende golven gereflecteerd worden. Ze geven als resultaat een niet brekende staande golf.

De maximum amplitude van de resulterende golf wordt gegeven door

$$A = (1 + \alpha) \cdot \frac{1}{2} H_s \cdot \text{RaylExtr}$$

waarin, H_s = de significante golfhoogte van de inkomende golf
 α = de reflectiecoëfficiënt van de muur
 RaylExtr = de verhouding H_{\max}/H_s .



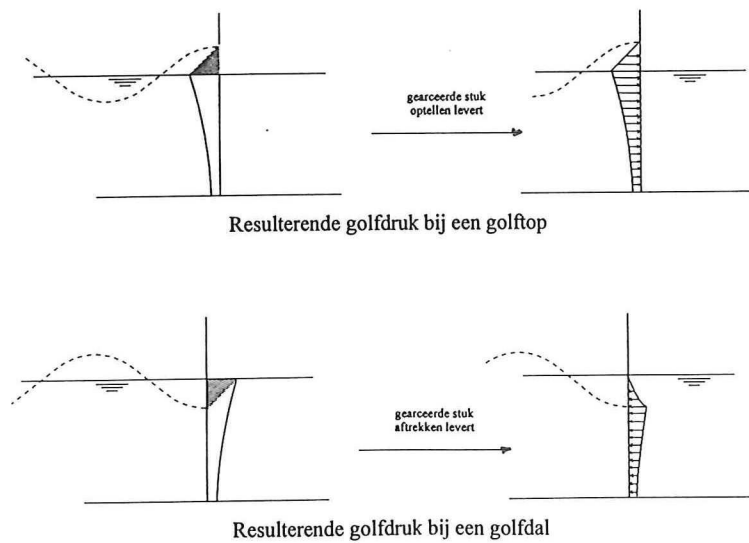
Figuur 4 Golfdruk bij een staande golf

Volgens de korte-golven theorie kan de drukverdeling op de muur met de volgende uitdrukking gegeven worden:

$$p = -\rho_w g z + \rho_w g A \frac{\cosh k(h+z)}{\cosh kh} \cos \omega t$$

- waarin: g = de zwaartekrachtsversnelling
 ρ_w = de massadichtheid van het (zee)water
 h = de waterdiepte
 z = de verticale afstand vanaf de gemiddelde wateroppervlak (positief omhoog)
 k = het golfgetal = $2\pi/L$
 L = de golflengte
 ω = de hoekfrequentie
 t = de tijd.

Bij een golftop wordt de druk in het gedeelte tussen het stilwaterniveau en de top benaderd door een lineaire interpolatie (zie de bovenste helft van figuur 5). Bij een golfdal wordt het drukverloop tussen het gedeelte tussen het stilwaterniveau en de dal benaderd door een stuk dat ook lineair geïnterpoleerd wordt af te trekken (zie de onderste helft van figuur 5).



Figuur 5 Resulterende golfdruk

3.1.1 Golfbelasting bij een golftop

De maximale druk op de muur volgt uit

$$p(z) = \rho_w g (A - z) \quad , \quad \text{voor } 0 < z < A$$

~~Hiermee volgt dat~~

$$p(z) = \rho_w g A \frac{\cosh k(h+z)}{\cosh kh} \quad , \quad \text{voor } -d < z < 0$$

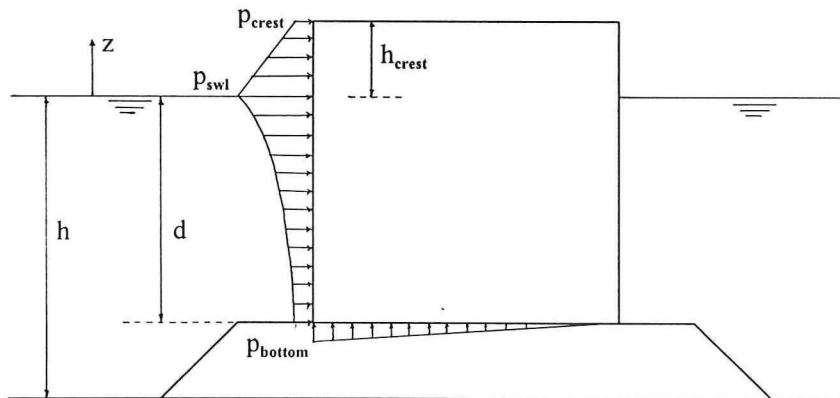
Hiermee volgt dat

$$p_{\text{crest}} = \rho_w g (A - h_{\text{crest}})$$

$$p_{\text{swl}} = \rho_w g A$$

$$p_{\text{bottom}} = \rho_w g A \cdot \cosh[k(h-d)] / \cosh(kh)$$

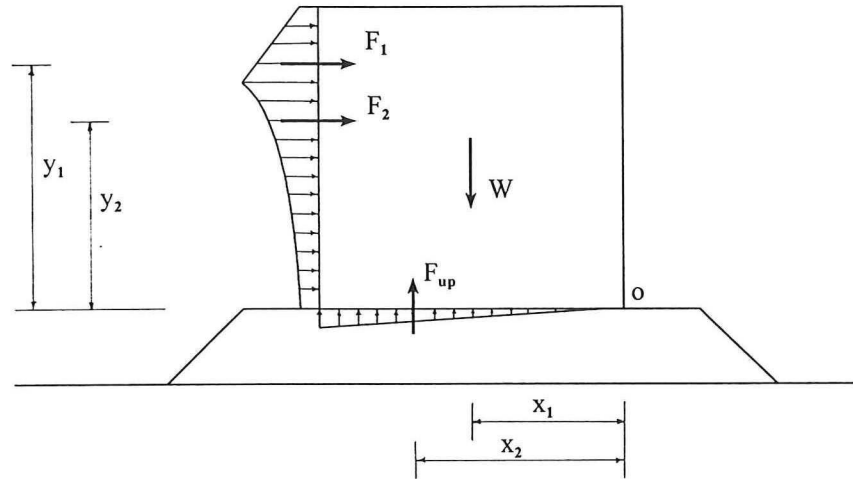
waarin, p_{crest} = de golfdruk t.p.v. de kruin
 p_{swl} = „ „ „ het stilwaterniveau
 p_{bottom} = „ „ „ de bodem.



Figuur 6 Golfdruk bij een golftop

Horizontale Golfbelasting

De horizontale kracht die door het water op de wand van de caisson wordt uitgeoefend wordt gevonden door integratie van de druk over de diepte.



Figuur 7 Golfkrachten bij een golftop

$$F1 = 0,5(p_{crest} + p_{swl})h_{crest}$$

$$F2 = p_{swl} \frac{\sinh(kh) - \sinh[k(h-d)]}{k \cosh(kh)}$$

Verticale Golfbelasting

De opwaartse golfkracht die door het water op de bodem van de caisson wordt uitgeoefend wordt gevonden door integratie van de druk over de breedte van de caisson.

$$F_{up} = 0,5 \cdot p_{bottom} \cdot B$$

3.1.2 Golfbelasting bij een golfdal

Bij een golfdal is de golfdruk negatief, d.w.z. naar de zee kant gericht. De resulterende maximale negatieve druk op de muur volgt uit

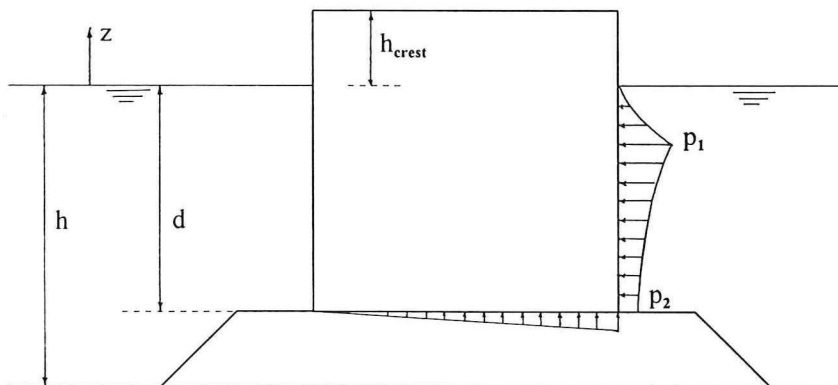
$$p(z) = \rho_w g A \frac{\cosh k(h+z)}{\cosh kh} - \rho_w g(A+z) \quad , \quad \text{voor } -A < z < 0$$

$$p(z) = \rho_w g A \frac{\cosh k(h+z)}{\cosh kh} \quad , \quad \text{voor } -d < z < -A.$$

Hiermee volgt dat

$$p_1 = \rho_w g A$$

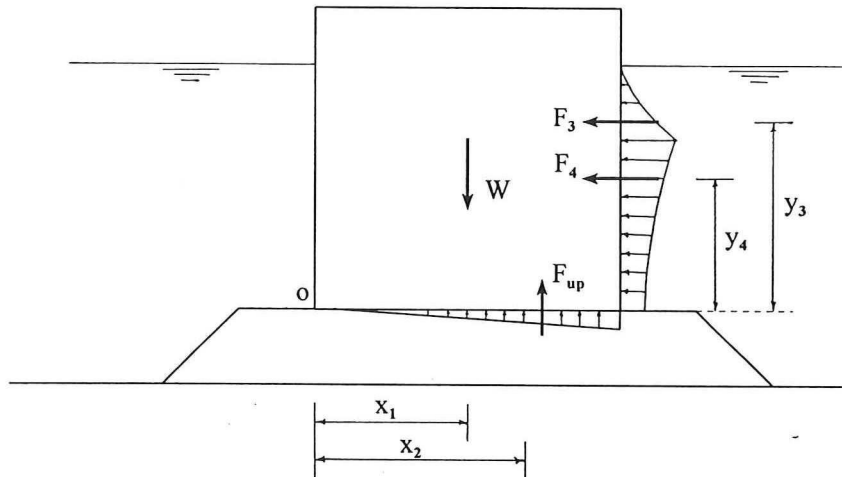
$$p_2 = \rho_w g A \frac{\cosh k(h-d)}{\cosh kh} .$$



Figuur 8 Golfdruk bij een golfdal

Horizontale Golfbelasting

De horizontale kracht die vanuit de landzijde door het water op de wand van de caisson wordt uitgeoefend wordt gevonden door integratie van de druk over de diepte.



Figuur 9 Golfkrachten bij een golfdal

$$F3 = p_1 \frac{\sinh(kh) - \sinh[k(h-A)]}{k \cosh(kh)} - \frac{1}{2} \rho_w g A^2$$

$$F4 = p_1 \frac{\sinh[k(h-A)] - \sinh[k(h-d)]}{k \cosh(kh)}$$

3.2 Gewicht

Het schijnbaar gewicht van de caisson (gewicht - opdriving) wordt bepaald met

$$W = B(d+h_{\text{crest}}) \cdot m \cdot g - B \cdot d \cdot \rho_w \cdot g$$

waarin m = de gemiddelde volumieke massa van de caisson.

3.3 Resulterende belastingen

Bij een *golftop* volgt voor de resulterende horizontale en verticale belasting respectievelijk

$$F_{\text{horiz}} = F1 + F2$$

$$F_{\text{vert}} = W - F_{\text{up}} .$$

Bij een *golfdal* is de resulterende verticale belasting dezelfde als bij een golftop, maar de resulterende horizontale belasting wordt

$$F_{\text{horiz}} = F3 + F4 .$$

3.4 Golfperiode en golflengte

De relatie tussen de golflengte L en de golfperiode T wordt gegeven door

$$L = L_o \tanh \frac{2\pi h}{L} \quad , \quad \text{met} \quad L_o = \frac{gT^2}{2\pi}$$

waarin: g = de zwaartekrachtsversnelling
 h = de waterdiepte.

Bij een bekende golfperiode kan de golflengte L iteratief bepaald worden, maar er zijn ook grafieken en tabellen in de literatuur beschikbaar die hiervoor kunnen worden gebruikt. Voor diepwater ($h > 0,5L_o$) en voor ondiepwater ($h < 0,04L_o$) kunnen de volgende benaderingen gebruikt worden:

$$\begin{aligned} \text{diepwater: } L &= L_o = gT^2/(2\pi) = 1,56 T^2 \\ \text{ondiepwater: } L &= T \cdot \sqrt{gh}. \end{aligned}$$

De golfsteilheid wordt gedefinieerd als

$$s = \frac{H_s}{L} = \frac{2\pi H_s}{gT_p^2}$$

waarin, s = de golfsteilheid
 H_s = de significante golfhoogte
 T_p = de piekperiode.

De relatie tussen de gemiddelde golfperiode T_z en de piekperiode is afhankelijk van de vorm van het golfspectrum. Voor het Pierson Moskowitz- spectrum geldt: $T_p \approx 1,4T_z$, voor het JONSWAP- spectrum geldt: $T_p \approx 1,2T_z$.

3.5 Brekerhoogte

Brekerhoogte $H_{s_{Br}} = \beta \tanh(kh)L$
 waarin $\beta = 0,092$.

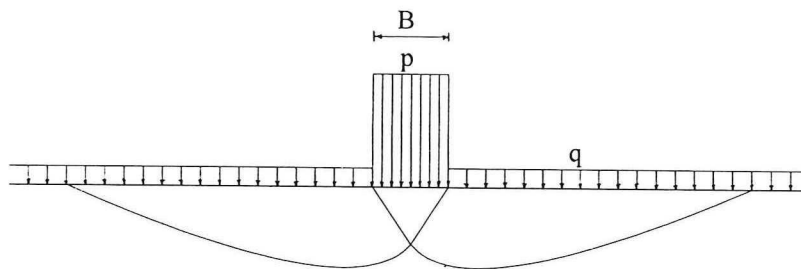
Als de diep water significante golfhoogte kleiner is dan de brekerhoogte ter plaatse van de golfbreker, dan kan met deze significante golfhoogte gerekend worden. Anders moet met een significante golfhoogte die even groot is als de brekerhoogte gerekend worden.

4 Grond draagvermogen

In dit hoofdstuk wordt een berekeningsmethode voor het draagvermogen van grond besproken. De oplossing van Prandtl voor het draagvermogen van een strokenfundering (d.w.z. een oneindig lange stripvormige belasting op een dikke laag grond), uitgebreid met een term voor het eigengewicht van de grond luidt:

$$P_{toel} = cN_c + qN_q + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma$$

waarin, c = de cohesie van de grond
 q = de boven-belasting
 γ = het volumegewicht van de grond
 B = de breedte van het belaste strook



Figuur 10 De wig van Prandtl

N_c , N_q en N_γ zijn dimesieloze constanten die bepaald worden met de volgende uitdrukkingen:

$$N_q = \frac{1 + \sin\phi}{1 - \sin\phi} e^{\pi \tan\phi}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

$$N_\gamma = 1,5(N_q - 1) \tan \phi.$$

Voor het limietgeval $\phi \rightarrow 0$ geldt dat $N_c = 2 + \pi$.

Door Brinch Hansen en anderen is de basisformule uitgebreid met een groot aantal reductiefactoren voor de vorm van de fundering, de richting van de belasting enz.

De formule voor het grond draagvermogen, uitgebreid met de reductiefactoren luidt dan,

$$P_{toel} = s_c i_c N_c c + s_q i_q N_q q + s_\gamma i_\gamma N_\gamma \frac{1}{2} \gamma B_e$$

waarin,

i_c, i_q en i_γ = de factoren voor de belastingsrichting
 s_c, s_q en s_γ = de vorm factoren
 B_e = de effectieve breedte.

Effectieve breedte ~~en effectieve lengte~~

De excentriciteit van de belasting is

$$e = M_B / V$$

De effectieve breedte wordt dan

$$B_e = B - 2e$$

waarin, M_B = het moment om het midden van de belaste strook
 V = de verticale kracht.

Factoren voor de richting van de belasting

Als naast een verticale belasting ook een horizontale belasting werkzaam is, wordt de bezwijkbelasting gereduceerd. Dan moeten de coëfficiënten N_c , N_q en N_γ gereduceerd worden met de volgende factoren:

$$i_c = 1 - t / (c + p \cdot \tan \phi)$$

$$i_q = i_c^2$$

$$i_\gamma = i_c^3.$$

Hierin is $p = V/B_e$ en $t = H/B_e$, met V = de verticale kracht per één meter lengte en H = de horizontale kracht per één meter lengte.

Uiteraard zal de horizontale belasting kleiner moeten zijn dan de kracht waarbij afschuiving zou optreden,

$$t < c + p \cdot \tan\phi.$$

Vormfactoren

Als de fundering niet de vorm van een oneindig strook heeft, maar rechthoekig van vorm is, met effectieve breedte B_e en effectieve lengte L_e (waarbij $L_e \geq B_e$), gebruikt men de volgende vormfactoren:

$$\begin{aligned} s_c &= 1 + 0,2(B_e/L_e) \\ s_q &= 1 + \sin\phi(B_e/L_e) \\ s_\gamma &= 1 + 0,4(B_e/L_e). \end{aligned}$$

In deze studie zal het geval van een oneindige strook beschouwd worden, zodat $s_c = s_q = s_\gamma = 1$.

5 Stabiliteit

De bezwijkmechanismen die onderzocht zullen worden zijn:

1. Het afschuiven van de caisson (fig. 11a)
2. Het kantelen om de hiel van de caisson (fig. 11b)
3. Het landwaarts afschuiven van de stortsteenfundering (fig. 11c)
4. Het landwaarts afschuiven van de ondergrond (bij een golftop) (fig. 11d)
5. Het zeewaarts afschuiven van de ondergrond (bij een golfdal) (fig. 11e)

5.1 Afschuiven

Afschuiven tussen caisson en fundering treedt op wanneer de horizontale belasting op de caisson groter is dan de maximale wrijvingskracht tussen de onderkant van de caisson en de fundering. Voor de stabiliteit wordt dus vereist dat

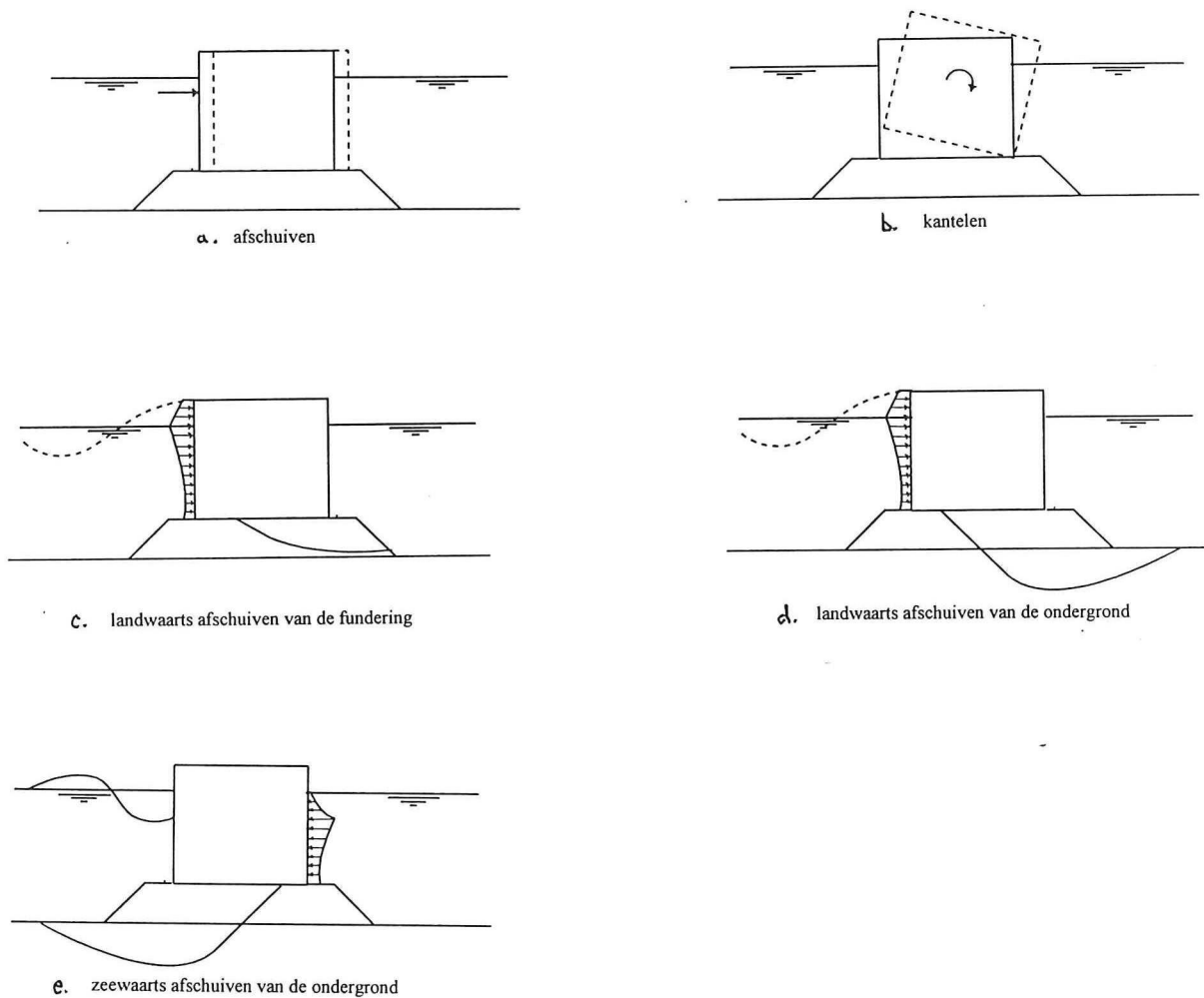
$$F_{\text{horiz}} \leq F_{\text{vert}} \cdot \tan\mu$$

waarin

- F_{horiz} = de resultante van de horizontale belastingen
- F_{vert} = de resultante van de verticale belastingen
- μ = de wrijvingshoek tussen de caisson en de fundering.

De betrouwbaarheidsfunctie voor het afschuiven van de caisson wordt dan:

$$Z = F_{\text{vert}} \cdot \tan\mu - F_{\text{horiz}}$$



Figuur 11 Te onderzoeken bezwijkmechanismen

5.2 Kantelen

Onder kantelen wordt verstaan het verdraaien van de caisson om een willekeurige as. Dit zou kunnen optreden als er geen momentenevenwicht is. Deze situatie is echter niet maatgevend omdat de constructie dan al lang is afgeschoven. Belangrijker is de verdraaiing die kan optreden t.g.v. instabiliteit van de ondergrond. Ten gevolge van de excentrische belasting van het funderingsvlak kan de ondergrond afschuiven en kan de constructie kantelen. Met behulp van de theorie van Prandtl kan het draagvermogen van de ondergrond worden berekend.

Wanneer in dit rapport over kantelen gesproken wordt, moet het kantelen om de hiel van de caisson verstaan worden.

Kantelen om de hiel van de caisson

Voor dit mechanisme wordt het moment om de hiel (punt o in fig.7) van de caisson beschouwd.

Het aandrijvend moment bedraagt

$$M_{aan} = F_1 \cdot y_1 + F_2 \cdot y_2 + F_{up} \cdot x_2$$

en het terugdrijvende moment bedraagt

$$M_{terug} = W \cdot x_1$$

Stabiliteitseis: $M_{aan} < M_{terug}$

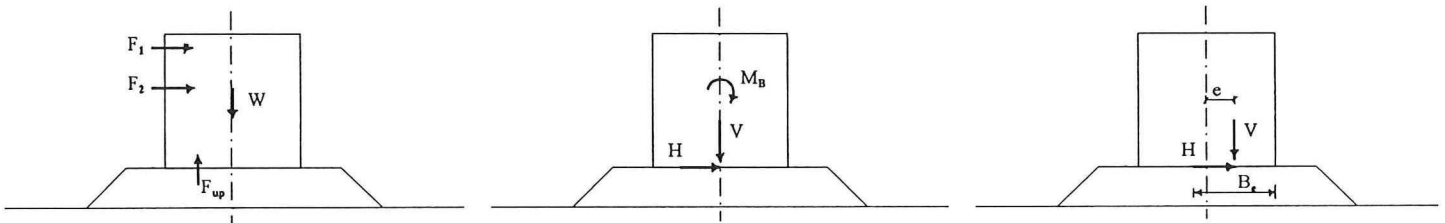
De betrouwbaarheidsfunctie voor het kantelen van de caisson wordt dan

$$Z = W \cdot X_1 - (F_1 \cdot y_1 + F_2 \cdot y_2 + F_{up} \cdot x_2)$$

5.3 Het bezwijken van de stortsteen fundering

De sterkte van de grond in de funderingslaag moet groot zijn om de optredende extreme belastingen op te kunnen nemen. De toelaatbare gronddruk in de funderingslaag wordt bepaald met de methode van Brinch Hansen

$$p_{toel} = s_o \cdot i_\gamma \cdot N_\gamma \cdot 0,5 \cdot \gamma \cdot B_e + s_c \cdot i_c \cdot N_c \cdot c + s_q \cdot i_q \cdot N_q \cdot q$$



Figuur 12 Belastingen op de stortsteenfundering

De aanwezige gronddruk is

$$p = V/B_e$$

waarin

V = de resultante van de verticale belastingen ($=F_{vert}$)

$B_e = (B-2e)$ = de effectieve breedte.

($s_\gamma, i_\gamma, N_\gamma, \gamma, s_c, i_c, N_c, c$, en q zijn besproken in hoofdstuk 4)

De betrouwbaarheidsfunctie voor het draagvermogen van de fundering wordt dan

$$Z = p_{toel} - p.$$

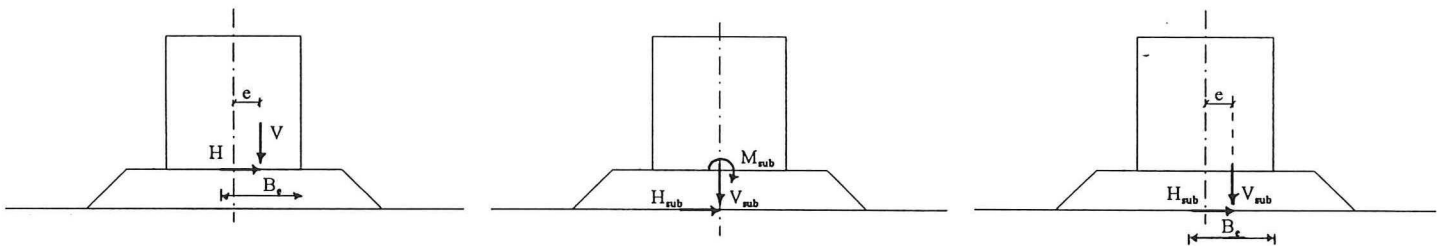
5.4 Het bezwijken van de ondergrond

In tegenstelling to het in de vorige paragraaf genoemde bezwijkmechanisme wordt in dit geval gekeken of de toelaatbare gronddruk in de ondergrond (d.w.z. de grond onder de funderingslaag) wel of niet wordt overschreden.

De belastingen op de funderingslaag worden naar de ondergrond overgedragen door de volgende uitdrukkingen

$$\begin{aligned} V_{sub} &= V + \gamma_{bed} \cdot h_{bed} \cdot B_e \\ H_{sub} &= H \\ M_{sub} &= M_B + H \cdot h_{bed} \end{aligned}$$

waarin h_{bed} = de hoogte van de funderingslaag ($h_{bed} = h-d$)
 γ_{bed} = het onderwater volumegewicht van de grond in de funderingslaag.



Figuur 13 Belastingen op de ondergrond

De toelaatbare gronddruk in de ondergrond wordt bepaald met

$$p_{toel} = s_\gamma \cdot i_\gamma \cdot N_\gamma \cdot 0,5 \cdot \gamma \cdot B_{eff} + s_c \cdot i_c \cdot N_c \cdot c + s_q \cdot i_q \cdot N_q \cdot q$$

en de aanwezige gronddruk is

$$p = V_{sub} / B_{eff}$$

Er wordt verondersteld dat de verticale belasting boven de stortsteenfundering wordt gespreid onder 45° . De effectieve breedte B_{sub} wordt dan

$$\begin{aligned} B_{sub} &= B_{bed} + 2(h-d)\tan 45^\circ - 2e \\ &= B_{bed} + 2(h-d) - 2e \end{aligned}$$

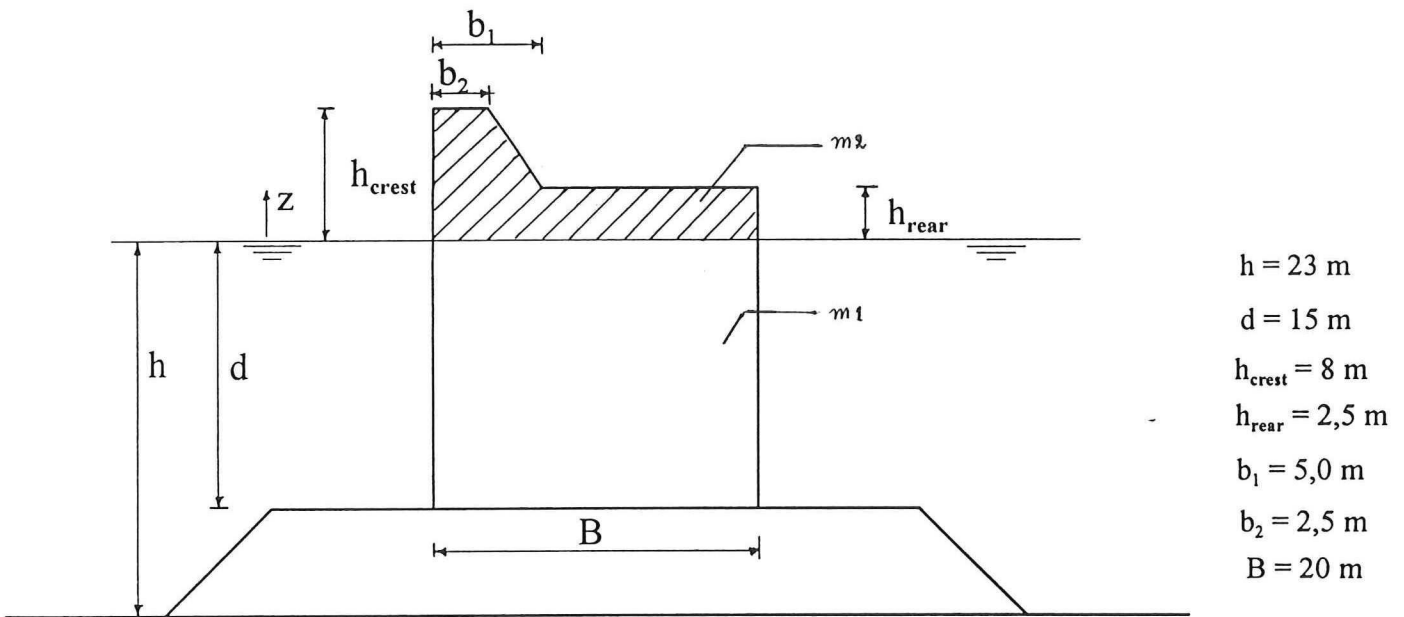
waarin $e = M_{sub} / V_{sub}$.

De betrouwbaarheidsfunctie voor het draagvermogen van de fundering wordt dan

$$Z = p_{toel} - p$$

6 Golfbrekergeometrie en keuze van de Parameters

De geometrische grootheden van de beschouwde golfbreker zijn in figuur 14 aangegeven.



Figuur 14 Golfbrekergeometrie

De ondergrond waarop de golfbreker staat gegundeerd bestaat uit klei. De massadichtheid van (zee-)water wordt verondersteld een deterministische grootheid te zijn met een waarde van 1030 kg/m^3 .

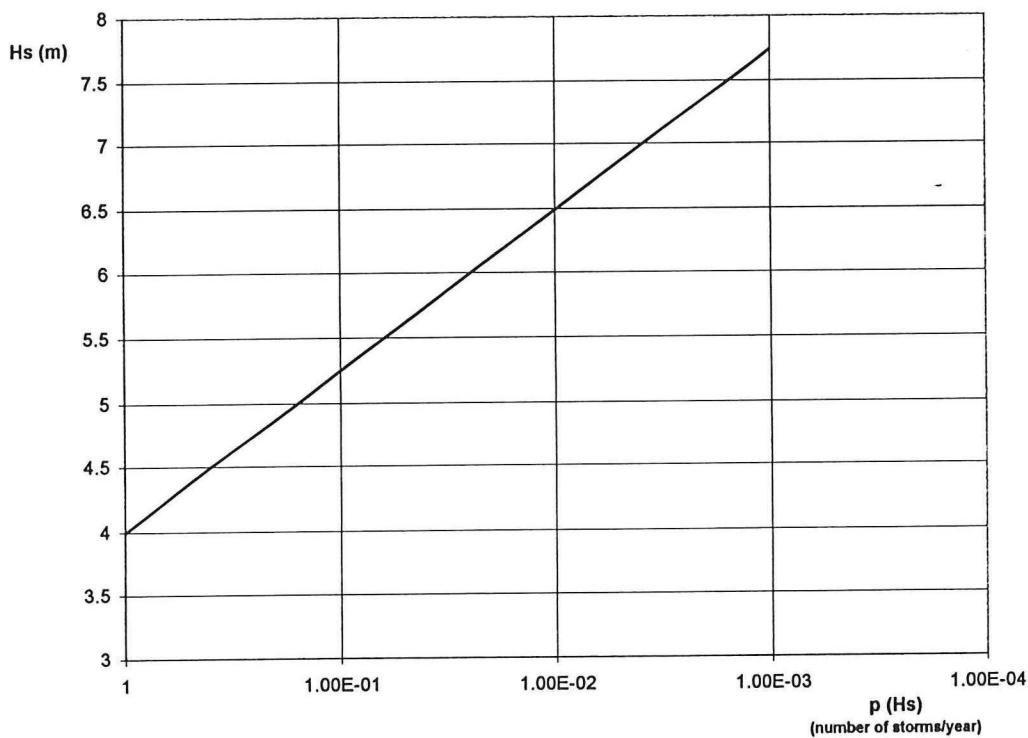
De gemiddelde massadichtheid van het gedeelte van de caisson dat onder het stilwaterniveau ligt (m_1), wordt verondersteld normaal verdeeld te zijn met een gemiddelde van 2100 kg/m^3 en een standaardafwijking van 50 kg/m^3 . Het gedeelte van de caisson dat boven het stilwaterniveau ligt bestaat uit beton met een volumieke massa van gemiddeld 2300 kg/m^3 en standaardafwijking van 10 kg/m^3 . Ook deze wordt verondersteld een normale verdeling te hebben.

De reflectiecoëfficiënt van de caisson α , de hoek van inwendige wrijving voor de stortsteen ϕ en de golfsteilheid s worden verondersteld normaal verdeeld te zijn met de volgende waarden voor de gemiddelde en standaardafwijking:

	μ	σ
α	0,8	0,1
ϕ	45°	5°
s	3.75%	0.75%

6.1 Golfklimaat

Voor de significante golfhoogte is het golfklimaat in de Noordzee aangenomen zoals geschetst in figuur 15 (bron: dictaat Breakwater Design, F5).



Figuur 15 Golfklimaat

Uit fig.11 kan afgeleid worden dat H_s beschreven kan worden met een Weibull verdeling

$$F_{H_s}(x) = 1 - e^{-\frac{(x-A)^C}{B}}$$

met $A=4$, $B=0.542$ en $C=1$.

Een Weibull verdeling met de parameter $C=1$ is dezelfde als een exponentiële verdeling, zodat het gemiddelde $\mu=A+B$ en de standaardafwijking $\sigma=B$. De significante golfhoogte heeft dus een gemiddelde $\mu_{H_s} = 4.542$ m en standaardafwijking $\sigma_{H_s} = 0.542$ m.

6.2 Extreme waarde verdeling

De kans dat een individuele golfhoogte \underline{H} kleiner dan of hoogstens gelijk aan een zekere golfhoogte H is, kan gemodelleerd worden met de volgende Rayleigh verdeling (Battjes 1984):

$$P(\underline{H} \leq H) = F_{\underline{H}}(H) \approx 1 - \exp\{-2(H/H_s)^2\}$$

waarin H_s = de significante golfhoogte.

De overschrijdingskans van de golfhoogte wordt hier korthedshalve aangeduid met Q , waarin

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

De verdeling van de golfhoogte H kan dan geschreven worden als

$$F_{\underline{H}}(H) = 1 - Q$$

Gegeven de verdeling $F_{\underline{x}}(x)$, dan is per definitie de kans dat de variabele \underline{x} kleiner dan of hoogstens gelijk is aan een zekere vaste waarde x , gelijk aan $F_{\underline{x}}(x)$:

$$P(\underline{H} \leq H) = F_{\underline{H}}(H).$$

De kans dat de hoogste van N trekkingen uit de verdeling $F_{\underline{x}}(x)$ kleiner is dan een zekere waarde x wordt gegeven door

$$F_E(x) = F_{\underline{x}}(x) \cdot F_{\underline{x}}(x) \cdot F_{\underline{x}}(x) \cdot \dots = F_{\underline{x}}^N(x).$$

De verdeling van de hoogte van N trekkingen uit een basisverdeling wordt een extreme waarde verdeling $F_E(x)$ voor maxima genoemd.

Op dezelfde wijze kan de extreme waarde verdeling van RaylExtr ($=H/H_s$) worden afgeleid:

$$F_E(x) = (1-Q)^N$$

waarin, N = het aantal golven in een storm
 $Q = \exp\{-2x^2\}$.

Voor extreme waarden is echter alleen het bereik $Q \ll 1$ van belang. Via de identiteit

$$(1-Q)^N = \exp\{\ln(1-Q)^N\} = \exp\{N \cdot \ln(1-Q)\}$$

en de benadering

$$\ln(1-Q) \approx -Q \quad \text{als } Q \ll 1$$

kan $F_E(x)$ dan worden benaderd met

$$F_E(x) = (1-Q)^N \approx \exp(-NQ) = \exp\{-N \cdot \exp(-2x^2)\}.$$

Een alternatieve benadering die tot hetzelfde resultaat leidt wordt gevonden door $(1-Q)^N$ te ontwikkelen met het binomium van Newton en de exponent met een reeks-ontwikkeling van Taylor:

$$(1-Q)^N = 1 - NQ + \frac{N(N-1)Q^2}{2!} - \frac{N(N-1)(N-2)Q^3}{3!} \dots$$

$$\exp(-NQ) = 1 - NQ + \frac{(NQ)^2}{2!} - \frac{(NQ)^3}{3!} \dots$$

De benadering $(1-Q)^N \approx \exp(-NQ)$ is inderdaad correct als $N \gg 1$ en $Q \ll 1$.

Met $Q = \exp(-2x^2)$ volgt voor de extreme waarde verdeling dus

$$F(x) = \exp\{-N \cdot \exp(-2x^2)\}.$$

In het computerprogramma dat niveau II berekeningen maakt staat de extreme waarde verdeling in de volgende vorm

$$F(x) = \exp\left\{-\exp\left(-\frac{x^2-A}{B}\right)\right\}.$$

Door beide vergelijkingen gelijk te stellen kunnen de parameters A en B bepaald worden, want

$$\begin{aligned} F(x) &= \exp\{-N \exp(-2x^2)\} \\ &= \exp\{-\exp(\ln N) \cdot \exp(-2x^2)\} \\ &= \exp\{-\exp(-2x^2 - \ln N)\} \end{aligned}$$

dus moet gelden dat $2x^2 - \ln N = (x^2 - A)/B$, waaruit volgt dat $B = 0,5$ en $A = B \cdot \ln N$.

Het aantal golven in een storm volgt uit

$$N = \text{golfduur} / T_z$$

waarin $T_z =$ de gemiddelde golfperiode.

Voor de berekeningen in dit rapport wordt verondersteld dat een storm een duur van 6 uur heeft. Indien verder verondersteld wordt dat het golfspectrum de vorm van een Pierson Moskowitz- spectrum heeft, kan de gemiddelde golfperiode bepaald worden uit de relatie

$$s = 2\pi H_s / (g T_p^2) \quad \text{en} \quad T_p = 1,4 \cdot T_z.$$

Met $s = 3,75\%$ en $H_s = 4,542$ m volgt een piekperiode van $T_p = 8,81$ s. Zodat voor de gemiddelde golfperiode geldt $T_z = 6,29$ s.

Het aantal golven in een storm volgt nu uit

$$N = \text{golfduur} / T_z = 6 \cdot 3600 / 6,29 = 3434.$$

Als aangenomen wordt dat $N = 3000$ volgt nu voor de parameter A van de extreme waarde verdeling:
 $A = 0,5 \cdot \ln N = 4$.

6.3 Grondeigenschappen

De ondergrond waarop de golfbreker staat gefundeerd bestaat uit klei. De keuze van de grondparameters c (cohesie) en ϕ (wrijvingshoek) hangt onder andere van de geschiedenis van de grond (of de grond ooit belast is geweest) en de wijze van belasting (snel of langzaam belast). Voor het opnemen van schuifspanningen zijn alleen de korrelspanningen belangrijk, want waterspanningen leveren geen bijdrage aan de schuifsterkte van de grond. Bij een snelle triaxiaalproef op klei neemt de waterspanning snel toe terwijl de korrelspanning vrijwel ongewijzigd blijft. De parameters die in zo'n geval gebruikt moeten worden zijn, zijn de ongedraineerde schuifsterkte een wrijvingshoek gelijk aan nul.

Indien de belasting langzaam aangebracht wordt krijgt het water de gelegenheid uit de kleilagen te ontsnappen, en kan gerekend worden met een cohesie c (die afhangt van de grootste belasting die ooit op de grond heeft gewerkt en de aanwezige belasting) en met de wrijvingshoek ϕ van de klei. De schuifsterkte van klei kan geschat worden met (Skempton):

$$c_u = k_c \cdot \sigma'_{v,\max} + \sigma'_v \cdot \tan \phi$$

waarin $k_c \approx 0,22$

$\sigma'_{v,\max}$ = de maximale verticale belasting die ooit op de grond gewerkt heeft

σ'_v = de aanwezige verticale belasting

(N.B.: Het accentje duidt erop dat het om korrelspanningen gaat.)

De eerste term in het rechterlid van de vergelijking is de cohesie c van de grond.

Ten behoeve van een schatting van de cohesie van de ondergrond waarop de golfbreker staat gefundeerd, wordt verondersteld dat $\sigma'_{v,\max} = 100 \text{ KN/m}^2$ (bijvoorbeeld omdat er vroeger een zandlaag van ca. 10^m hoog boven de grond gelegen heeft, die later is weggehaald). Verder worden de volgende grondparameters voor de klei aangenomen:

wrijvingshoek $\phi = 17,5^\circ$

natte gewicht $\gamma_n = 19 \text{ KN/m}^3$.

Zoals hierboven beschreven maakt het voor de ondergrond heel veel uit of de verticale belasting snel dan wel langzaam wordt aangebracht. Daarom zullen er twee gevallen apart bekeken moeten worden. Namelijk vóór consolidatie, d.w.z. als de belasting snel wordt aangebracht, en na consolidatie, d.i. nadat het water uit de kleilagen verdwenen is. Golven zijn snel, maar de golfbelasting die op de golfbreker werkt is voornamelijk horizontaal gericht en veroorzaakt dus schuifspanningen. De schuifspanningen kunnen niet door water opgenomen worden. Dus of de golven snel zijn of niet, maakt het geen verschil voor de bepaling van de schuifsterkte van de grond.

Vóór consolidatie

Indien de verticale belasting (het gewicht van de stortsteenfundering en de caisson) snel op de ondergrond wordt aangebracht, heeft de klei geen gelegenheid gekregen om te consolideren. Er moet alleen met de aangenomen $\sigma'_{v,\max} = 100 \text{ KN/m}^2$ gerekend worden, zodat voor de parameters ϕ en c volgt:

$$\phi = 0$$

$$c = k_c \cdot \sigma'_{v,max} = 0,22 \cdot 100 = 22 \text{ KN/m}^2$$

Een simpele berekening laat zien dat met deze parameters ($c=22\text{KN/m}^2$ en $\phi=0$) de ondergrond onvoldoende draagvermogen bezit om het gewicht van de golfbreker te kunnen dragen. Er wordt dus aanbevolen om de golfbreker stapsgewijs langzaam te bouwen. Bijvoorbeeld door na het aanbrengen van de stortsteenfundering voldoende lang te wachten met het aanbrengen van de caisson, om de grond gelegenheid te geven te consolideren.

Na consolidatie

Als de grond geconsolideerd is, kan de cohesie van de bovenste kleilaag geschat worden met $c=k_c \cdot \sigma'_{v,max}$. In dit geval kan voor $\sigma'_{v,max}$ de verticale belasting boven de grond genomen worden ($\sigma'_{v,max}=291 \text{ KN/m}^2$, zie de resultaten van de deterministische berekening). Voor de parameters ϕ en c geldt dus

$$\phi = 17,5^\circ$$

$$c = k_c \cdot \sigma'_{v,max} = 0,22 \cdot 291 = 64 \text{ KN/m}^2.$$

Voor het ontwerp van de golfbreker in dit rapport is alleen de situatie na consolidatie bekeken, en er wordt aangenomen dat $c = 64 \text{ KN/m}^2$.

7 Probabilistische Ontwerp Methoden

7.1 Algemeen

Om de faalkans van een constructie te bestuderen moet voldoende informatie over het systeem verzameld worden. Alle stochastische grootheden die de belasting en de sterkte beïnvloeden moeten door hun kansdichtheidsfuncties beschreven worden. Het bezwijkcriterium van elk component van het totale systeem moet onderzocht worden. Om het verband tussen de afzonderlijke componenten en hun invloed op de totale systeem te bestuderen kan gebruik worden gemaakt van een foutenboom. Voor de bepaling van de faalkans van een systeem kunnen drie methoden onderscheid worden.

Niveau I methode

Voor elk stochastische variabele wordt een bepaalde ongunstige waarde gekozen, de zogenaamde karakteristieke waarde. Door middel van een verzameling partiële veiligheidsfactoren wordt een afstand geschapen tussen de karakteristieke waarden van de sterkte en belasting.

Niveau II methode

Op dit niveau wordt de betrouwbaarheidsfunctie rond een bepaald punt gelineariseerd. Hierbij maakt men weer onderscheid tussen drie methoden:

- gemiddelde waarde - eerste orde - tweede moment methode (mean value approach): men voert linearisatie uit door de gemiddelde waarden van de variabelen te gebruiken.
- verfijnde - eerste orde - tweede moment methoden (advanced first order - second moment approach): de betrouwbaarheidsfunctie wordt gelineariseerd rond het punt met de hoogste kansdichtheid (ontwerppunt).

Beide methoden veronderstellen dat alle stochastische variabelen normaal verdeeld zijn. Indien sommige van de variabelen niet normaal verdeeld zijn geeft de volgende methode een betere benadering.

- Approximate Full Distribution Approach (AFDA): de exacte verdeling van de basisvariabelen wordt via een normale verdeling zodanig benaderd dat de overschrijdingskans en de kansdichtheid in het ontwerp punt voor de exacte en de benaderende verdeling gelijk zijn.

Niveau III methode

Op dit niveau wordt een exacte berekening van de faalkans gemaakt op grond van de exacte kansdichtheidsfuncties van alle variabelen. Methoden die daarbij gebruikt worden zijn:

- convolutie-integraal: een volledige integratie van de gezamenlijke kansdichtheidsfunctie van de variabelen.
- Monte Carlo simulatie: voor alle variabelen van de betrouwbaarheidsfunctie wordt een waarde getrokken uit de bijbehorende verdelingen.

In de volgende paragraaf wordt een korte beschrijving van de werkwijze bij een niveau II methode (Approximate Full Distribution Approach) gegeven.

7.2 Niveau II Probabilistisch Ontwerp Methode

De betrouwbaarheidsfunctie voor een bepaald bezwijkmechanisme kan (afgezien van deterministische constanten) geschreven worden als

$$Z = R(X_1, \dots, X_j) - S(X_{j+1}, \dots, X_n) = 0$$

waarin: R = sterkte
 S = belasting
 X_i = stochastische variabele

Variabelen die een niet normale verdeling bezitten worden in de "Approximate Full Distribution Approach" methode benaderd door een normale verdeling.

In niveau II analyse (verfijnde - eerste orde - tweede moment methoden) wordt een zogenaamde ontwerp punt (design point) X^* bepaald. Het ontwerp punt is het punt van de bezwijkgrens $Z = 0$ met de hoogste kansdichtheid, m.a.w. het ontwerp punt is het meest waarschijnlijke bezwijkpunt. Men tracht nu de Z functie rond het ontwerp punt X^* te lineariseren. Een eerste benadering van de nog onbekende gelineariseerde bezwijkgrens is

$$Z \approx Z(X_1^*, X_2^*, \dots, X_n^*) + \sum_{i=1}^n \frac{\partial Z}{\partial X_i} (X_i - X_i^*) = 0$$

De gemiddelde en standaard-afwijking van Z worden bepaald met

$$\mu_Z = Z(X_1^*, X_2^*, \dots, X_n^*) + \sum_{i=1}^n \frac{\partial Z}{\partial X_i} (\mu_{X_i} - X_i^*)$$

en

$$\sigma_Z = \left(\sum_{i=1}^n \left(\frac{\partial Z}{\partial X_i} \right)^2 \cdot \sigma_{X_i}^2 \right)^{1/2}$$

Een nieuwe schatting van het ontwerp punt wordt gegeven door

$$X_i^* = \mu_{X_i} - \alpha_i \beta \sigma_{X_i}$$

waarin

$$\alpha_i = \frac{\frac{\partial Z}{\partial X_i} \cdot \sigma_{X_i}}{\left(\sum_{j=1}^n \left(\frac{\partial Z}{\partial X_j} \right)^2 \cdot \sigma_{X_j}^2 \right)^{1/2}}$$

en

$$\beta = \frac{\mu_Z}{\sigma_Z}$$

De procedure wordt herhaald totdat een stabiele waarde voor het ontwerp punt gevonden wordt.

Als de betrouwbaarheidsfunctie niet erg niet-lineair is, kan de bezwijkkans P_b met een redelijke nauwkeurigheid bepaald worden uit

$$P_b = 1 - \Phi_N(-\beta)$$

waarin Φ_N de verdelingsfunctie voor de standaard normale verdeling is.

De componenten van de α^2 -vector geven een indicatie van de relatieve bijdrage van iedere variabele in de variantie van de betrouwbaarheidsfunctie.

8 Deterministische Berekening

Van de golfbreker die in hoofdstuk 6 besproken werd, is een ontwerp berekening gemaakt volgens een deterministische benadering. Voor deze berekening wordt een ontwerp significante golfhoogte die eens in de 20 jaar overschreden wordt gekozen.

8.1 Invoergegevens

Bij deterministische berekening zijn, naast de in figuur 14 in hoofdstuk 6 gegeven geometrische grootheden, de volgende invoerwaarden gehanteerd:

$$\begin{aligned}
 m_1 &= 2100 \text{ kg/m}^3 \\
 m_2 &= 2300 \text{ kg/m}^3 \\
 H_s &= 5,62 \text{ m} \quad (\text{overschrijdingkans van } 1/20 \text{ jaar}) \\
 s &= 3,75\% \\
 \text{RaylExtr} &= 2 \\
 \rho_w &= 1030 \text{ kg/m}^3 \\
 \alpha &= 0,8 \\
 \phi_{\text{bed}} &= 45^\circ \quad (\text{wrijvingshoek voor storsteen}) \\
 c_{\text{bed}} &= 0 \quad (\text{cohesie voor stortsteen}) \\
 \gamma_{\text{bed}} &= 10 \text{ KN/m}^3 \quad (\text{onderwatergewicht voor stortsteen}) \\
 \phi_{\text{sub}} &= 17,5^\circ \quad (\text{wrijvingshoek voor de klei}) \\
 c_{\text{sub}} &= 64 \text{ KN/m}^2 \quad (\text{cohesie voor de klei}) \\
 \gamma_{\text{sub}} &= 9 \text{ KN/m}^3 \quad (\text{onderwatergewicht voor klei}).
 \end{aligned}$$

8.2 Berekeningsresultaten

In de volgende paragrafen worden de belangrijkste berekeningsresultaten gegeven. Een uitgebreidere uitwerking is in bijlage I te vinden. De berekeningen zijn gemaakt voor één meter golfbrekerlengte. Alle belastingsgrootheden die hier gegeven worden, zijn dus per strekkende meter lengte.

8.2.1 Algemeen

$$\begin{aligned}
 T_m &= 7,0 \text{ s} \\
 k &= 0,086 \text{ m}^{-1} \\
 L &= 73,5 \text{ m} \\
 H_{sBr} &= 6,5 \text{ m} \quad (\text{brekerhoogte}) \\
 A_i &= 10,1 \text{ m} \\
 W &= 4742 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

Brinch Hansen factoren voor de storsteenfundering

$$\begin{array}{lll}
 s_c = 1,000 & i_c = 0,681 & N_c = 133,874 \\
 s_q = 1,000 & i_q = 0,464 & N_q = 134,874 \\
 s_\gamma = 1,000 & i_\gamma = 0,316 & N_\gamma = 200,811
 \end{array}$$

Brinch Hansen factoren voor de ondergrond

$$\begin{array}{lll}
 s_c = 1,000 & i_c = 0,516 & N_c = 12,713 \\
 s_q = 1,000 & i_q = 0,266 & N_q = 5,008 \\
 s_\gamma = 1,000 & i_\gamma = 0,137 & N_\gamma = 1,896
 \end{array}$$

8.2.2 Berekeningen bij een golftop

Golfbelasting

$$\begin{aligned}
 P_{\text{crest}} &= 21381 \text{ N/m}^2 \\
 P_{\text{swl}} &= 102215 \text{ N/m}^2 \\
 P_{\text{bottom}} &= 34870 \text{ N/m}^2
 \end{aligned}$$

$$F1 = 494 \text{ KN}$$

$$F2 = 907 \text{ KN}$$

$$F_{\text{up}} = 349 \text{ KN}$$

$$F_{\text{vert}} = 4393 \text{ KN}$$

$$F_{\text{horiz}} = 1401 \text{ KN}$$

$$x1 = 10,45 \text{ m}; \quad x2 = 13,33 \text{ m}; \quad y1 = 18,15 \text{ m}; \quad y2 = 8,93 \text{ m}$$

Stabiliteit

Afschuiven

Stabiliteitseis: $F_{\text{horiz}} \leq F_{\text{vert}} \cdot \tan\mu$, waarin $\mu = \frac{2}{3} \cdot \phi = 30^\circ$.

Veiligheidsfactor, $\gamma_1 = F_{\text{vert}} \cdot \tan\mu / F_{\text{horiz}} = \underline{1,81}$.

Kantelen

Aandrijvendmoment, $M^- = F1 \cdot y1 + F2 \cdot y2 + F_{\text{up}} \cdot x2 = 21,72 \text{ KNm}$

Terugdrijvendmoment, $M^+ = W \cdot x1 = 49,55 \text{ KNm}$

Stabiliteitseis: $M^- \leq M^+$

Veiligheidsfactor, $\gamma_2 = M^+ / M^- = \underline{2,28}$.

Bezwijken van de stortsteenfundering

Aanwezige belasting, $p = V/B_e = 346 \text{ KN/m}^2$.

Toelaatbare belasting, $p_{\text{toel}} = 4022 \text{ KN/m}^2$.

Veiligheidsfactor, $\gamma_3 = p_{\text{toel}} / p = \underline{11,6}$.

Bezwijken van de ondergrond

Aanwezige belasting, $p = V_{\text{sub}}/B_{\text{cSub}} = 291 \text{ KN/m}^2$.

Toelaatbare belasting, $p_{\text{toel}} = 441 \text{ KN/m}^2$.

Veiligheidsfactor, $\gamma_4 = p_{\text{toel}} / p = \underline{1,51}$.

8.2.3 Berekeningen bij een golfdal

Golfbelasting

$$p_1 = 102215 \text{ N/m}^2$$

$$p_2 = 34870 \text{ N/m}^2$$

$$F3 = 193 \text{ KN}$$

$$F4 = 197 \text{ KN}$$

$$F_{\text{up}} = 349 \text{ KN}$$

$$F_{\text{vert}} = 4393 \text{ KN}$$

$$F_{\text{horiz}} = 390 \text{ KN}$$

$$x1 = 10,45 \text{ m}; \quad x2 = 13,33 \text{ m}; \quad y3 = 8,05 \text{ m}; \quad y4 = 2,57 \text{ m}$$

Stabiliteit

Afschuiven

Stabiliteitseis: $F_{\text{horiz}} \leq F_{\text{vert}} \cdot \tan\mu$, waarin $\mu = (2/3) \cdot \phi = 30^\circ$.

Veiligheidsfactor, $\gamma_1 = F_{\text{vert}} \cdot \tan\mu / F_{\text{horiz}} = 6,5$

Kantelen

Aandrijvendmoment, $M^- = F_3 \cdot y_3 + F_4 \cdot y_4 + F_{\text{up}} \cdot x_2 = 6706 \text{ KNm}$

Terugdrijvendmoment, $M^+ = W \cdot (B-x_1) = 45286 \text{ KNm}$

Stabiliteitseis: $M^- \leq M^+$

Veiligheidsfactor, $\gamma_2 = M^+ / M^- = 6,7$

Bezwijken van de stortsteenfundering

Aanwezige belasting, $p = V/B_e = 250 \text{ KN/m}^2$.

Toelaatbare belasting, $p_{\text{toel}} = 13344 \text{ KN/m}^2$.

Veiligheidsfactor, $\gamma_3 = p_{\text{toel}} / p = 53$

Bezwijken van de ondergrond

Aanwezige belasting, $p = V_{\text{sub}}/B_{\text{eSub}} = 189 \text{ KN/m}^2$.

Toelaatbare belasting, $p_{\text{toel}} = 918 \text{ KN/m}^2$.

Veiligheidsfactor, $\gamma_4 = p_{\text{toel}} / p = 4,8$

9 Niveau II Probabilistische Berekeningen

9.1 Invoer

Voor de bezwijkmechanismen waarvan de betrouwbaarheidsfuncties in hoofdstuk 4 gegeven zijn, zijn niveau II berekeningen uitgevoerd. De verdelingstypen, de parameters voor de verdelingsfuncties en de startwaarden (gemiddelden) van een "Approximate Full Distribution Approach" zijn nog eens in onderstaande tabel op een rijtje gezet.

Naam	Verdeling	A	B	C	Mu	Si	Eenheid
m1	N	0	0	0	2100	50	kg/m ³
m2	N	0	0	0	2300	10	kg/m ³
alfa	N	0	0	0	0.8	0.1	-
phi_bed	N	0	0	0	45	2.5	graden
Hs	W	4	0.542	1	4.542	0.542	m
s	N	0	0	0	0.0375	0.0075	-
RaylExtr	R	3.75	0.5	1	2	0.1	-
c_bed	N	0	0	0	0	0	N/m ³
gamma_bed	N	0	0	0	10000	1000	N/m ³
phi_sub	N	0	0	0	17.5	2.5	graden
c_sub	N	0	0	0	64000	5000	N/m ³
gamma_sub	N	0	0	0	9000	800	N/m ³

9.2 Uitvoer

Met de in paragraaf 9.1 gegeven invoerwaarden worden de volgende berekeningsresultaten verkregen.

Mechanisme: Afschuiven

Beta = 2.853

Faalkans = 2.20e-03

Naam	Verdeling	Mu	Si	X*	alfa ²
m1	N	2100	50	2088,373	0,0066
m2	N	2300	10	2299,891	0
alfa	N	0,8	0,1	0,846	0,0257
phi_bed	N	45	5	40,343	0,1066
Hs	W	2,956	1,519	6,727	0,7571
s	N	0,038	0,008	0,033	0,0406
RaylExtr	R	1,971	0,178	2,099	0,0633
c_bed	N	0	0	0	0
gamma_bed	N	10000	1000	10000	0
phi_sub	N	17,5	2,5	17,5	0
c_sub	N	64000	5000	64000	0
gamma_sub	N	9000	800	9000	0

Aantal iteraties = 6

Mechanisme: Kantelen

Beta = 3.769

Faalkans = 8.20e-05

Naam	Verdeling	Mu	Si	X*	alfa ²
m1	N	2100	50	2083,412	0,0077
m2	N	2300	10	2299,844	0
alfa	N	0,8	0,1	0,864	0,0292
phi_bed	N	45	5	45	0
Hs	W	1,461	2,021	8,494	0,8526
s	N	0,038	0,008	0,033	0,0247
RaylExtr	R	1,951	0,2	2,172	0,0857
c_bed	N	0	0	0	0
gamma_bed	N	10000	1000	10000	0
phi_sub	N	17,5	2,5	17,5	0
c_sub	N	64000	5000	64000	0
gamma_sub	N	9000	800	9000	0

Aantal iteraties = 5

Mechanisme: Bezwijken van de stortsteenfundering

Beta = 2.463

Faalkans = 6.90e-03

Naam	Verdeling	Mu	Si	X*	alfa ²
m1	N	2100	50	2093,187	0,0031
m2	N	2300	10	2299,936	0
alfa	N	0,8	0,1	0,837	0,0224
phi_bed	N	45	5	37,304	0,3904
Hs	W	3,705	1,165	5,743	0,5043
s	N	0,038	0,008	0,034	0,0268
RaylExtr	R	1,976	0,17	2,071	0,051
c_bed	N	0	0	0	0
gamma_bed	N	10000	1000	9885,771	0,0022
phi_sub	N	17,5	2,5	17,5	0
c_sub	N	64000	5000	64000	0
gamma_sub	N	9000	800	9000	0

Aantal iteraties = 10

Mechanisme: Bezwijken van de ondergrond bij een golftop

Beta = 1.844

Faalkans = 3.30e-02

Naam	Verdeling	Mu	Si	X*	alfa ²
m1	N	2100	50	2095,568	0,0023
m2	N	2300	10	2299,958	0
alfa	N	0,8	0,1	0,836	0,0379
phi_bed	N	45	5	45	0
Hs	W	3,798	1,11	5,606	0,7814
s	N	0,038	0,008	0,035	0,0369
RaylExtr	R	1,976	0,169	2,068	0,0857
c_bed		0	0	0	0
gamma_bed	N	10000	1000	9975,546	0
phi_sub	N	17,5	2,5	16,496	0,0474
c_sub	N	64000	5000	63166,18	0,0082
gamma_sub	N	9000	800	8997,56	0

Aantal iteraties = 5

Mechanisme: Bezwijken van de ondergrond bij een golfdal

Beta = 6.228

Faalkans = 2.40e-10

Naam	Verdeling	Mu	Si	X*	alfa ²
m1	N	2100	50	2083,621	0,0028
m2	N	2300	10	2299,846	0
alfa	N	0,8	0,1	0,85	0,0063
phi_bed	N	45	5	45	0
Hs	W	2,692	1,621	7,056	0,1868
s	N	0,038	0,008	0,004	0,5071
RaylExtr	R	1,968	0,182	2,112	0,0161
c_bed	N	0	0	0	0
gamma_bed	N	10000	1000	9928,637	0
phi_sub	N	17,5	2,5	10,327	0,2122
c_sub	N	64000	5000	55852,32	0,0685
gamma_sub	N	9000	800	8987,142	0

Aantal iteraties = 14

Uit de resultaten van de niveau II berekeningen is te zien dat van alle mechanismen het bezwijken van de ondergrond de grootste faalkans heeft ($P_b = 3,3 \cdot 10^{-2}$). De mechanismen afschuiven en het bezwijken van de stortsteenfundering hebben faalkansen van $2,2 \cdot 10^{-3}$ en $6,9 \cdot 10^{-3}$ respectievelijk. Het kantelen van de caisson heeft een erg kleine faalkans van $P_b = 8,2 \cdot 10^{-5}$. Bij een zich terugtrekkende golf (golfdal), is de faalkans van de ondergrond nog veel kleiner ($P_b = 2,4 \cdot 10^{-10}$), zodat het verwaarloosd kan worden.

De significante golfhoogte (H_s) speelt bij alle mechanismen een belangrijke rol. Bij het afschuiven en kantelen van de caisson is de bijdrage van de variantie van H_s in de variantie van de bijbehorende betrouwbaarheidsfuncties $\alpha^2 = 76\%$ en $\alpha^2 = 85\%$ respectievelijk. Bij het bezwijken van de stortsteenfundering, heeft de variantie van de wrijvingshoek van de stortsteen een belangrijke bijdrage, namelijk $\alpha^2 = 39\%$, en de variantie van de significante golfhoogte heeft een nog grotere bijdrage ($\alpha^2 = 50\%$).

9.3 Vergelijking van de deterministische berekening met de niveau II berekening

In de volgende tabel zijn de invoerwaarden van de deterministische berekening (X_{det}) naast de componenten van het ontwerp punt (X^*) voor de verschillende bezwijkmechanismen uitgezet. Waarden die onveranderd zijn gebleven zijn met een accentje aangeduid. De reden dat ze onveranderd zijn gebleven is omdat ze geen betrekking hebben op de betreffende mechanisme of omdat ze een variantie van nul hebben. Het laatste geldt alleen voor de cohesie van de stortsteen c_{bed} .

naam	X_{det}	X^*				
		afschuiven	kantelen	fundering	ondergrond (golftop)	ondergrond (golfdal)
m_1	2100	2088,373	2083,412	2093,187	2095,568	2083,621
m_2	2300	2299,891	2299,844	2299,936	2299,958	2299,846
α	0,8	0,846	0,864	0,837	0,836	0,85
ϕ_{bed}	45	40,343	45'	37,304	45'	45'
H_s	5,62	6,727	8,494	5,743	5,606	7,056
s	0,038	0,033	0,033	0,034	0,035	0,004
RaylExtr	2	2,099	2,172	2,071	2,068	2,112
c_{bed}	0	0'	0'	0'	0'	0'
γ_{bed}	10000	10000'	10000'	9885,771	9975,546	9928,637
ϕ_{sub}	17,5	17,5'	17,5'	17,5'	16,496	10,327
c_{sub}	50000	50000'	50000'	50000'	63166,18	55852,32
γ_{sub}	9000	9000'	9000'	9000'	8997,56	8987,142

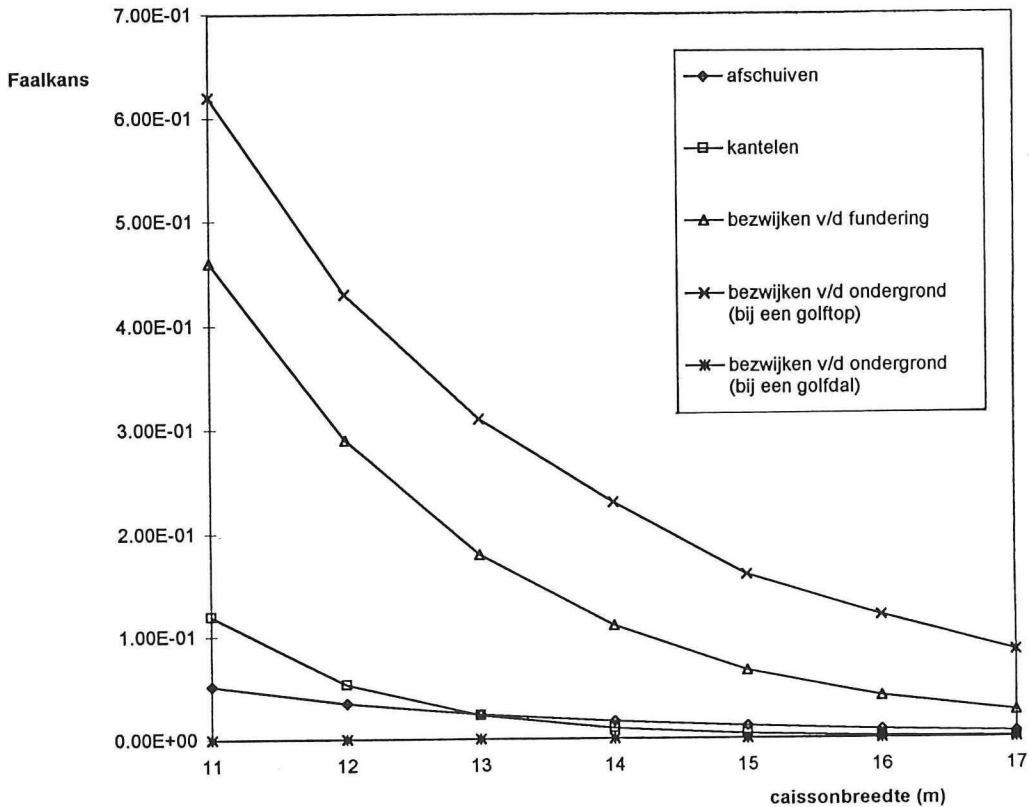
9.4 Het verloop van de faalkans als functie van de caissonbreedte

Om een indruk van het verloop van de faalkans bij toenemende dan wel afnemende caissonbreedtes te krijgen is de faalkans bij verschillende caissonbreedtes berekend. De resultaten voor de vijf mechanis-

men zijn daarna in één grafiek uitgezet, zodat de verschillende bezwijkmechanismen met elkaar vergeleken kunnen worden.

Zoals in onderstaande tabel en in de grafiek in figuur 16 te zien is, heeft het bezwijken van de ondergrond bij een golftop een faalkans dat alle andere faalkansen overtreft. Het bezwijken van de ondergrond bij een golfdal is zoals uit de resultaten te zien praktisch nul.

Breedte (m)	afschuiven van de caisson	kantelen van de caisson	landwaarts afschuiven van de stortsteen-fundering	landwaarts afschuiven van de ondergrond (golftop)	zeewaarts afschuiven van de ondergrond (golfdal)
11	5,20e-02	1,20e-01	4,60e-01	6,20e-01	4,30e-06
12	3,50e-02	5,30e-02	2,90e-01	4,30e-01	1,20e-06
13	2,40e-02	2,30e-02	1,80e-01	3,10e-01	3,40e-07
14	1,70e-02	1,00e-02	1,10e-01	2,30e-01	1,00e-07
15	1,20e-02	4,40e-03	6,60e-02	1,60e-01	3,30e-08
16	8,20e-03	1,90e-03	4,10e-02	1,20e-01	1,10e-08
17	5,80e-03	8,50e-04	2,60e-02	8,50e-02	3,90e-09



Figuur 16 Het verloop van de faalkans bij een toenemende caissonbreedte

10 Monte Carlo Analyse van het Probleem

In de Monte Carlo simulatie trekt men voor alle variabelen van de betrouwbaarheidsfunctie een waarde uit de bijbehorende verdelingen. Trekkingen uit een willekeurige verdeling worden gemaakt door eerst randomgetallen uit een uniforme verdeling te trekken en dan die te transformeren naar de gewenste verdeling.

Voor de getrokken waarden van de variabelen berekent men vervolgens het teken van de betrouwbaarheidsfunctie. Indien deze functie negatief is, is er sprake van een bezwaken exemplaar van de constructie. Door de procedure een groot aantal malen te herhalen is een schatting te geven van de faalkans P_b in de vorm van het quotiënt van het aantal bezwaken exemplaren N_b en het aantal simulaties N .

10.1 Random Generatoren

Van de stochastische variabelen die in de betrouwbaarheidsfuncties van de golfbreker te sprake komen heeft H_s een Weibull verdeling, en RaylExtr heeft een extreme waarde verdeling. Alle andere stochastische variabelen hebben een normale verdeling. De random generatoren die gebruikt zijn om getallen uit de genoemde verdelingen te trekken zijn als volgt gekozen.

Normale verdeling

Een aselechte trekking uit een normale verdeling met gemiddelde μ en standaardafwijking σ kan gegenereerd worden met

$$x = \sigma \frac{\sum_{i=1}^N u^{-N/2}}{\sqrt{N/2}} + \mu$$

waarin: u = een trekking uit de uniforme verdeling
 N = het aantal trekkingen uit de uniforme verdeling.

Weibull verdeling

$$F(x) = 1 - \exp\left(-\frac{x-A}{B}\right)^C$$

$F(x) = u$ oplossen voor $0 < u < 1$ levert:

$$x = B(-\ln(1-u))^{\frac{1}{C}} + A.$$

Omdat $(1-u)$ ook uniform verdeeld is kunnen we dus een aselechte trekking uit de beoogde Weibull verdeling genereren m.b.v.

$$x = B(-\ln(u))^{\frac{1}{C}} + A.$$

Extreme waarde verdeling

$$F(x) = \exp\left\{-\exp\left(-\frac{x^2-A}{B}\right)\right\}$$

$F(x) = u$ oplossen voor $0 < u < 1$ levert:

$$x = (-B \cdot \ln(-\ln u) + A)^{1/2}$$

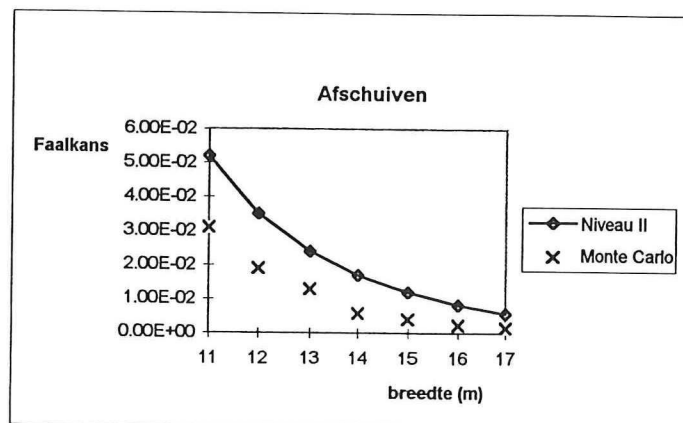
Bij trekkingen van de golfsteilheid s , waarvoor een normale verdeling is aangenomen, kan het wel eens gebeuren dat er een negatieve waarde getrokken wordt. En dat kan problemen geven in het computerprogramma dat de Monte Carlo simulaties uitvoert. Om dat te voorkomen worden trekkingen die een negatieve golfsteilheid leveren niet meegenomen en wordt de trekking opnieuw gedaan totdat er een positieve getal uitkomt. In feite wordt de golfsteilheid dus niet uit een normale verdeling getrokken, maar uit een "truncated probability density function" of afgekapte kansdichtheidsfunctie.

10.2 Berekeningsresultaten

Om de resultaten van de Monte Carlo simulaties met die van de niveau II berekeningen te vergelijken zijn voor elk mechanisme (m.u.v. het bezwijken van de ondergrond bij een golfdal) zowel met Monte Carlo als met niveau II de faalkansen bij verschillende caissonbreedtes berekend en de resultaten zijn hieronder weergegeven. Het aantal uitgevoerde simulaties bij elk caissonbreedte is gelijk gekozen aan ongeveer 400 maal de reciproke van de uit een niveau II verkregen faalkans.

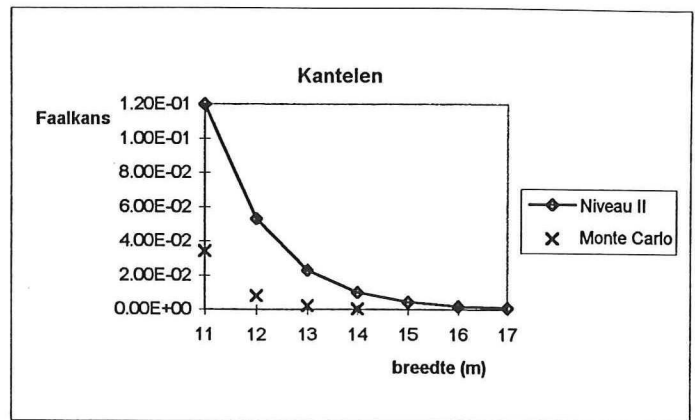
Mechanisme: Afschuiven

Breedte	Niveau II	Monte Carlo
11	5.20E-02	3.10E-02
12	3.50E-02	1.90E-02
13	2.40E-02	1.30E-02
14	1.70E-02	5.80E-03
15	1.20E-02	4.00E-03
16	8.20E-03	2.40E-03
17	5.80E-03	1.50E-03



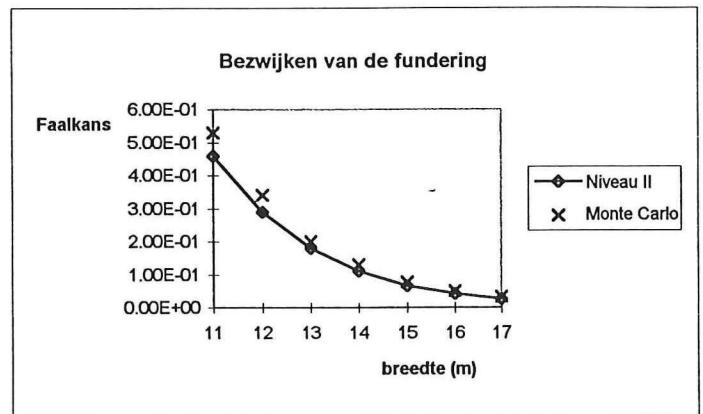
Mechanisme: Kantelen

Breedte	Niveau II	Monte Carlo
11	1.20E-01	3.40E-02
12	5.30E-02	8.00E-03
13	2.30E-02	2.30E-03
14	1.00E-02	4.30E-04
15	4.40E-03	
16	1.90E-03	
17	8.50E-04	



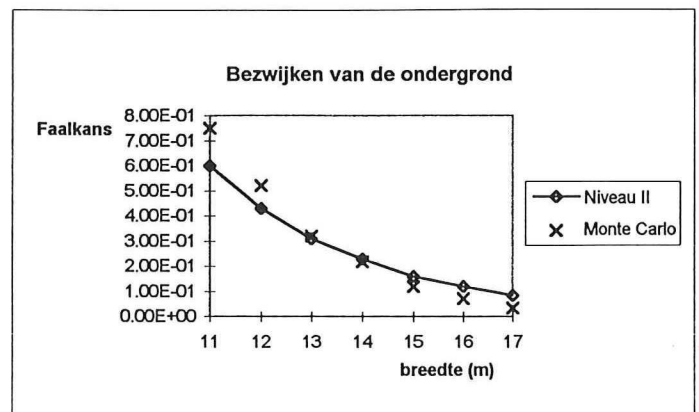
Mechanisme: Bezwijken v/d fundering

Breedte	Niveau II	Monte Carlo
11	4.60E-01	5.30E-01
12	2.90E-01	3.40E-01
13	1.80E-01	2.00E-01
14	1.10E-01	1.30E-01
15	6.60E-02	7.70E-02
16	4.10E-02	4.90E-02
17	2.60E-02	3.20E-02



Mechanisme: Bezwijken v/d ondergrond

Breedte	Niveau II	Monte Carlo
11	6.00E-01	7.50E-01
12	4.30E-01	5.20E-01
13	3.10E-01	3.20E-01
14	2.30E-01	2.20E-01
15	1.60E-01	1.20E-01
16	1.20E-01	7.10E-02
17	8.50E-02	3.40E-02



Afgezien van de grootte van de faalkansen geeft Monte Carlo simulatie hetzelfde verloop van de faalkansen als niveau II. Bij het mechanisme *afschuiven* zijn de resultaten van de Monte Carlo simulatie voor kleinere caissonbreedtes (dus grotere faalkansen) een factor 2 kleiner dan die van niveau II. Voor grotere caissonbreedtes (dus kleinere faalkansen) is dat een factor 4 kleiner. Dat voor kleinere faalkansen de kloof tussen de beide methoden steeds groter wordt is deels te verklaren met het feit dat voor kleinere faalkansen een groter aantal simulaties nodig is.

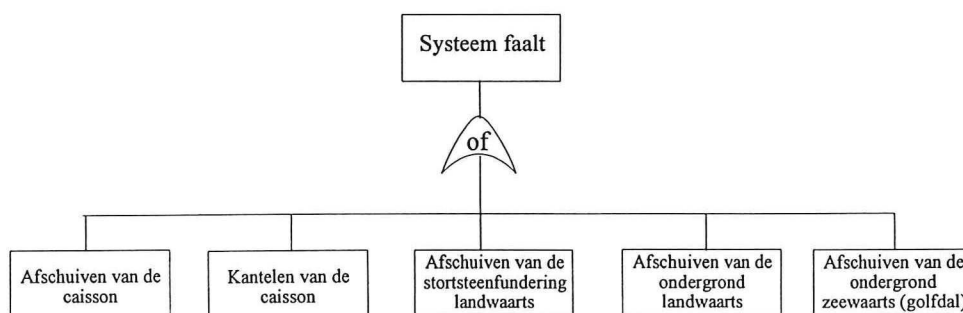
Het verschil tussen de resultaten van beide methoden is het grootst voor het mechanisme *kantelen*. Vanwege het zeer grote aantal vereiste simulaties is de Monte Carlo berekening alleen voor de eerste vier caissonbreedtes ($B=11\text{m}$ t/m $B=14\text{m}$) gedaan. Het verschil tussen de resultaten van de beide methoden is niet te verklaren alleen met het feit dat bij kleinere faalkansen meer simulaties benodigd zijn. Immers voor $B=11\text{m}$ en $B=12$, waar de faalkansen niet eens zo klein zijn, is een verschil van een factor 3 (voor $B=11\text{m}$) en 6,6 (voor $B=12\text{m}$) te zien.

Voor het bezwijken van de stortsteenfundering zijn de resultaten van beide methoden vrijwel gelijk. Voor niet al te grote caissonbreedtes geldt dat ook voor het bezwijken van de ondergrond, maar bij toenemende caissonbreedtes groeit de kloof tussen de resultaten van de beide methoden.

Waarom een niveau II berekening geen waarden oplevert die dichtbij de resultaten van een Monte Carlo simulatie liggen is niet bekend, maar het niet lineair zijn van de betrouwbaarheidsfuncties kan als een van de mogelijke verklaringen genoemd worden. In het algemeen geeft een niveau II berekening alleen goede resultaten als de betrouwbaarheidsfunctie niet te zwak-lineair is. Een niveau II berekening geeft een beter inzicht in de invloed die de verschillende parameters hebben. In het bijzonder geeft het inzicht in de invloed van de variantie van de variabelen op de variantie van de betrouwbaarheidsfunctie. Maar omdat de niveau II berekeningen voor de in dit onderzoek beschouwde golfbreker niet altijd te vertrouwen zijn, kunnen de conclusies over de invloed van de varianies van de stochastische variabelen ook niet zonder meer vertrouwd worden.

11 De faalkans van het systeem

In dit hoofdstuk wordt de faalkans van het systeem bestaande uit de vijf onderzochte bezwijkmechanismen bekeken. Zoals in de foutenboom in hoofdstuk 2 (figuur 3) te zien is, gaat het om een seriesysteem. Voor het systeem dat betrekking heeft op de onderzochte bezwijkmechanismen is hieronder in een foutenboom gemaakt.



Figuur 17 Foutenboom voor het beschoude systeem

Omdat het om een seriesysteem gaat, leidt het optreden van één van de bezwijkmechanismen tot het falen van het hele systeem. De onder- en bovengrenzen van de faalkns $P(F)$ van het systeem worden gegeven door

$$\max P(F_i) \leq P(F) \leq \sum P(F_i).$$

De met niveau II en Monte Carlo berekeningen bepaalde faalkansen van de bezwijkmechanismen zijn hieronder in een tabel weergegeven.

mechanisme	$P(F_i)$	
	Niveau II	Monte Carlo
1. Het afschuiven van de caisson	$2,2 \cdot 10^{-3}$	$4,1 \cdot 10^{-4}$
2. Het kantelen van de caisson	$8,2 \cdot 10^{-5}$	0
3. Het landwaarts afschuiven van de fundering	$6,9 \cdot 10^{-3}$	$8,1 \cdot 10^{-3}$
4. Het landwaarts afschuiven van de ondergrond	$3,3 \cdot 10^{-2}$	$1,2 \cdot 10^{-2}$
5. Het zeewaarts afschuiven van de ondergrond	$2,4 \cdot 10^{-10}$	0

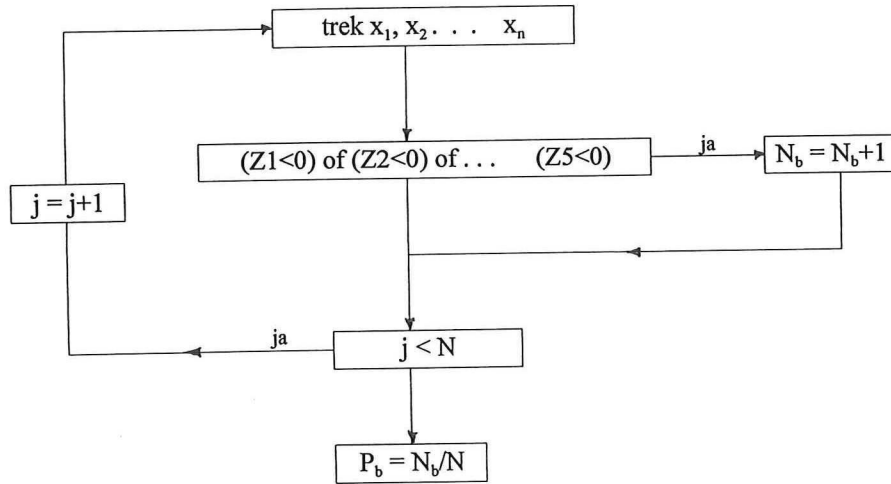
Uit de met Monte Carlo bepaalde faalkansen volgt voor de onder- en bovengrens van de faalkans van het systeem:

$$1,2 \cdot 10^{-2} \leq P(F) \leq 2,1 \cdot 10^{-2}.$$

Als de grenzen met de uit niveau II bepaalde faalkansen bepaald zouden worden, zou de faalkans van het systeem $P(F)$ tussen de volgende grenzen moeten liggen:

$$3,3 \cdot 10^{-2} \leq P(F) \leq 4,2 \cdot 10^{-2}.$$

Met Monte Carlo is de faalkans van het systeem bepaald zoals hieronder in een stroomschema is weergegeven. Voor verdere details van de Monte Carlo simulatie wordt verwezen naar hoofdstuk 10 en bijlage II.



Figuur 18 Stroomschema Monte Carlo simulatie

Monte Carlo berekening met 100.000 simulaties geeft dat de faalkans van het systeem is $P_b = 1,6 \cdot 10^{-2}$ per jaar. Blijkbaar valt de faalkans van het systeem buiten de met niveau II resultaten bepaalde grenzen. Als men aanneemt dat de levensduur van de golfbreker in de orde van 20 jaar ligt, dan is de faalkans van de golfbreker in zijn levensduur te berekenen als:

$$P_{f20jr} = 1 - P_{f1jr}^{20} = 1 - (1 - 0,016)^{20} \approx 1 - 0,72 \approx 0,28$$

Bij een deterministische berekening met een significante golfhoogte dat eens in de 20 jaar overschreden wordt, zijn veiligheidsfactoren berekend die groter zijn dan 1. Volgens een deterministische berekening scheen de golfbreker veilig te zijn, omdat behalve de significante golfhoogte de andere variabelen als constanten werden beschouwd. Uit de probabilistische berekeningen blijkt dus dat de onzekerheden ($\sigma_\phi, \sigma_\alpha, \sigma_s \dots$ enz.) in de stochastische variabelen een grote invloed hebben op de faalkans van de golfbreker. Althans voor de beschouwde voorbeeld-golfbreker en aangenomen parameters.

12 Conclusies en aanbevelingen

12.1 Conclusies

Vijf bezwijkmechanismen van een caisson golfbreker zijn met probabilistische ontwerpmethoden onderzocht en met elkaar vergeleken:

1. Het afschuiven van de caisson
2. Het kantelen van de caisson
3. Het landwaarts afschuiven van de stortsteenfundering
4. Het landwaarts afschuiven van de ondergrond
5. Het zeewaarts afschuiven van de ondergrond

Van de onderzochte bezwijkmechanismen blijkt het landwaarts afschuiven van de ondergrond het belangrijkste te zijn, want het heeft een faalkans die veel groter is dan die van alle andere bezwijkmechanismen. Het zeewaarts afschuiven van de ondergrond (d.w.z. bij een golfdal) heeft daarentegen een verwaarloosbaar kleine faalkans. Uit de niveau II berekeningen blijkt dat bij alle mechanismen de variantie van de significante golfhoogte de grootste bijdrage heeft aan de variantie van de betrouwbaarheidsfunctie van elk mechanisme.

Vergelijking van de resultaten van berekeningen op niveau II en van Monte Carlo simulaties laat zien dat voor het landwaarts afschuiven van de stortsteenfundering de resultaten van beide methoden goed in overeenstemming zijn. Voor het landwaarts afschuiven van de ondergrond worden ook met beide methoden vergelijkbare resultaten verkregen, maar bij toenemende caissonbreedtes wordt de kloof tussen de beide methoden steeds groter. Voor twee andere mechanismen, namelijk voor het afschuiven en voor het kantelen van de caisson, geven de twee methoden resultaten die qua orde van grootte niet goed tot slecht vergelijkbaar zijn. Waarom niveau II berekeningen voor de laatst genoemde twee mechanismen geen waarden opleveren die dichtbij de resultaten van Monte Carlo simulaties liggen is niet bekend, maar het niet lineair zijn van de betrouwbaarheidsfuncties kan als een van de mogelijke verklaringen genoemd worden. In het algemeen geeft een niveau II berekening alleen goede resultaten als de betrouwbaarheidsfunctie niet te zeer van een lineaire functie afwijkt.

Het systeem waarvan verschillende bezwijkmechanismen zijn onderzocht is een serie-systeem. Monte Carlo simulatie van het totale systeem geeft een faalkans van $P_b = 1,6 \cdot 10^{-2}$ per jaar.

12.2 Aanbevelingen

De berekeningen in dit rapport zijn voor een zuiver hypothetische caissongolfbreker gemaakt, en uit de berekeningen is gebleken dat het landwaarts afschuiven van de ondergrond het voornaamste bezwijkgevaar oplevert. Als dit een reëel geval betrof, zou aan de grondeigenschappen extra aandacht besteed moeten worden. Men zou bijvoorbeeld grondparameters moeten gebruiken die uit metingen (grondproeven) en consolidatie-berekeningen zijn bepaald.

Voor een verder onderzoek wordt aanbevolen om ook via een volledige integratie, per bezwijkmechanisme, het verloop van de faalkans als functie van de caissonbreedte te bepalen en met de niveau II en Monte Carlo resultaten te vergelijken. Maar men moet niet te snel zijn met conclusies trekken, want de berekening via een volledige integratie geschiedt numeriek, dus is de nauwkeurigheid van het resultaat afhankelijk van de stapgrootte die men kiest. Als de stapgrootte niet voldoende klein is kan dat bij niet lineaire betrouwbaarheidsfuncties tot foute resultaten leiden. Wat dat betreft geeft een Monte Carlo simulatie de meest betrouwbare resultaten.

In dit rapport zijn slechts enkele bezwijkmechanismen nader onderzocht. Om meer inzicht in de oorzaken van het bezwijken van een verticale golfbreker te verkrijgen, moet het onderzoek verder uitgebreid worden door ook de andere bezwijkmechanismen op analoge wijze te analyseren.

Literatuurlijst

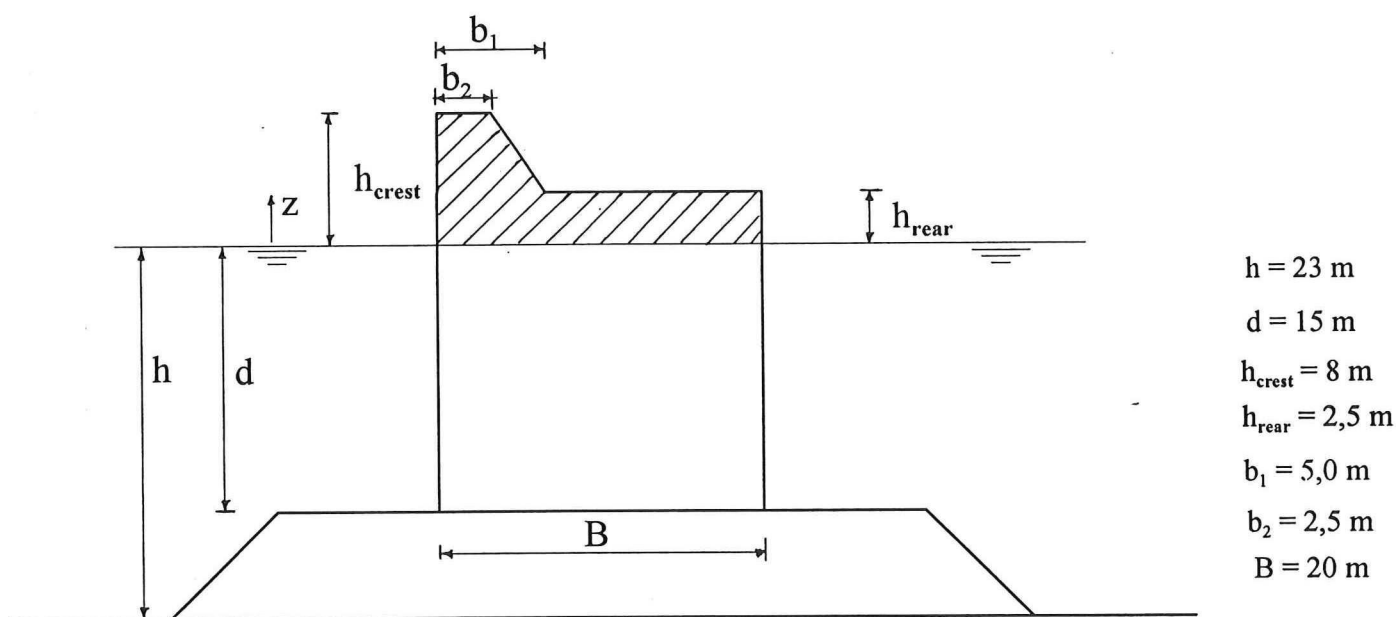
- MAST II / MCC - Project "Foundation Design of Caisson Breakwaters" General document prepared by the 'Geotechnical Group' 1995.
- Vrijling J.K. "Probabilistic design of flood defences" Coastal Protection. Proceedings of the short course on coastal protection, Delft 1990.
- Mol A., Ligteringen H, Paape A. "Risk analysis in breakwater design". Breakwaters - design and construction. Thomas Telford Ltd, London, 1984.
- Madsen H.O., Krenk S. & Lind N.C. "Methods of structural safety". Prentice-Hall 1986.
- Sørensen J.D., Burcharth H.F. & Christiani E. "Safety aspects for vertical wall breakwaters" 1995.
- Vrouwenvelder A.C.W.M., Vrijling J.K. "Probabilistisch Ontwerpen" b3, Dictaat Civiele Techniek, TU Delft 1982.
- Battjes J.A. "Windgolven" b78, Dictaat Civiele Techniek, TU Delft 1992.
- Vrijling J.K. 'Probabilistisch Ontwerpen in de Waterbouwkunde" f30, Dictaat Civiele Techniek, TU Delft 1995.
- Massie W.W. P.E. "Coastal Engineering" Volume III Breakwater Design, F5N, Dictaat Civiele Techniek, TU Delft 1986.
- d'Angremond K. " Breakwater Design" F5, Dictaat Civiele Techniek, TU Delft 1994.
- Verruijt A. "Grondmechanica", Delf Uitgevers Maatschappij 1987.

Bijlage I

Deterministische Berekening

Deterministische Berekening

Om een indruk van de orde van grootte van de belastingen en veiligheidsfactoren volgens een deterministische berekening te krijgen is een ontwerpberekening gemaakt voor de golfbreker die in hoofdstuk 6 (figuur 14) besproken werd. Voor deze berekening is een ontwerp significante golfhoogte die eens in de 20 jaar overschreden wordt gekozen.



1 Invoergegevens

Voor de in hoofdstuk 6 besproken stochastische variabelen zijn de volgende waarden gehanteerd:

- $H_s = 5,62 \text{ m}$ (overschrijdingkans van 1/20 jaar)
- $s = 3,75\%$
- RaylExtr = 2
- $\rho_w = 1030 \text{ kg/m}^3$
- $\alpha = 0,8$
- $\phi_{bed} = 45^\circ$ (wrijvingshoek voor stortsteen)
- $c_{bed} = 0$ (cohesie voor stortsteen)
- $\gamma_{bed} = 10 \text{ KN/m}^3$ (onderwatergewicht voor stortsteen)
- $\phi_{sub} = 17,5^\circ$ (wrijvingshoek voor de klei)
- $c_{sub} = 64 \text{ KN/m}^2$ (cohesie voor de klei)
- $\gamma_{sub} = 9 \text{ KN/m}^3$ (onderwatergewicht voor klei).

2 Berekeningen

In de volgende berekeningen wordt bij het bepalen van de van de belastingen slechts één meter lengte van de golfbreker beschouwd. M.a.w. belastingen zijn per strekkende meter lengte.

2.1 Algemeen

Golfperiode

Uit de relatie

$$T_p = \sqrt{(2\pi H_s / sg)} \quad \text{en} \quad T_p = 1,4T_m \quad \text{volgt}$$

(na invullen van $H_s = 5,62$ m, $s = 0,0375$ en $g = 9,81$ m/s²)

$$T_p = 9,80 \text{ s} \quad \text{en} \quad T_m = 7,0 \text{ s.}$$

Golflengte

$$L_o = 1,56T_m^2 = 76,4 \text{ m}$$

$$h/L_o = 23/76,4 = 0,3$$

De golflengte kan met behulp van een tabel of op iteratieve wijze (zie paragraaf 3.4) bepaald worden, en er volgt dat $L = 73,47$ m.

Brekerhoogte

$$H_{sBr} = \beta \tanh(kh)L$$

Met $k = 2\pi/L = 0,086$ en $\beta = 0,092$ volgt $H_{sBr} = 6,5$ m.

Dus $H_s < H_{sBr}$.

Drukverloop

De maximum amplitude wordt bepaald door

$$A = (1 + \alpha)^{1/2} H_s \cdot \text{Rayl Extr.}$$

Invullen van $\alpha = 0,8$, $H_s = 5,63$ m, en $\text{Rayl Extr} = 2$ levert dat $A = 10,1$ m.

Na invullen van $\gamma_w = 1030$ kg/m³, $g = 9,81$ m/s², $h_{crest} = 8$ m, $k = 0,086$, $h = 23$ en $d = 15$ m in de vergelijkingen voor p_{crest} , p_{swl} en p_{bottom} (zie paragraaf 2.1) volgt dat:

$$\begin{aligned} p_{crest} &= 21381 \text{ N/m}^2 \\ p_{swl} &= 102215 \text{ N/m}^2 \\ p_{bottom} &= 34870 \text{ N/m}^2 \end{aligned}$$

2.2 Horizontale Belasting

$$\begin{aligned}
 F1 &= \frac{1}{2}(p_{\text{crest}} + p_{\text{swl}})h_{\text{crest}} \\
 &= 494384 \text{ N} \\
 &= 494 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 F2 &= p_{\text{swl}} \{ \sinh(kh) - \sinh[k(h-d)] \} / \{ k \cdot \cosh(kh) \} \\
 &= 907033 \text{ N} \\
 &= 907 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 F_{\text{horiz}} &= F1 + F2 \\
 &= 1401 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

2.3 Verticale Belasting

$$\begin{aligned}
 W &= Bdm_1g + Bh_{\text{rear}}m_2g + 0,5(b1+b2)(h_{\text{crest}} - h_{\text{rear}})m_2g - Bdp_wg \\
 &= 20 \cdot 15 \cdot 2100 \cdot 9,81 + 20 \cdot 2,5 \cdot 2300 \cdot 9,81 \\
 &\quad + 0,5(5+2,5) \cdot (8-2,5) \cdot 2300 \cdot 9,81 - 20 \cdot 15 \cdot 1030 \cdot 9,81 \\
 &= 6180300 + 1128150 + 465362 - 3031290 \\
 &= 4742522 \text{ N} \\
 &= 4742 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 F_{\text{up}} &= \frac{1}{2}P_{\text{bottom}}B \\
 &= 0,5 \cdot 3487 \cdot 20 \\
 &= 348700 \text{ N} \\
 &= 349 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 F_{\text{vert}} &= W - F_{\text{up}} \\
 &= 4742 - 349 \\
 &= 4393 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

2.4 Stabiliteit

2.4.1 Afschuiven

$$\text{Stabiliteitseis: } H \leq V \cdot \tan \mu$$

$$\begin{aligned}
 \text{Met } H &= F_{\text{horiz}} = 1401 \text{ KN} \\
 V &= F_{\text{vert}} = 4393 \text{ KN} \\
 \mu &= 2/3(\phi) = 2/3 \cdot (45 \cdot (2\pi/360)) = 0,524 \text{ rad,}
 \end{aligned}$$

volgt een veiligheidsfactor

$$V \cdot \tan \mu / H = 4393 \cdot \tan(0,524) / 1401 = 1,81.$$

2.4.2 Kantelen

$$\begin{aligned}
 M &= F1 \cdot y1 + F2 \cdot y2 + F_{\text{up}} \cdot x2 \\
 M^+ &= W \cdot x1 \\
 \text{Stabiliteitseis: } M &\leq M^+
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}x_1 &= 10,45 \text{ m} \\x_2 &= 13,33 \text{ m} \\y_1 &= 18,15 \text{ m} \\y_2 &= 8,93 \text{ m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Aandrijvendmoment, } M^- &= F_1 \cdot y_1 + F_2 \cdot y_2 + F_{\text{up}} \cdot x_2 \\&= 494 \cdot 18,15 + 907 \cdot 8,93 + 349 \cdot 13,33 \\&= 21,72 \text{ KNm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Terugdrijvendmoment, } M^+ &= W \cdot x_1 \\&= 4742 \cdot 10,45 \\&= 49,55 \text{ KNm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Veiligheidsfactor} &= \frac{\text{Terugdrijvendmoment}}{\text{Aandrijvendmoment}} \\&= 49,55/21,72 \\&= 2,28\end{aligned}$$

2.4.3 Bezwijken van de stortsteenfundering

$$\begin{aligned}H &= F_{\text{horiz}} = 1401 \text{ KN} \\V &= F_{\text{vert}} = 4393 \text{ KN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_B &= F_1 \cdot y_1 + F_2 \cdot y_2 + F_{\text{up}} \cdot B/6 - W(x_1 - B/2) \\&= 494 \cdot 18,15 + 907 \cdot 8,93 + 349 \cdot 20/6 - 4742(10,45 - 20/2) \\&= 16095 \text{ KNm}\end{aligned}$$

$$e = M_B/V = 3,66 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}B_e &= B - 2e \\&= 12,68 \text{ m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}p &= V/B_e \\&= 4393/12,68 \\&= 346 \text{ KN/m}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}t &= H/B_e \\&= 1401/12,68 \\&= 110 \text{ KN/m}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Constanten } N_q, N_c \text{ en } N_\gamma: \quad N_q &= [(1+\sin\phi)/(1-\sin\phi)]e^{\pi \tan\phi} \\&= [(1+\sin 45)/(1-\sin 45)]e^{\pi \tan 45} \\&= 5,83 \cdot 23,14 \\&= 135\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}N_c &= (N_q - 1) \cot\phi \\&= (135 - 1) \cot 45 \\&= 134\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 N_\gamma &= 1,5(N_q - 1)\tan\phi \\
 &= 1,5(135 - 1)\tan 45 \\
 &= 201
 \end{aligned}$$

Richtingsfactoren: $i_c = 1 - t/(c + p \cdot \tan\phi)$, met $c=0$ en $\phi=45^\circ$

$$\begin{aligned}
 &= 1 - 110/(346 \cdot \tan 45) \\
 &= 0,68
 \end{aligned}$$

$$i_q = i_c^2 = 0,46$$

$$i_\gamma = i_c^3 = 0,316$$

Vormfactoren: $s_c = s_q = s_\gamma = 1$ (oneindig lange strook)

Met $c=0$, $q=0$ en $\gamma=10 \text{ KN/m}^3$ volgt voor het draagvermogen van de stortsteenfundering :

$$\begin{aligned}
 p_{toel} &= s_c i_c N_c c + s_q i_q N_q q + s_\gamma i_\gamma N_\gamma \frac{1}{2} \gamma B_e \\
 &= 0 + 0 + 1,0 \cdot 0,316 \cdot 201 \cdot 0,5 \cdot 10 \cdot 12,68 \\
 &= 4022 \text{ KN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\text{Veiligheidsfactor, } \frac{p_{toel}}{p} = \frac{4022}{346} = 11,6$$

2.4.4 Bezijken van de ondergrond

$$H_{sub} = H = 1401 \text{ KN}$$

$$\begin{aligned}
 V_{sub} &= V + \gamma_{bed} h_{bed} B_e \\
 &= 4393 + 10 \cdot 8 \cdot 12,68 \\
 &= 5407 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{sub} &= M_B + H \cdot h_{bed} \\
 &= 16095 + 1401 \cdot 8 \\
 &= 27303 \text{ Knm}
 \end{aligned}$$

$$e = M_{sub}/V_{sub} = 5,05 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 B_{e_{sub}} &= B_e + 2 \cdot h_{bed} - 2e \\
 &= 12,68 + 2 \cdot 8 - 2 \cdot 5,05 \\
 &= 18,58 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 p &= V_{sub}/B_e \\
 &= 5407/18,58 \\
 &= 291 \text{ KN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 t &= H_{sub}/B_e \\
 &= 1401/18,58 \\
 &= 75,4 \text{ KN/m}^2
 \end{aligned}$$

Constanten N_q , N_c en N_γ : Met $\phi = 17,5^\circ$ volgt,

$$\begin{aligned}
 N_q &= [(1+\sin\phi)/(1-\sin\phi)]e^{\pi\tan\phi} \\
 &= [(1+\sin 17,5)/(1-\sin 17,5)]e^{\pi\tan 17,5} \\
 &= 1,86 \cdot 2,69 \\
 &= 5,0
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 N_c &= (N_q - 1)\cot\phi \\
 &= (5 - 1)\cot 17,5 \\
 &= 12,7
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 N_\gamma &= 1,5(N_q - 1)\tan\phi \\
 &= 1,5(5 - 1)\tan\phi \\
 &= 1,9
 \end{aligned}$$

Richtingsfactoren:

$$\begin{aligned}
 i_c &= 1 - t/(c + p \cdot \tan\phi) \\
 &\quad \text{Met } c = 64 \text{ KN/m}^2 \text{ en } \phi = 17,5^\circ \text{ volgt:}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 i_c &= 1 - 104,6/(64 + 291 \cdot \tan 17,5) \\
 &= 0,516
 \end{aligned}$$

$$i_q = i_c^2 = 0,266$$

$$i_\gamma = i_c^3 = 0,137$$

Het draagvermogen van de ondergrond wordt dan:

$$\begin{aligned}
 P_{toel} &= s_c i_c N_c c + s_q i_q N_q q + s_\gamma i_\gamma N_\gamma \frac{1}{2} \gamma B_e \\
 &= 1 \cdot 0,516 \cdot 12,7 \cdot 64 + 0 + \\
 &\quad 1 \cdot 0,137 \cdot 1,9 \cdot 0,5 \cdot 9 \cdot 18,58 \\
 &= 441 \text{ KN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\text{Veiligheidsfactor, } \frac{P_{toel}}{p} = \frac{441}{291} = 1,51$$

Bijlage II

Listing van de programmas waarmee niveau II en Monte Carlo berekeningen zijn gemaakt

- NIVO2.PAS:** Programma voor de niveau II berekeningen. De bestanden Z-FUNCT.PAS en INTERACT.PAS horen hierbij.
- MONT-CAR.PAS:** Programma voor de Monte Carlo Simulaties. Het bestand TOOLS.PAS hoort hierbij.

NIVO2.PAS

```

PROGRAM NIVO_2(INPUT,OUTPUT);
  { NIVO II BEREKENING MET BENADERENDE }
  { NORMALE VERDELINGEN          }

USES Crt, Dos;

CONST
  MAX = 20; { MAX. AANTAL VARIABELEN }
  Tol = 0.0001; { NAUWKEURIGHEID }
  InvoerFile = 'IN-NIVO2.DAT'; { DEFAULT INVOERFILE }

TYPE
  Name      = STRING[10];
  ARS       = ARRAY[1..MAX] of Name;
  ARVT      = ARRAY[1..MAX] of CHAR;
  ARY       = ARRAY[1..MAX] of REAL;
  ARI       = ARRAY[1..MAX] of INTEGER;

VAR
  Ch, mechanism,
  InputType : Char;
  VariableName : ARS;
  X,DX,DZ,Alfa : ARY;
  Mu,Si,A,B,C : ARY;
  VerdType : ARVT;
  Naam      : Name;
  Som1,SigmaZ,
  Beta,BetaOud : REAL;
  Faalkans,Mu_Z,
  Rekenduur : REAL;
  i, N,Tel : INTEGER;
  sr : SearchRec;

{$I MATH.FUN }
{$I Z-FUNCT.PAS } { NAAM Z-FUNCTIE FILE }
{$I INTERACT } {procedures die aan de gebruiker
               iets vragen, o.a. de invoer}

FUNCTION Tijdstip : REAL;
CONST
  PerMin = 60;
  PerHour = 3600;
VAR
  Hour, Min, Sec, Frac: WORD;
BEGIN
  GetTime(Hour, Min, Sec, Frac);
  Tijdstip := PerHour*Hour + PerMin*Min + Sec + Frac/100;
END;

FUNCTION GaussDensity( X:REAL):REAL;

```

```
CONST
```

```
QW = 0.39894228;
```

```
BEGIN
```

```
  GaussDensity := QW * EXP(-SQR(X)/2);
```

```
END;
```

```
FUNCTION Gauss(X:REAL):REAL;
```

```
CONST
```

```
B0 = 0.2316419;      B3 = 1.781477937;  
B1 = 0.31938153;    B4 = -1.821255978;  
B2 = -0.35656378;   B5 = 1.330274429;
```

```
VAR
```

```
T,T2,T3,T4,T5 : REAL;
```

```
BEGIN
```

```
  T := 1/(1 + B0*X);
```

```
  T2 := SQR(T); T3 := T*T2; T4 := SQR(T2); T5 := T*T4;
```

```
  Gauss := GaussDensity(X) * (B1*T + B2*T2 + B3*T3 + B4*T4 + B5*T5)
```

```
END; { Gauss }
```

```
FUNCTION InvErr( PF:REAL):REAL;
```

```
CONST
```

```
C0 = 2.515517;      D1 = 1.432788;  
C1 = 0.802853;      D2 = 0.189269;  
C2 = 0.010328;      D3 = 0.001308;
```

```
VAR
```

```
T,T2,T3,BI : REAL;
```

```
FLAG : BOOLEAN;
```

```
BEGIN
```

```
  FLAG := TRUE;
```

```
  IF PF > 0.5 THEN
```

```
    BEGIN PF := 1-PF ; FLAG := FALSE; END;
```

```
  T:= SQRT(LN(1/SQR(PF)));
```

```
  T2:= SQR(T);
```

```
  T3:= T*T2;
```

```
  BI := T - (C0 + C1*T + C2*T2)/(1 + D1*T + D2*T2 + D3*T3);
```

```
  IF FLAG = FALSE THEN BI := -BI ;
```

```
  InvErr := BI;
```

```
END; { InvErr }
```

```
PROCEDURE Extrem(X,A,B: REAL; VAR PD,PF: REAL);
```

```
  BEGIN
```

```
    PF:= EXP(-(X-A)/B);
```

```
    PD:= PF/B;
```

```
  END; { Extrem }
```

```
PROCEDURE Gumbel(X,A,B: REAL; VAR PD,PF: REAL);
```

```
VAR  
Hulp,Tuss : REAL;  
  
BEGIN  
Hulp := EXP(-(X-A)/B);  
Tuss := EXP(-Hulp);  
PF := 1.0 - Tuss;  
PD := Hulp * Tuss/B;  
END; { Gumbel }
```

```
PROCEDURE Weibull(X,A,B,C: REAL; VAR PD,PF: REAL);
```

```
VAR  
Hulp,Tuss : REAL;  
  
BEGIN  
Tuss := (X-A)/B;  
Hulp := Power(Tuss,C);  
PF := EXP(-Hulp);  
PD := C/B * Hulp/Tuss * PF;  
END; { Weibull }
```

```
PROCEDURE RaylExtr(X,A,B: REAL; VAR PD,PF: REAL);
```

```
VAR  
Hulp,Tuss : REAL;  
  
BEGIN  
Hulp := EXP(-(SQR(X)-A)/B);  
Tuss := EXP(-Hulp);  
PF := 1.0 - Tuss;  
PD := 2 * X * Hulp * Tuss/B;  
END; { RaylExtr }
```

```
PROCEDURE Uniform(X,A,B: REAL; VAR PD,PF:REAL);
```

```
BEGIN  
IF X < A THEN  
BEGIN  
PD := 0.0;  
PF := 1.0;  
END;  
IF (X > A) AND (X < B) THEN  
BEGIN  
PD := 1/(B-A);  
PF := 1.0 - (X-A) * PD;  
END  
ELSE  
BEGIN  
PD := 0.0;  
PF := 0.0;
```

```

END;
END; { Uniform }

```

```

PROCEDURE LogNorm( X,A,B :REAL; VAR PD,PF: REAL);

```

```

VAR
  Hulp,AA,BB : REAL;

BEGIN
  BB := SQRT( LN(1.0 + (A / B)));
  AA := LN( A ) - SQR(BB)/2.0;
  Hulp := (LN(X) - AA)/BB;
  PD := GaussDensity( Hulp )/( X*BB);
  PF := Gauss( Hulp );
END; { LogNorm }

```

```

PROCEDURE StartVector( N: INTEGER; VAR X,Mu:ARY);

```

```

VAR
  I : INTEGER;

BEGIN
  FOR I := 1 TO N DO
    X[I] := Mu[I];
  END; {StartVector}

```

```

PROCEDURE Delta_X;

```

```

BEGIN
  FOR I:=1 TO N DO
    BEGIN
      DX[i] := Tol*Si[i];
      IF DX[i]=0 THEN DX[i] := Tol
    END
  END;

```

```

PROCEDURE Distribution(N:INTEGER;

```

```

  VAR X,Mu,Si:ARY);
VAR
  Normaal: BOOLEAN;
  PD,PF : REAL;
  KSigma : REAL;
  I : INTEGER;

BEGIN
  FOR I:= 1 TO N DO
    BEGIN
      Normaal := FALSE;
      CASE VerdType[I] OF
        'N': Normaal := TRUE;
        'E': Extreem(X[I],A[I],B[I],PD,PF);
        'G': Gumbel(X[I],A[I],B[I],PD,PF);
        'W': Weibull(X[I],A[I],B[I],C[I],PD,PF);

```

```

'R': RaylExtr(X[I],A[I],B[I],PD,PF);
'U': Uniform(X[I],A[I],B[I],PD,PF);
'L': LogNorm(X[I],A[I],B[I],PD,PF);

'n': Normaal := TRUE;
'e': Extreem(X[I],A[I],B[I],PD,PF);
'g': Gumbel(X[I],A[I],B[I],PD,PF);
'w': Weibull(X[I],A[I],B[I],C[I],PD,PF);
'r': RaylExtr(X[I],A[I],B[I],PD,PF);
'u': Uniform(X[I],A[I],B[I],PD,PF);
'l': LogNorm(X[I],A[I],B[I],PD,PF);

```

```

END;
IF Normaal = FALSE THEN
  BEGIN
    KSigma:= InvErr(PF);
    Si[I] := GaussDensity(KSigma)/PD;
    Mu[I] := X[I] - KSigma * Si[I];
  END;
END;
END; { Distribution }

```

```

PROCEDURE Differentieer( N: INTEGER;VAR DX,X,DZ: ARY);

```

```

VAR
  I      : INTEGER;
  Hulp,Z1,Z2 : REAL;

BEGIN
  Z1 := Z(X);

  FOR I := 1 TO N DO
    BEGIN
      Hulp := X[I];
      X[I] := X[I] + DX[I];
      Z2 := Z(X);
      DZ[I]:= (Z2 - Z1)/DX[I];
      X[I] := Hulp;
    END;
  END;

```

```

PROCEDURE Bereken_Alf_en_SigmaZ( N: INTEGER; VAR X,Mu,Si,DZ: ARY;
  VAR Som1,SigmaZ: REAL);

```

```

VAR
  I      : INTEGER;
  Som2 : REAL;

BEGIN
  Som1 := 0.0;
  Som2 := 0.0;

  FOR I := 1 TO N DO
    BEGIN
      Som1 := Som1 + DZ[I] * (Mu[I] - X[I]);
    END;
  END;

```

```

        Alfa[I]:= DZ[I] * Si[I];
        Som2 := Som2 + SQR( Alfa[I] );
    END;
    SigmaZ := SQR( Som2 );
    FOR I := 1 TO N DO
        Alfa[I] := Alfa[I] / SigmaZ;
    END; { BerekenAlfa_en_SigmaZ }

```

```

PROCEDURE BerekenOntwerppuntX( N: INTEGER; Beta: REAL;
    VAR X,Mu,Si,Alfa: ARY);

```

```

VAR
    I : INTEGER;

```

```

BEGIN
    FOR I := 1 TO N DO
        X[I] := Mu[I] - Beta * Alfa[I] * Si[I];
    END; { BerekenOntwerppuntX }

```

```

BEGIN { MAIN PROGRAM *****}

```

```

ClrScr;
Invoer;
MechanismType;
IF (mechanism in ['1', '2', '3', '4', '5']) = False THEN Halt;
Rekenduur := Tjdstip;
StartVector(N,X,Mu);
Delta_X;
Tel := 0;
Mu_Z := Z(X);
Beta := 10;

```

```

REPEAT
    Distribution(N,X,Mu,Si);
    Differentieer(N,DX,X,DZ);
    Bereken_Alfa_en_SigmaZ(N,X,Mu,Si,DZ,Som1,SigmaZ);
    BetaOud := Beta;
    Beta := (Z(X) + Som1)/SigmaZ; WRITELN('BETA= ',BETA);
    BerekenOntwerppuntX(N,Beta,X,Mu,Si,Alfa);
    Tel := Tel +1;
    ClrScr;
    GotoXY(32,12);write('iteratie ',tel);
UNTIL (Abs(Z(X) / Mu_Z) < Tol) and (Abs(Beta - BetaOud) < Tol ) or (tel = 50);

```

```

Faalkans := Gauss( Beta );
Rekenduur := Tjdstip - Rekenduur;
schermuitvoer;

```

```

write('Wilt U deze uitvoer opslaan ? (j/n): ');
readln(ch);
J_of_N;
IF ch in ['j','J'] THEN SaveOutput;

```

```

END.

```

Z-FUNCT.PAS

```

FUNCTION Z(X:ARY): REAL;
{ Z-functie voor afschuiven, kantelen en bezwijken van de fundering/ondergrond}

CONST
g = 9.81;
rho_w = 1030;
h = 23;
d = 15;
h_crest = 8;
h_rear = 2.5;
B = 20;
b1 = 5;
b2 = 2.5;

TYPE
    kromme = STRING[15];

VAR
    A_curve1, A_curve2, A_curve3, A_curve4,
    zc_curve1, zc_curve2, zc_curve3, zc_curve4: REAL;

    TrapArea, TrapArm, momX, areaX: REAL;
    x1, x2, y1, y2, y3, y4: REAL;

    V_sub, M_sub, Be, Br, e_sub, Be_sub :REAL;
    M_base, e, V, phi_bed, c_bed, gamma_bed,
    phi_sub, c_sub, gamma_sub, p, Pmax : REAL;

    Ai, k, s, Tz, Hs, alfa, m1, m2, RaylExtr,
    L, f, W, F1, F2, F3, F4, F_up, F_horiz, F_vert: REAL;

    golftoestand: STRING[10];

PROCEDURE Parapet ( VAR area, arm: REAL);
VAR
    H, b3, mom: real;
Begin
    H := h_crest-h_rear;
    b3 := b1-b2;
    area := 0.5*(b1+b2)*H;
    mom := b2*H*0.5*b2 + 0.5*b3*H*(b2+b3/3);
    arm := mom/area;
End;

PROCEDURE paratrap(Curve: Char; a, b, Ai, k:real; n:integer;
    VAR area, zc:real);
    { Berekent het oppervlak en het zwaartepunt van een trapezium
    of van een parabool }

VAR
    i : integer;
    dh, x, som1, som2, integral1, integral2: real;

```

```

FUNCTION y1(x:real): real;
BEGIN
  CASE Curve OF
    '1': y1:=rho_w*g*(Ai-x);
    '2': y1:=rho_w*g*Ai*COSH(k*(h+x))/COSH(k*h);
    '3': y1:=rho_w*g*Ai*COSH(k*(h+x))/COSH(k*h) - rho_w*g*(Ai+x);
    '4': y1:=rho_w*g*Ai*COSH(k*(h+x))/COSH(k*h);
  End;
END;

FUNCTION y2(x:real): real;
BEGIN
  CASE Curve OF
    '1': y2:=rho_w*g*(Ai-x)*x;
    '2': y2:=rho_w*g*Ai*COSH(k*(h+x))*x/COSH(k*h);
    '3': y2:=(rho_w*g*Ai*COSH(k*(h+x))/COSH(k*h) - rho_w*g*(Ai+x))*x;
    '4': y2:=rho_w*g*Ai*COSH(k*(h+x))*x/COSH(k*h);
  End;
END;

BEGIN { Main Procedure Paratrap}
  dh:=(b-a)/(2*n);
  som1:=0;
  som2:=0;
  FOR i:=1 TO (2*n-1) DO
  Begin
    x:=a+i*dh;
    IF i MOD 2 = 0
    THEN Begin
      som1:=som1+2*y1(x);
      som2:=som2+2*y2(x);
    End
    ELSE Begin
      som1:=som1+4*y1(x);
      som2:=som2+4*y2(x)
    End;
  End;

  integral1 := 1/3*dh*(y1(a) + som1 + y1(b));
  integral2 := 1/3*dh*(y2(b) + som2 + y2(b));
  area := integral1;
  zc:= integral2/integral1
END;

PROCEDURE Brinch_Hansen(phi, c, gamma: REAL; Var p ,Pmax: REAL);

VAR Lr, t, hulp,
    sc, sq, sg, ic, iq, ig,
    Nq, Nc, Ng: real;

CONST q = 0;

FUNCTION tan(x:real):real;
Begin
  tan := sin(x)/cos(x)
End;

```

```

BEGIN          { Main procedure }

  Lr := 1000000*B; {oneindig lange strook}
  p := V/Br;
  t := F_horiz/Br;

  sc := 1 + 0.2*Br/Lr;
  sq := 1 + SIN(phi)*Br/Lr;
  sg := 1 - 0.4*Br/Lr;

  IF t < (c+p*TAN(phi))
  THEN Begin
    ic := 1 - t/(c+p*TAN(phi));
    iq := SQR(ic);
    ig := ic*iq
  End
  ELSE Begin
    ClrScr;
    writeln;
    writeln('BEREKENING IS ONDERBROKEN !');
    writeln;
    writeln('Er is een fout geconstateerd bij het bepalen van de ');
    writeln('richtingsvectoren in het procedure "Brinch_Hansen");
    writeln;
    hulp:=c+p*TAN(phi);
    writeln('c = ',c:10:3);
    writeln('phi = ',phi:10:3);
    writeln('p = ',p:10:3);
    writeln;
    writeln('t = ',t:10:3);
    writeln('c+p*tan(phi) = ', hulp:10:3);
    writeln;
    writeln('Afschuiven gaat eerder optreden');
    writeln('want t > c+p*tan(phi)');
    Halt
  End;

  Nq := ((1+sin(phi))/(1-sin(phi)))*EXP(PI*TAN(phi));
  IF phi = 0 THEN Nc := 2+PI
  ELSE Nc := (Nq-1)/TAN(phi);
  Ng := 1.5*(Nq-1)*TAN(phi);
  Pmax := sg*ig*Ng*0.5*gamma*Br + sc*ic*Nc*c + sq*iq*Nq*q;

End;

PROCEDURE NewVector;
BEGIN
  m1:=X[1];
  m2:=X[2];
  alfa:=X[3];
  phi_bed:=X[4]*(2*PI/360); {wrijvingshoek in radialen}
  Hs:=X[5];
  s :=X[6];

```

```

RaylExtr:=X[7];
c_bed:=X[8];
gamma_bed:=X[9];
phi_sub:=X[10]*(2*PI/360); {wrijvingshoek in radialen}
c_sub:=X[11];
gamma_sub:=X[12];
END;

PROCEDURE golfperiode(s, Hs: REAL; VAR Tm: REAL);
VAR Tp: REAL;
BEGIN
  Tp := SQRT( 2*PI*Hs/(g*s) );
  Tm := Tp/1.4
END;

PROCEDURE golflengte (T, h: REAL; VAR L1: REAL);
CONST CO = 1.56;
VAR LO, L2, X, A: REAL;
BEGIN
  LO:= CO*SQR(T);
  L1 := LO;
  A := 2*PI*h;
  L2 := 0;
  WHILE ABS(L1-L2) > 0.01 DO
  BEGIN
    X:=A/L1;
    L2:=TANH(X)*LO;
    L1:=(2*L2 + L1)/3
  END
END;

PROCEDURE brekerhoogte (L, h: REAL; VAR Hsbr: REAL);
CONST beta = 0.092;
VAR k: real;
BEGIN
  k:=2*PI/L;
  Hsbr:=beta*TANH(k*h)*L
END;

PROCEDURE belasting(HsO, s, alfa, m1, m2, RaylExtr: REAL;
  VAR Ai, k, W, F1, F2, F3, F4, F_up, F_horz, F_vert: REAL);
VAR mass, w_up: REAL;
  Hsbr, P_crest, P_swl, P_bottom, p1, p2: REAL;
BEGIN
  golfperiode(s, Hs, Tz);
  golflengte(Tz, h, L);
  brekerhoogte(L, h, Hsbr);
  IF Hsbr < HsO THEN Hs:=Hsbr
  ELSE Hs:=HsO;
  Ai:=RaylExtr*(1+alfa)*Hs/2;
  k:=2*PI/L;
  IF golftoestand = 'golftop'
  THEN Begin
    IF Ai > h_crest THEN P_crest:=rho_w*g*(Ai-h_crest)
    ELSE P_crest:=0;

```

```

P_sw1:=rho_w*g*Ai;
P_bottom:=rho_w*g*Ai*COSH(k*(h-d))/COSH(k*h);

F1:=0.5*(P_crest + P_sw1)*h_crest;
F2:=P_sw1*(SINH(k*h)-SINH(k*(h-d)))/(k*COSH(k*h));
F_horz:=F1+F2;
F_up:=0.5*P_bottom*B;
End;
IF golftoestand = 'golfdal'
THEN Begin
  p1:=rho_w*g*Ai;
  p2:=rho_w*g*Ai*COSH(k*(h-d))/COSH(k*h);
  F3:=p1*(SINH(k*h)-SINH(k*(h-Ai)))/(k*COSH(k*h)) - 0.5*rho_w*g*SQR(Ai);
  F4:=p1*(SINH(k*(h-Ai))-SINH(k*(h-d)))/(k*COSH(k*h));
  F_horz:=F3+F4;
  F_up:=0.5*p2*B;
End;

mass:=B*d*m1 + B*h_rear*m2 + TrapArea*m2;
w_up := g*B*d*rho_w;
W := g*mass - w_up;
F_vert:=W - F_up;
END;

PROCEDURE bepaal_x1_tot_y4;
BEGIN
  paratrap('1',0,h_crest,Ai,k,20,A_curve1,zc_curve1);
  paratrap('2',-d,0,Ai,k,20,A_curve2,zc_curve2);
  paratrap('3',-Ai,0,Ai,k,20,A_curve3,zc_curve3);
  paratrap('4',-d,-Ai,Ai,k,20,A_curve4,zc_curve4);

  momX := B*(d+h_rear)*B/2 + TrapArea*(B-TrapArm);
  areaX := (d+h_rear)*B + TrapArea;
  x1 := momX/areaX;
  x2 := 2/3*B;

  y1 := d + zc_curve1;
  y2 := d + zc_curve2;
  y3 := d + zc_curve3;
  y4 := d + zc_curve4;
END;

BEGIN      { main program FUNCTION Z(x)}
  NewVector;
  parapet(TrapArea, TrapArm);
  IF mechanism = '5' THEN golftoestand := 'golfdal'
    ELSE golftoestand := 'golftop';
  belasting(Hs, s, alfa, m1, m2, RaylExtr,
    Ai, k, W, F1, F2, F3, F4, F_up, F_horiz, F_vert);
  bepaal_x1_tot_y4;
  f := TAN(2/3*phi_bed);

  CASE mechanism OF
    '1': Z := f*F_vert - F_horiz;           {Z-Functie voor afschuiven}
    '2': Z := W*x1 - (F1*y1 + F2*y2 + F_up*x2); {Z-Functie voor kantelen}
    '3': BEGIN

```

```

M_base := F1*y1 + F2*y2 + F_up*(1/6*B) - W*(x1-B/2);
e := M_base/F_vert;
Be := B-2*e;
V := F_vert;
Br := Be;
Brinch_Hansen(phi_bed, c_bed, gamma_bed, p, Pmax);
Z := Pmax - p; {Z-Functie voor de stortsteenfundering}
END;
'4': BEGIN
M_base := F1*y1 + F2*y2 + F_up*(1/6*B) - W*(x1-B/2);
e := M_base/F_vert;
Be := B-2*e;
V_sub := F_vert + gamma_bed*(h-d)*Be;
M_sub := M_base + F_horiz*(h-d);
e_sub := M_sub/V_sub;
Be_sub := Be+2*(h-d)-2*e_sub;
V := V_sub;
Br := Be_sub;
Brinch_Hansen(phi_sub, c_sub, gamma_sub, p, Pmax);
Z := Pmax - p; {Z-Functie voor de ondergrond bij een golftop}
END;
'5': BEGIN
M_base := F3*y3 + F4*y4 + F_up*(1/6*B) + W*(x1-B/2);
e := M_base/F_vert;
Be := B-2*e;
V_sub := F_vert + gamma_bed*(h-d)*Be;
M_sub := M_base + F_horiz*(h-d);
e_sub := M_sub/V_sub;
Be_sub := Be+2*(h-d)-2*e_sub;
V := V_sub;
Br := Be_sub;
Brinch_Hansen(phi_sub, c_sub, gamma_sub, p, Pmax);
Z := Pmax - p; {Z-Functie voor de ondergrond, bij een golfdal}
END;
END;
END;

```

INTERACT.PAS

```
PROCEDURE J_of_N;
Begin
  WHILE NOT (ch in ['j','J','n','N']) DO
  begin
    writeln;
    write('Typ j of n: ');
    readln(ch)
  end;
End;

PROCEDURE nextpage;
VAR
  x, y: integer;
  toets: char;
Begin
  REPEAT
    GotoXY(2,25);
    write('Druk op een toets om door te gaan. ');
    toets := readkey
  UNTIL toets <>(' ')
End;

PROCEDURE Space(k:integer);
var j: integer;
Begin
  For j:=1 to k do writeln
end;

PROCEDURE TikInvoer; {Invoer via het toetsenbord}
VAR
  ins : TEXT ;
  i : integer ;
  keuze: CHAR;
  s : string[5];

Procedure LeesInvoer;
BEGIN
  ClrScr;
  writeln;
  GotoXY(25,2);
  writeln('GEGEVENS VOOR VARIABEL ',i, ':');
  writeln;
  write('De naam van de variabele is: '); readln(VariableName[i]);
  writeln;
  write('De verdelingstype van de variabele is: ');
  writeln;
  writeln('1. Normaal');
  writeln('2. Gumbel');
  writeln('3. Weibull');
  writeln('4. RaylExtr');
  writeln('5. Uniform');
  writeln('6. Lognormaal');
  writeln;
```

```

keuze:=0';
WHILE (keuze in ['1','2','3','4','5','6']) = False DO
Begin
  write('Kies 1, 2, 3, 4, 5, of 6: ');
  readln(keuze);
End;
CASE keuze OF '1': VerdType[i]:='N';
              '2': VerdType[i]:='G';
              '3': VerdType[i]:='W';
              '4': VerdType[i]:='R';
              '5': VerdType[i]:='U';
              '6': VerdType[i]:='L';
END; {of case}
IF keuze = '1'
THEN Begin
  A[i]:=0; B[i]:=0; C[i]:=0;
  writeln;
  writeln('Het gemiddelde en de standaardafwijking zijn:');
  writeln;
  write('Mu = '); readln(Mu[i]);
  write('Sigma = '); readln(Si[i]);
  End
ELSE Begin
  writeln;
  writeln('De waarden van de parameters A, B en C zijn:');
  writeln;
  write('A = '); readln(A[i]);
  write('B = '); readln(B[i]);
  write('C = '); readln(C[i]);
  writeln;
  writeln('Het gemiddelde en de standaardafwijking zijn:');
  writeln;
  write('Mu = '); readln(Mu[i]);
  write('Sigma = '); readln(Si[i]);
  End;
END;

Procedure VerbeterInvoer;
Var i: integer;
Begin
  ClrScr;
  writeln;
  writeln('U kunt een wijziging brengen aan de invoerwaarden die u gegeven hebt. ');
  writeln;
  writeln('De gegeven variabelen zijn:');
  writeln;
  writeln(' variabel   Naam ');
  writeln(' -----   -----');
  FOR i:=1 TO N DO writeln(' ',i, ' ', VariableName[i]);
  writeln;
  writeln;
  writeln('Geef de volgorde (het nummer) van de variabel waarvan ');
  write('een wijzigng gewenst is: '); readln(i);
  writeln;
  LeesInvoer;
End;

```

```

BEGIN   { main procedure TikInvoer }
  ClrScr;
  GotoXY(25,2);
  writeln('INVOER VIA HET TOTSSENBOORD');
  space(2);
  write('Hoe groot is het aantal variabelen? N = ');
  readln(N);
  FOR i:=1 TO N DO LeesInvoer;
  ch:='a';
  writeln;
REPEAT
  writeln;
  write('Zijn de gegevens correct? (j/n): ');
  readln(ch);
  J_of_N;
  IF ch in ['n','N'] THEN VerbeterInvoer;
UNTIL ch in ['j','J'];
writeln;
writeln('Wilt u de zojuist ingevoerde gegevens in een bestand opslaan? ');
readln(ch);
J_of_N;
IF ch in ['j', 'J']
THEN BEGIN
  s := ' ';
  writeln;
  writeln;
  writeln('De naam van het bestand waarop de invoer-data ');
  write('opgeslagen mag worden is: '); readln(Naam);
  Assign(ins, naam);
  Rewrite(ins);
  writeln(ins, 'Invoer data voor de faalkansberekening ');
  writeln(ins, N);
  writeln(ins, '      A      B      C      Mu      Si');
  FOR I:=1 TO N DO
  BEGIN
    writeln(ins, VariableName[i]);
    write(ins, VerdType[i], s, A[i]:11:5, s, B[i]:11:5);
    writeln(ins, s, C[i]:11:5, s, Mu[i]:11:5, s, Si[i]:11:5);
  END;
  Close(ins)
END
END;

```

```

PROCEDURE GetData;   {Invoer uit een bestand}
VAR
  naam : STRING[15];
  getfile: TEXT;
  I: integer;
  keuze: Char;
BEGIN
  IF InputType = '3'
  THEN naam := InvoerFile
  ELSE BEGIN
    ClrScr;

```

```
GotoXY(25,2);
writeln('INVOER UIT EEN BESTAND');
space(2);
write('Wat is de naam van het invoerbestand? ');
readln(naam);
```

```
FindFirst(naam, 0, sr);
WHILE DosError <> 0 DO
Begin
TextBackGround( Blue );
ClrScr;
Window( 20, 8, 62, 20);
TextColor( Black );
TextBackground( LightGray );
ClrScr;
writeln;
writeln;
write(' File ');
TextColor( Red );
write(naam);
TextColor( Black );
writeln(' is niet gevonden!');
writeln;
writeln(' 1. nogmaals proberen');
writeln(' 2. default bestand gebruiken');
writeln(' 3. stoppen');
writeln;
write(' Kies 1, 2 of 3: ');keuze:=readkey;
CASE keuze OF '1': Begin
    ClrScr;
    space(2);
    writeln(' De naam van het invoerbestand is: ');
    space(2);
    write(' ');
    readln(naam);
End;
'2': naam:=InvoerFile;
'3': HALT;
END; {end of case}
FindFirst(naam, 0, sr)
End; {end of while}
Window(1, 1, 80, 25);
END;
```

```
Assign(getfile, naam);
Reset(getfile);
readln(getfile);
readln(getfile, N);
readln(getfile);
FOR I:=1 TO N DO
BEGIN
readln(getfile, VariableName[i]);
readln(getfile, VerdType[i], A[i], B[i], C[i], Mu[i], Si[i]);
END;
Close(getfile);
END;
```

```
PROCEDURE invoer;
VAR keuze: char;

BEGIN
  TextColor(Black);
  TextBackground(LightGray);
  ClrScr;
  GotoXY(30, 5);
  writeln('VERTICALE GOLFBREKER');
  writeln;
  writeln('Niveau II Berekening');
  writeln('-----');
  writeln;
  writeln;
  writeln('Dit programma maakt probabilistische berekeningen op niveau II');
  writeln('met de "Approximate Full Distribution Approach" methode. ');
  writeln;
  writeln('U krijgt de gelegenheid om de invoer zowel via het toetsenbord ');
  writeln('als uit een bestand in te voeren. De uitvoer wordt eveneens zowel');
  writeln('via het scherm als in een bestand gegeven. ');
  nextpage;

  ClrScr;
  GotoXY(30,3);
  writeln('DATA INVOER');
  space(2);
  writeln('Hoe wilt u de invoer gegevens laten lezen?');
  writeln;
  writeln('1. via het toetsenbord');
  writeln;
  writeln('2. uit een door u zelf op te geven bestand');
  writeln;
  writeln('3. uit het default bestand');
  writeln;
  writeln('4. stoppen');
  writeln;
  writeln;
  InputType := '0';
  WHILE (InputType in ['1','2','3','4']) = False DO
    Begin
      write('Kies 1, 2, 3 of 4: ');
      readln(InputType)
    End;
  CASE InputType OF '1' : TikInvoer;
                  '2','3': GetData;
                  '4' : HALT;
  END; {of case}
END;
```

```
PROCEDURE MechanismType;
BEGIN
  ClrScr;
  space(2);
  writeln('Voor welk mechanisme wilt u de berekening laten uitvoeren?');
```

```

writeln;
writeln;
writeln('1. Afschuiven');
writeln;
writeln('2. Kantelen');
writeln;
writeln('3. Bezwijken van de stortsteen-fundering');
writeln;
writeln('4. Bezwijken van de ondergrond');
writeln;
writeln('5. Bezwijken van de ondergrond bij een golfdal');
writeln;
writeln('6. Geen');
space(2);
readln(mechanism);
WHILE (mechanism in ['1', '2', '3', '4', '5', '6']) = FALSE DO
BEGIN
  writeln;
  write('Kies 1, 2, 3, 4, 5 of 6 : ');
  readln(mechanism);
  writeln
END

```

END;

PROCEDURE schermuitvoer; {uitvoer op het scherm}

VAR

```

I:integer;
s1,s2,s3,s4,s5: STRING[10];
BEGIN
  ClrScr;
  writeln('Uitvoer van de faalkansberekening ');
  writeln('_____ ');
  writeln;
  write('Mechanisme: ');
  CASE mechanism OF
    '1': writeln('Afschuiven');
    '2': writeln('Kantelen');
    '3': writeln('Bezwijken van de stortsteen-fundering');
    '4': writeln('Bezwijken van de ondergrond');
    '5': writeln('Bezwijken van de ondergrond bij een golfdal');
  END;
  writeln;
  writeln(' Beta = ', Beta:6:3);
  writeln('Faalkans = ', Faalkans:5);
  space(1);
  s1:= ' '; s2:= ' ';
  s3:= ' ';s4:= ' ';s5:= ' ';
  writeln(' Naam Type Mu Si X alfa', chr(253));
  space(1);
  FOR I:=1 TO N DO
    writeln(s1, VariableName[i], s1:11-length(VariableName[i]), VerdType[i], s2, Mu[i]:10:3, s2, Si[i]:9:3,
      s2, X[i]:10:3, s2, SQR(alfa[i]):10:4);
    space(1);
  writeln('Aantal iteraties = ',Tel:3);

```

```

    writeln('    Rekenduur = ',Rekenduur:5:2,' s');
    space(1)
END;

PROCEDURE SaveOutput;    {uitvoer naar een bestand}
VAR
    I    :integer;
    naam,s1,
    s2,s3,s4,s5: string[15];
    ins: TEXT;

BEGIN
    ch:='N';
    REPEAT
    ClrScr;
    writeln;
    write('Naam van het uitvoerbestand: ');
    readln(naam);
    FindFirst(naam, 0, sr);
    IF DosError = 0 THEN
    Begin
        TextBackGround( Blue );
        ClrScr;
        Window( 15, 10, 62, 15);
        TextColor( Black );
        TextBackground( LightGray );
        ClrScr;
        writeln;
        writeln;
        write(' File ');
        TextColor( Red );
        write(naam);
        TextColor( Black );
        writeln(' is een reeds bestaande file. ');
        writeln;
        write('    Vervangen ? (j/n): ');
        readln(ch);
        J_of_N;
    End;
    UNTIL (ch in ['J', 'j']) OR (DosError <> 0);

    Assign(ins, naam);
    Rewrite(ins);
    writeln(ins, 'Uitvoer van de faalkansberekening ');
    writeln(ins, '_____ ');
    writeln(ins);
    write(ins,'Mechanisme: ');
    CASE mechanism OF
    '1': writeln(ins,'Afschuiven');
    '2': writeln(ins,'Kantelen');
    '3': writeln(ins,'Bezwijken van de stortsteen-fundering');
    '4': writeln(ins,'Bezwijken van de ondergrond');
    '5': writeln(ins,'Bezwijken van de ondergrond bij een golfdal');
    END;
    writeln(ins);
    writeln(ins, '    Beta = ', Beta:6:3);

```

```
writeln(ins, 'Faalkans = ', Faalkans:5);
writeln(ins);
s1:= ' '; s2:= ' ';
s3:= ' '; s4:= ' '; s5:= ' ';
writeln(ins, 'Naam Type Mu Si X alfa', chr(253));
writeln(ins);
FOR I:=1 TO NDO
writeln(ins, s1, VariableName[i], s1:11-length(VariableName[i]), VerdType[i], s2, Mu[i]:10:3, s2, Si[i]:9:3,
s2, X[i]:10:3, s2, SQR(alfa[i]):10:4);
writeln(ins);
writeln(ins, 'Aantal iteraties = ', Tel:3);
writeln(ins, ' Rekenduur = ', Rekenduur:5:2, ' s');
writeln(ins);
Close (ins)
END;
```

MONT-CAR.PAS

```

PROGRAM MonteCarlo;
{Monte Carlo simulatie voor de caisson golfbreker}
uses Crt, Dos;

CONST
g = 9.81;
rho_w = 1030;
h = 23;
d = 15;
h_crest = 8;
h_rear = 2.5;
b1 = 5;
b2 = 2.5;

TYPE
  kromme = STRING[15];
  ARY = ARRAY [1..6] OF REAL;
  ARY_int = ARRAY [1..6] OF integer;
VAR
A_curve1, A_curve2, A_curve3, A_curve4,
zc_curve1, zc_curve2, zc_curve3, zc_curve4: REAL;

TrapArea, TrapArm, momX, areaX: REAL;
x1, x2, y1, y2, y3, y4: REAL;

V_sub, M_sub, Be, Br, e_sub, Be_sub :REAL;
M_base, e, V, phiBed, cBed, gBed,
phiSub, cSub, gSub, p, Pmax : REAL;

Ai, k, s, Tz, Hs, alfa, m1, m2, RaylExtr,
L, f, W, F1, F2, F3, F4, F_up, F_horiz, F_vert: REAL;

golftoestand: STRING[10];

i, N_all: LongInt;
j: word;
B, Z1,Z2,Z3,Z4,Z5, Rekenduur: REAL;
Nb: ARY_int;
Pb: ARY;
ch: Char;

{$I MATH.FUN}
{$I TOOLS.PAS}

PROCEDURE Parapet ( VAR area, arm: REAL);
VAR
  H, b3, mom: real;
Begin
  H := h_crest-h_rear;
  b3 := b1-b2;
  area := 0.5*(b1+b2)*H;
  mom := b2*H*0.5*b2 + 0.5*b3*H*(b2+b3/3);

```

```

    arm := mom/area;
End;

PROCEDURE paratrap(Curve: Char; a, b, Ai, k:real; n:integer;
    VAR area, zc:real);
    { Berekent het oppervlak en het zwaartepunt van een trapezium
    of van een parabool }

VAR
    i : integer;
    dh, x, som1, som2, integral1, integral2: real;

FUNCTION y1(x:real): real;
BEGIN
    CASE Curve OF
        '1': y1:=rho_w*g*(Ai-x);
        '2': y1:=rho_w*g*Ai*COSH(k*(h+x))/COSH(k*h);
        '3': y1:=rho_w*g*Ai*COSH(k*(h+x))/COSH(k*h) - rho_w*g*(Ai+x);
        '4': y1:=rho_w*g*Ai*COSH(k*(h+x))/COSH(k*h);
    End;
END;

FUNCTION y2(x:real): real;
BEGIN
    CASE Curve OF
        '1': y2:=rho_w*g*(Ai-x)*x;
        '2': y2:=rho_w*g*Ai*COSH(k*(h+x))*x/COSH(k*h);
        '3': y2:=(rho_w*g*Ai*COSH(k*(h+x))/COSH(k*h) - rho_w*g*(Ai+x))*x;
        '4': y2:=rho_w*g*Ai*COSH(k*(h+x))*x/COSH(k*h);
    End;
END;

BEGIN { Main Procedure Paratrap}
    dh:=(b-a)/(2*n);
    som1:=0;
    som2:=0;
    FOR i:=1 TO (2*n-1) DO
    Begin
        x:=a+i*dh;
        IF i MOD 2 = 0
        THEN Begin
            som1:=som1+2*y1(x);
            som2:=som2+2*y2(x);
        End
        ELSE Begin
            som1:=som1+4*y1(x);
            som2:=som2+4*y2(x);
        End;
    End;

    integral1 := 1/3*dh*(y1(a) + som1 + y1(b));
    integral2 := 1/3*dh*(y2(b) + som2 + y2(b));
    area := integral1;
    zc:= integral2/integral1
END;

```

```
PROCEDURE Brinch_Hansen(phi, c, gamma: REAL; Var p ,Pmax: REAL);
```

```
VAR Lr, t, hulp,  
    sc, sq, sg, ic, iq, ig,  
    Nq, Nc, Ng: real;
```

```
CONST q = 0;
```

```
FUNCTION tan(x:real):real;
```

```
Begin
```

```
    tan := sin(x)/cos(x)
```

```
End;
```

```
BEGIN          { Main procedure Brinch_Hansen }
```

```
    Lr := 1000000*B; {oneindig lange strook}
```

```
    p := V/Br;
```

```
    t := F_horiz/Br;
```

```
    sc := 1 + 0.2*Br/Lr;
```

```
    sq := 1 + SIN(phi)*Br/Lr;
```

```
    sg := 1 - 0.4*Br/Lr;
```

```
IF t < (c+p*TAN(phi))
```

```
THEN Begin
```

```
    ic := 1 - t/(c+p*TAN(phi));
```

```
    iq := SQR(ic);
```

```
    ig := ic*iq
```

```
End
```

```
ELSE Begin
```

```
    ic := 0;
```

```
    iq := 0;
```

```
    ig := 0
```

```
End;
```

```
Nq := ((1+sin(phi))/(1-sin(phi)))*EXP(PI*TAN(phi));
```

```
IF phi = 0 THEN Nc := 2+PI
```

```
    ELSE Nc := (Nq-1)/TAN(phi);
```

```
Ng := 1.5*(Nq-1)*TAN(phi);
```

```
Pmax := sg*ig*Ng*0.5*gamma*Br + sc*ic*Nc*c + sq*iq*Nq*q;
```

```
End;
```

```
PROCEDURE golfperiode(s, Hs: REAL; VAR Tm: REAL);
```

```
VAR Tp: REAL;
```

```
BEGIN
```

```
    Tp := SQRT( 2*PI*Hs/(g*s) );
```

```
    Tm := Tp/1.4
```

```
END;
```

```
PROCEDURE golflengte (T, h: REAL; VAR L1: REAL);
```

```
CONST CO = 1.56;
```

```
VAR LO, L2, X, A: REAL;
```

```
BEGIN
```

```
    LO:= CO*SQR(T);
```

```
    L1 := LO;
```

```
    A := 2*PI*h;
```

```
    L2 := 0;
```

```

WHILE ABS(L1-L2) > 0.01 DO
BEGIN
  X:=A/L1;
  L2:=TANH(X)*LO;
  L1:=(2*L2 + L1)/3
END
END;

PROCEDURE brekerhoogte (L, h: REAL; VAR Hsbr: REAL);
CONST beta = 0.092;
VAR k: real;
BEGIN
  k:=2*PI/L;
  Hsbr:=beta*TANH(k*h)*L
END;

PROCEDURE belasting(B, HsO, s, alfa, m1, m2, RaylExtr: REAL;
  VAR Ai, k, W, F1, F2, F3, F4, F_up, F_horz, F_vert: REAL);
VAR mass, w_up: REAL;
  Hsbr, P_crest, P_swl, P_bottom, p1, p2: REAL;
BEGIN
  golfperiode(s, Hs, Tz);
  golflengte(Tz, h, L);
  brekerhoogte(L, h, Hsbr);
  IF Hsbr < HsO THEN Hs:=Hsbr
    ELSE Hs:=HsO;
  Ai:=RaylExtr*(1+alfa)*Hs/2;
  k:=2*PI/l;
  IF golftoestand = 'golftop'
  THEN Begin
    IF Ai > h_crest THEN P_crest:=rho_w*g*(Ai-h_crest)
      ELSE P_crest:=0;
    P_swl:=rho_w*g*Ai;
    P_bottom:=rho_w*g*Ai*COSH(k*(h-d))/COSH(k*h);

    F1:=0.5*(P_crest + P_swl)*h_crest;
    F2:=P_swl*(SINH(k*h)-SINH(k*(h-d)))/(k*COSH(k*h));
    F_horz:=F1+F2;
    F_up:=0.5*P_bottom*B;
  End;
  IF golftoestand = 'golfdal'
  THEN Begin
    p1:=rho_w*g*Ai;
    p2:=rho_w*g*Ai*COSH(k*(h-d))/COSH(k*h);
    F3:=p1*(SINH(k*h)-SINH(k*(h-Ai)))/(k*COSH(k*h)) - 0.5*rho_w*g*SQR(Ai);
    F4:=p1*(SINH(k*(h-Ai))-SINH(k*(h-d)))/(k*COSH(k*h));
    F_horz:=F3+F4;
    F_up:=0.5*p2*B;
  End;
  mass:=B*d*m1 + B*h_rear*m2 + TrapArea*m2;
  w_up := g*B*d*rho_w;
  W := g*mass - w_up;
  F_vert:=W - F_up;
END;

PROCEDURE bepaal_x1_tot_y4;

```

```

BEGIN
  paratrap('1',0,h_crest,Ai,k,20,A_curve1,zc_curve1);
  paratrap('2',-d,0,Ai,k,20,A_curve2,zc_curve2);
  paratrap('3',-Ai,0,Ai,k,20,A_curve3,zc_curve3);
  paratrap('4',-d,-Ai,Ai,k,20,A_curve4,zc_curve4);

  momX := B*(d+h_rear)*B/2 + TrapArea*(B-TrapArm);
  areaX := (d+h_rear)*B + TrapArea;
  x1 := momX/areaX;
  x2 := 2/3*B;
  y1 := d + zc_curve1;
  y2 := d + zc_curve2;
  y3 := d + zc_curve3;
  y4 := d + zc_curve4;
END;

```

```

PROCEDURE Genereer_Stochasten;

```

```

CONST

```

```

  A = 4;
  B = 0.542;
  C = 1;
  A_k = 3.75;
  B_k = 0.5;

```

```

  mu_m1 = 2100;
  si_m1 = 50;
  mu_m2 = 2300;
  si_m2 = 10;
  mu_alfa = 0.8;
  si_alfa = 0.1;
  mu_s = 0.0375;
  si_s = 0.0075;
  mu_phiBed = 45*(2*PI/360);    { phi in radians }
  si_phiBed = 5*(2*PI/360);    { phi in radians }
  mu_cBed = 0;
  si_cBed = 0;
  mu_gBed = 10000;
  si_gBed = 1000;
  mu_phiSub = 17.5*(2*PI/360);  { phi in radians }
  si_phiSub = 2.5*(2*PI/360);  { phi in radians }
  mu_cSub = 64000;
  si_cSub = 5000;
  mu_gSub = 9000;
  si_gSub = 800;

```

```

  min = 10e-9;
  N = 1000;

```

```

VAR

```

```

  i: integer;
  u, temp, macht: REAL;
  mu, si, x: ARRAY[1..10] OF REAL;

```

```

PROCEDURE Normal(mu, si: REAL; VAR x: REAL);

```

```

VAR

```

```

  j: word;

```

```

    som: real;
BEGIN
    randomize;
    som := 0;
    FOR j:=1 TO N DO
    Begin
        u := random;
        som := som + u
    End;
    x := si*(som - N/2)/SQRT(N/12) + mu;
END;

PROCEDURE Weibull(A, B, C: real; VAR x: real);
BEGIN
    randomize;
    u := random;
    temp := -1*ln(u);
    macht := 1/C;
    x := B*POWER(temp,macht) + A;
END;

PROCEDURE Extreem(A, B: real; VAR x: real);
BEGIN
    randomize;
    u := random;
    temp := -1*ln(u);
    x := SQRT(-B*ln(temp)+A);
END;

PROCEDURE vector;
BEGIN
    mu[1]:=mu_m1; si[1]:=si_m1;
    mu[2]:=mu_m2; si[2]:=si_m2;
    mu[3]:=mu_alfa; si[3]:=si_alfa;
    mu[4]:=mu_phiBed; si[4]:=si_phiBed;
    mu[5]:=mu_cBed; si[5]:=si_cBed;
    mu[6]:=mu_gBed; si[6]:=si_gBed;
    mu[7]:=mu_phiSub; si[7]:=si_phiSub;
    mu[8]:=mu_cSub; si[8]:=si_cSub;
    mu[9]:=mu_gSub; si[9]:=si_gSub;
END;

BEGIN          { main procedure genereer-stochasten}
    vector;
    FOR i:=1 TO 9 DO Normal(mu[i],si[i],x[i]);
    s:=0;
    REPEAT Normal(mu_s,si_s,s) UNTIL s>0;

    m1:=x[1];
    m2:=x[2];
    alfa:=x[3];
    phiBed:=x[4];
    cBed:=x[5];
    gBed:=x[6];
    phiSub:=x[7];
    cSub:=x[8];

```

```

gSub:=x[9];

Weibull(A, B, C, Hs);
Extreem(A_k, B_k, RaylExtr);
END; {einde genereren van stochasten}

BEGIN {***** main program *****}
  invoer;
  inter_face;
  Rekenduur := Tijdstip;
  FOR j:=1 TO 6 DO Nb[j]:=0;
  FOR i:=1 TO N_all DO
  Begin
    Genereer_Stochasten;
    parapet(TrapArea, TrapArm);
    golftoestand := 'golftop';
    belasting(B, Hs, s, alfa, m1, m2, RaylExtr,
      Ai, k, W, F1, F2, F3, F4, F_up, F_horiz, F_vert);
    bepaal_x1_tot_y4;
    f := TAN(2/3*phiBed);

    {mechanisme 1:}
    Z1 := f*F_vert - F_horiz;          {Z-Functie voor afschuiven}

    {mechanisme 2:}
    Z2 := W*x1 - (F1*y1 + F2*y2 + F_up*x2); {Z-Functie voor kantelen}

    {mechanisme 3:}
    M_base := F1*y1 + F2*y2 + F_up*(1/6*B) - W*(x1-B/2);
    e := M_base/F_vert;
    Be := B-2*e;
    V := F_vert;
    Br := Be;
    Brinch_Hansen(phiBed, cBed, gBed, p, Pmax);
    Z3 := Pmax - p;          {Z-Functie voor de stortsteenfundering}

    {mechanisme 4:}
    V_sub := F_vert + gBed*(h-d)*Be;
    M_sub := M_base + F_horiz*(h-d);
    e_sub := M_sub/V_sub;
    Be_sub := Be+2*(h-d)-2*e_sub;
    V := V_sub;
    Br := Be_sub;
    Brinch_Hansen(phiSub, cSub, gSub, p, Pmax);
    Z4 := Pmax - p;          {Z-Functie voor de ondergrond bij een golftop}

    {mechanisme 5:}
    golftoestand := 'golfdal';
    belasting(B, Hs, s, alfa, m1, m2, RaylExtr,
      Ai, k, W, F1, F2, F3, F4, F_up, F_horiz, F_vert);
    bepaal_x1_tot_y4;
    M_base := F3*y3 + F4*y4 + F_up*(1/6*B) + W*(x1-B/2);
    e := M_base/F_vert;
    Be := B-2*e;
    V_sub := F_vert + gBed*(h-d)*Be;

```

```
M_sub := M_base + F_horiz*(h-d);
e_sub := M_sub/V_sub;
Be_sub := Be+2*(h-d)-2*e_sub;
V := V_sub;
Br := Be_sub;
Brinch_Hansen(phiSub, cSub, gSub, p, Pmax);
Z5 := Pmax - p;      {Z-Functie voor de ondergrond bij een golfdal}

IF Z1<0 THEN Nb[1]:=Nb[1]+1;
IF Z2<0 THEN Nb[2]:=Nb[2]+1;
IF Z3<0 THEN Nb[3]:=Nb[3]+1;
IF Z4<0 THEN Nb[4]:=Nb[4]+1;
IF Z5<0 THEN Nb[5]:=Nb[5]+1;

IF ( (Z1<0) OR (Z2<0) OR (Z3<0) OR (Z4<0) OR (Z5<0) ) THEN Nb[6]:=Nb[6]+1;
GotoXY(35,17);write('simulatie ',i);
End;

FOR j:=1 TO 6 DO
Pb[j] := Nb[j]/N_all;

Rekenduur := (Tijdstip - Rekenduur)/60;
schermuitvoer;
writeln('Wilt U deze uitvoer op de actieve drive op een bestand');
write('genaamd OUT-MONT.PAS opslaan ? (j/n): ');
readln(ch);
J_of_N;
IF ch in ['j','J'] THEN SaveOutput;
END.
```

TOOLS.PAS

```

FUNCTION Tijdstip : REAL;
CONST
  PerMin = 60;
  PerHour = 3600;
VAR
  Hour, Min, Sec, Frac: WORD;
BEGIN
  GetTime(Hour, Min, Sec, Frac);
  Tijdstip := PerHour*Hour + PerMin*Min + Sec + Frac/100;
END;

PROCEDURE control (VAR x: real; min, max : real);
BEGIN
  WHILE (x < min) OR (x > max) DO
    BEGIN
      IF (abs(min) < 0.01) OR (abs(max) < 0.01)
      THEN write ('Invoer is incorrect! Kies een waarde tussen ', min:1, ' en ', max:1, ' : ')
      ELSE write ('Invoer is incorrect! Kies een waarde tussen ', min:4:2, ' en ', max:4:2, ' : ');
      readln (x)
    END
  END;

PROCEDURE control_int (VAR x: LongInt; min, max: LongInt);
BEGIN
  WHILE (x < min) OR (x > max) DO
    BEGIN
      write ('Invoer is incorrect! Kies een waarde tussen ', min:2, ' en ', max:2, ' : ');
      readln (x)
    END
  END;

PROCEDURE J_of_N;
Begin
  WHILE NOT (ch in ['j','J','n','N']) DO
    begin
      writeln;
      write('Typ j of n: ');
      readln(ch)
    end;
End;

PROCEDURE SaveOutput;
VAR uit: TEXT;
BEGIN
  Assign(uit, 'OUT-MONT.PAS');
  rewrite(uit);
  writeln(uit);
  writeln(uit, '  RESULTAAT VAN DE SIMULATIE');
  writeln(uit, '  -----');
  writeln(uit);
  writeln(uit, 'Het aantal simulaties per caissonbreedte, N = ', N_all);
  writeln(uit);
  writeln(uit, 'mechanisme          Pb    Nb ');

```

```
writeln(uit, '-----');
writeln(uit, '1. Afschuiven      ',' ', 'Pb[1]:1,' ',Nb[1]);
writeln(uit, '2. Kantelen      ',' ', 'Pb[2]:1,' ',Nb[2]);
writeln(uit, '3. Fundering      ',' ', 'Pb[3]:1,' ',Nb[3]);
writeln(uit, '4. Ondergrond (golftop)',' ', 'Pb[4]:1,' ',Nb[4]);
writeln(uit, '5. Ondergrond (golfdal)',' ', 'Pb[5]:1,' ',Nb[5]);
writeln(uit, '6. Systeem      ',' ', 'Pb[6]:1,' ',Nb[6]);
```

```
writeln(uit);
writeln(uit, 'Rekenduur = ',Rekenduur:8:2,' min');
writeln(uit);
close(uit)
```

END;

PROCEDURE schermuitvoer;

BEGIN

```
ClrScr;
writeln;
writeln;
writeln('  RESULTAAT VAN DE SIMULATIE');
writeln('  -----');
writeln;
writeln(' Het aantal simulaties, N = ',N_all);
writeln;
writeln(' mechanisme      Pb      Nb ');
writeln(' -----');
writeln('1. Afschuiven      ',' ', 'Pb[1]:1,' ',Nb[1]);
writeln('2. Kantelen      ',' ', 'Pb[2]:1,' ',Nb[2]);
writeln('3. Fundering      ',' ', 'Pb[3]:1,' ',Nb[3]);
writeln('4. Ondergrond (golftop)',' ', 'Pb[4]:1,' ',Nb[4]);
writeln('5. Ondergrond (golfdal)',' ', 'Pb[5]:1,' ',Nb[5]);
writeln('6. Systeem      ',' ', 'Pb[6]:1,' ',Nb[6]);
writeln;
writeln(' Rekenduur = ',Rekenduur:8:2,' min');
writeln;
```

END;

PROCEDURE invoer;

BEGIN

```
TextColor(Black);
TextBackground(LightGray);
ClrScr;
GotoXY(30, 5);
writeln('VERTICALE GOLFBREKER');
writeln;
writeln('Monte Carlo Simulatie');
writeln('-----');
writeln;
writeln;
write('Hoe groot is de caissonbreedte in meters? B = ');
readln(B);writeln;
control(B, 11, 22);
writeln;writeln;
write('Het aantal simulaties dat u wilt laten uitvoeren is: N = ');
readln(N_all);writeln;
control_int(N_all, 10, 100000);
```

```
write('Weet u zeker dat u de berekening wilt laten beginnen? (j/n) ');
readln(ch);
J_of_N;
IF ch in ['n','N'] THEN Halt;
END;
```

```
PROCEDURE inter_face;
BEGIN
  ClrScr;
  writeln;
  writeln;
  TextBackGround( Black );
  ClrScr;
  Window( 27, 10, 54, 14);
  TextBackground(LightGray);
  TextColor(Black);
  ClrScr;
  writeln;
  writeln;
  write(' BEZIG MET BEREKENING ');
  TextBackground(LightGray);
  TextColor(Black+Blink);
  writeln('!');
  Window(1, 1, 80, 25);
  TextBackground(Black);
  TextColor(LightGray);
END;
```


Vertical Breakwaters

A review of the literature

Contents

1. Introduction	2
2. General	3
3. Historical Developments of Vertical Breakwaters	3
3.1. The Italian Experience	3
3.1.1. Historical Development of Breakwaters in Italy	3
3.1.2. Failures	5
3.1.3. Recent Vertical Breakwaters in Italy	5
3.2. The Japanese Experience	7
3.2.1. Historical Development of Breakwaters in Japan	7
3.2.2. Recent Vertical Breakwaters in Japan	8
3.2.3. New Caisson Breakwater Design	10
4. Reasons for Failure of Vertical Breakwaters	10
4.1. Reasons inherent to the structure itself	11
4.2. Reasons inherent to hydraulic conditions and loads	13
4.3. Reasons inherent to the foundation and seabed morphology	14
5. Wave Forces on Vertical Breakwaters	17
5.1. Goda's Formula	18
5.2. Reliability of Goda's Formula	20
5.3. Effect of Repetitive Wave Impacts on the Stability	21
5.4. An Example of Breakwater Damage due to Impulsive Wave Forces	22
5.5. Impulsive Pressure Coefficient	22
6. A Probabilistic Design Approach is Needed	23
7. Wave Forces on Vertical Breakwaters (part II)	24
7.1. Introduction	24
7.2. Tentative characterization of impact load	25
7.3. Small-scale model investigations	27
7.4. Large-scale model investigations	28
8. Dynamic response of vertical breakwaters	30
9. Structural Measures for Reduction of Wave Forces and Overtopping	32
9.1. Introduction	32
9.2. Geometry of the front	32
9.3. Superstructures	33
9.4. Absorbing chambers	34
9.5. Rubble mounds in front of caisson	34

1. Introduction

As part of the thesis on failure mechanisms of vertical breakwaters, a literature study is done on vertical breakwaters. In this report a summary is made of general aspects concerning vertical breakwaters, which are found in the literature. The aim of the literature study is to look at the history of vertical breakwaters in order to get some insight on the stability problems and new developments in the field of vertical breakwaters.

Italy and Japan are the countries with the most experience with vertical breakwaters. The historical developments of vertical breakwaters in these two countries are summarized in chapter 3. Reasons which may lead to failure modes of vertical breakwaters are discussed in chapter 4.

Wave (impact) forces form the most challenging part in the stability of vertical breakwaters. It has often been suggested that impact forces induced by breaking waves have no significance, and hence should not be used for design purposes. However, results of a study on vertical breakwater failures together with the result of investigations on the effect of impact loads on a vertical breakwater (Oumeraci et al. 1992) have shown that impact pressure has not only a localized effect, but may also be detrimental for the stability of the structure components as well as for the overall stability of the structure, including the foundation. Wave forces are discussed in two chapters, i.e. part I in chapter 5 and part II in chapter 7.

Through the years, caisson breakwaters have been constructed with numerous geometries in order to reduce wave forces and wave overtopping or from an aesthetic point of view. For caisson breakwaters, the stability is of major concern, and during the past a lot of attention has been paid on it. For operational reasons, however, the amount of overtopping water will often be an important factor, especially in cases with ships moored along the harbour side of the caisson breakwater. Structural measures for the reduction of wave forces are briefly discussed in chapter 9.

2. General

In the 1930's, damage to vertical breakwaters occurred one after another, for example at Catania (Italy) in 1933 and at Algiers (Mustapha Breakwater) in 1934. Most of the damaged breakwaters are later reconstructed as rubble mound breakwaters. Unfortunately, half a century later, at the end of the 1970's and beginning of the 1980's, a comparable shock was experienced by a series of large rubble mound breakwaters, for example at Sines (Portugal). After the first shock in the thirties, the vertical breakwater was almost abandoned in favour of the rubble mound, except in some countries like Japan, Italy and Taiwan.

The need for breakwaters at greater depths to suit the increasing draught of large vessels in the last decades has made the costs of rubble mound breakwaters rise excessively. In this respect, vertical breakwaters may represent a better alternative, in terms of performance, total costs, standardisation, quality control, environmental aspects, construction time and maintenance. In addition the situation is quite different from that in the thirties, since a number of important developments which might promote the revival of vertical breakwaters have taken place in the last decades. There is more knowledge of wave characteristics, large-scale testing facilities are available and there has been a remarkable development in hydraulic modelling.

The aforementioned reasons together contribute to the rediscovery of vertical breakwaters. It is believed that this action towards the revival of vertical breakwaters should necessarily start with a comprehensive review of past failures, since one could learn a lot from these difficult experiences [Oumeraci, 1992].

3. Historical Developments of Vertical Breakwaters

3.1. The Italian Experience

Vertical breakwaters have been widely used along the Italian coasts. Some 35 vertical breakwaters, with an overall length of 50 km, were built in the last century to protect harbours in water depths between 10 and 40 m, typically preferred to other breakwater types in depths larger than 15 - 20 m. The main reasons for the popularity of vertical breakwaters in Italy, despite the availability of rock mounds are:

- the frequent favourable geotechnical conditions and large waters depths
- the small tidal range and not too large wave heights in the Mediterranean Sea and
- a traditional familiarity since the Roman age with marine concrete structures

3.1.1. Historical Development of Breakwaters in Italy

The first vertical walls were made with overlapping para-llelepiped concrete blocks weighing 50 to 150 t (concrete masonry blockwork) (Fig. 1).

Then hollow cellular concrete-filled blocks (up to 400 t) were used to cover the whole structure width (Fig.2). However these cellular blocks suffered from the bad quality of the in situ mass concrete filling and its imperfect bond with the frame elements.

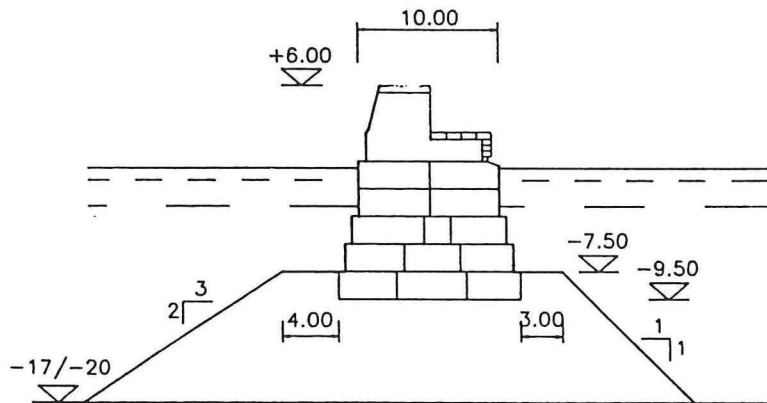


Fig.1 Cross section of the block-type breakwater

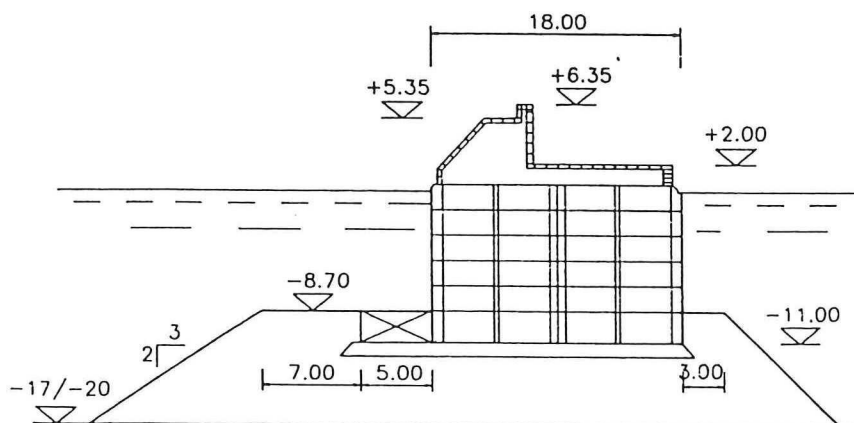


Fig.2 Cross-section of the cellular block-type breakwater

The next step was represented by the use of full-width monolithic overlapped cyclopean blocks weighing up to 1000 t. The vertical holes needed for handling them with large cranes were then filled in-situ with concrete and rails or steel bars to ensure the solidarity of the column (Fig.3).

The final, most efficient solution is represented by the reinforced concrete cellular caissons, the first application which dates back to 1925-27 in minor works at the harbours of Naples, Genoa and Capri.

3.1.2. Failures

In the harbour of Catania the main breakwater failed in March 1933 (soon after its construction) during a severe storm, the characteristics of which were not recorded. The 320 t simply placed concrete blocks (12x4x3.25m) slid over one another in successive courses due to the unforeseen forces induced by waves breaking on the wall. The breakwater of Catania was repaired by transmitting it to a rubble mound structure (Fig.3).

After the war other collapses occurred to the breakwaters of Genoa (1955), Ventotene (1966), Palermo

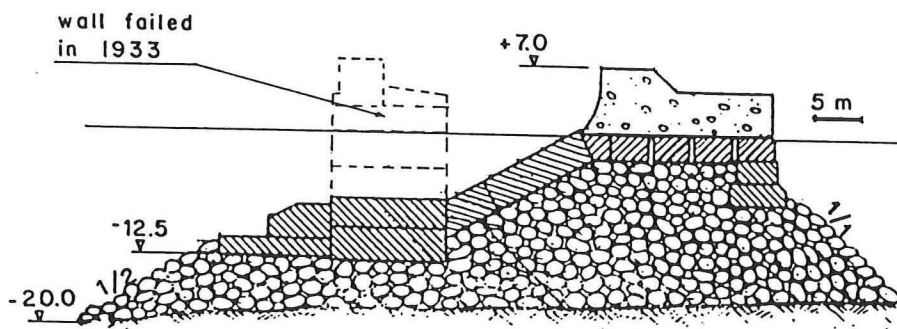


Fig.3 Cross-section of the failed and rehabilitated breakwater in the harbour of Catania.

(1973), Bari (1974) and Naples (1987). In all these cases the collapse was due to high wave impact loading, partly induced by the limited water depth. The typical failure modes were the landward sliding of the superior blocks or of the whole caisson.

As far as more modern vertical breakwaters are concerned, no major collapse has been experienced so far. The main problems typically observed are the differential settlements due to poor foundation soils and/or due to scour effects at the toe. Localized damage to superstructure and to the foundation characterized the two most recent failure cases occurred at the caissons of Gela and Bagnara.

3.1.3. Recent Vertical Breakwaters in Italy

The large majority of modern vertical breakwaters in Italy are cellular caissons sitting on a rubble mound foundation ("vertically composite"). The height and width of the caissons vary between 10 and 20 m, while the length usually ranges within 20 and 40 m.

Figure 4 shows the cross section and main geometrical features of nearly all the latest applications drawn at the same scale. Most caissons have the traditional prismatic (square) shape, apart from Naples' Duca degli Abruzzi breakwater extension, where each caisson shows two semi-cylindrical protrusions. From the second half of Fig.4 other characteristic features of modern caisson breakwaters such as the sloping parapet and perforated walls can be observed.

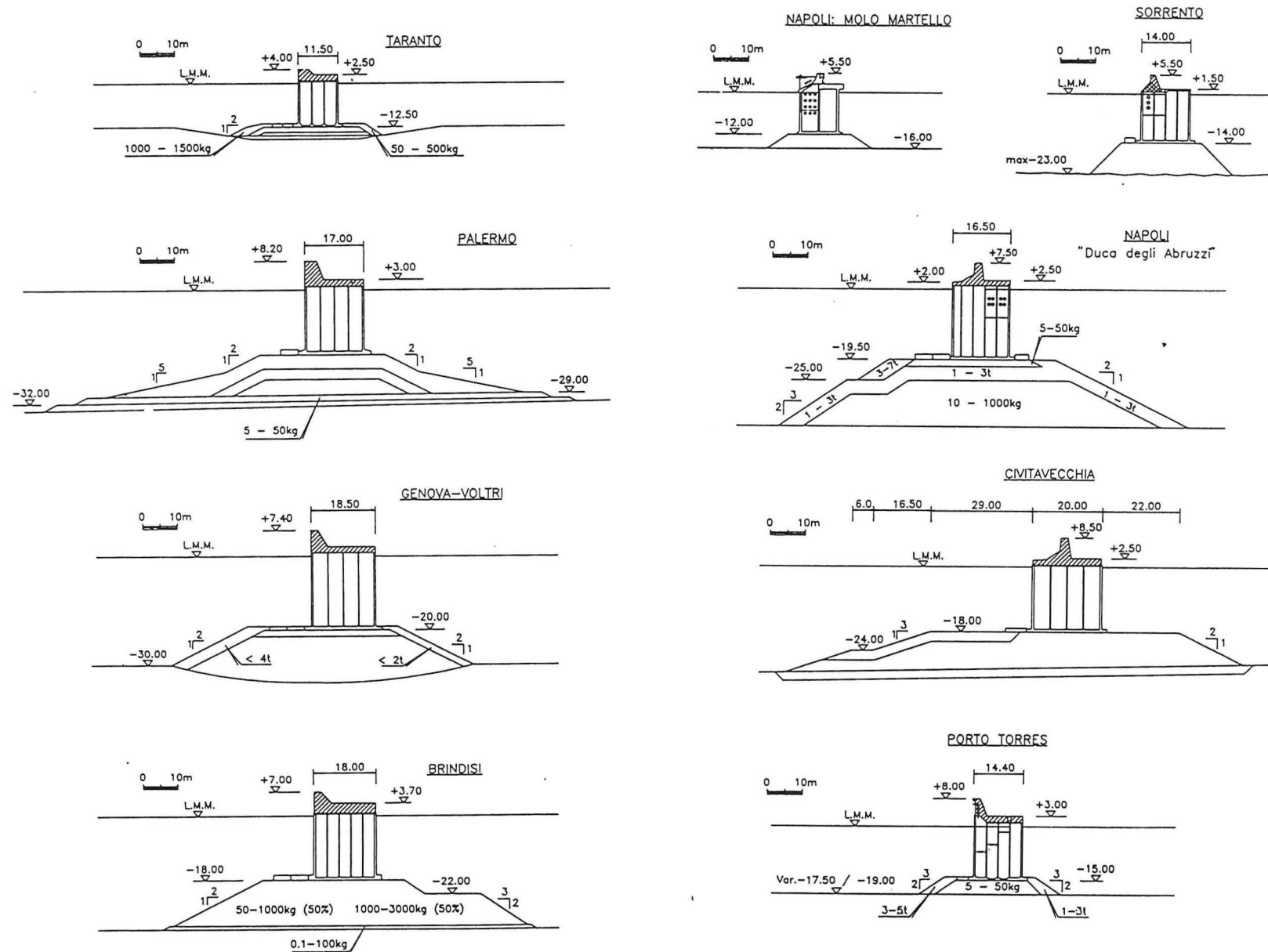


Fig.4 Cross-sections of new Italian caisson breakwaters

3.2. The Japanese Experience

Japan represents the country with the most caisson breakwaters and the largest experience in this field. Since Japan is surrounded by rough seas, breakwaters are of great importance in the development and expansion of harbour facilities. Because no large quantities of rock are available in Japan, rubble mounds were considered to be too expensive. So, Japan concentrated on vertical wall and composite breakwaters. The Japanese performed much research and derived a lot of formulas for wave pressure calculation, the formula of Goda being the latest.

3.2.1. Historical Development of Breakwaters in Japan

The first modern breakwater in Japan was constructed at Yokohama Port in 1891, and was designed by a H.S. Palmer, a retired British Major-General. A cross-section is shown in Fig.5. It was redesigned, however, with concrete blocks for the whole upright section after it was damaged by a storm in 1902.

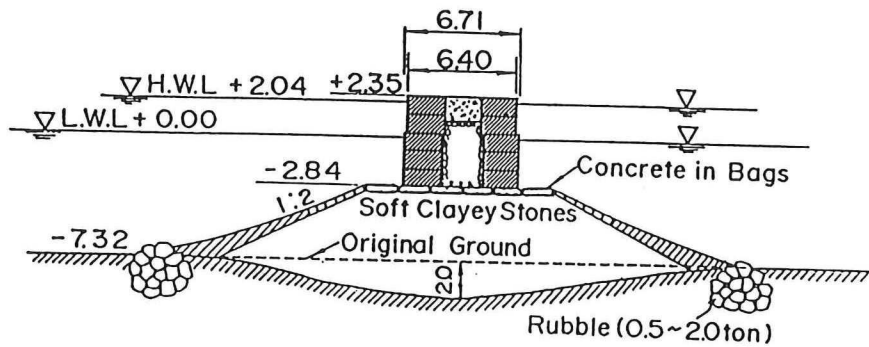


Fig.5 Cross-section of breakwater at Yokohama Port (1891-1896).

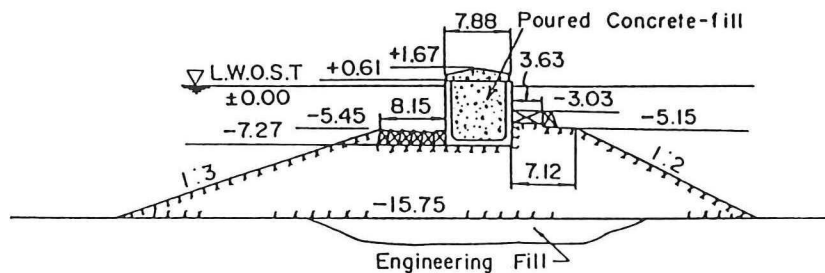


Fig.6 Cross-section of island breakwater at Otaru Port (1912-1917)

The breakwater with reinforced concrete caisson in Japan was introduced at Kobe Port for the first time in 1911 and then utilized for an island breakwater at Otaru Port in 1912. Since the wave conditions are much more severe at Otaru than Kobe, the breakwater was quite sturdy, as shown in Fig.6. The caissons weighing 883 tons were filled with poured concrete.

While concrete was the principal fill material for the early caissons, gravel and sand have gradually replaced concrete. One of the first examples of a sand-filled breakwater is the outer breakwater at Yokohama Port, constructed from 1928-1943 (Fig.7).

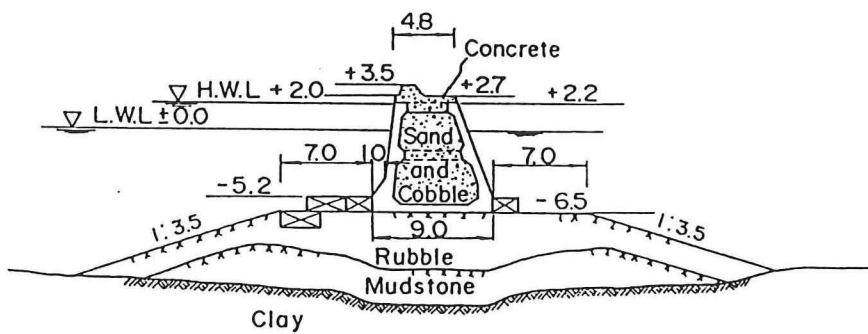


Fig.7 Cross-section of outer breakwater at Yokohama Port (1928-1943).

3.2.2. Recent Vertical Breakwaters in Japan

In the period shortly after World War II, when cement was scarce because of damage to production facilities, sand-fill soon became popular (earlier, caisson breakwaters were used to be filled with concrete or a mixture of sand and cobbles). Caisson breakwaters soon became the predominant type for use in rough seas.

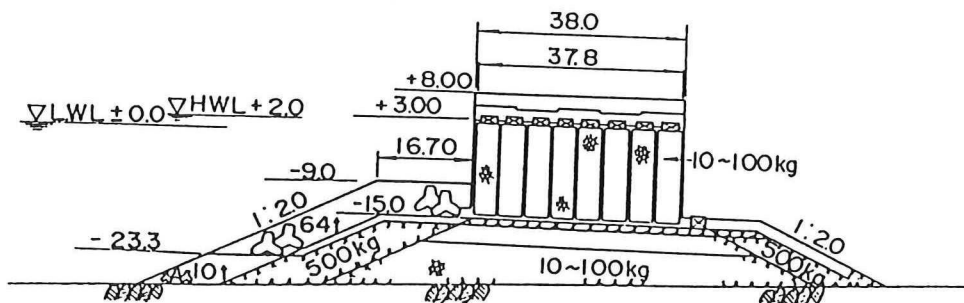


Fig.8 Cross-section of the widest caisson breakwater at Hedono Port

The widest caisson breakwater is found at Hedono Port, located on a southwest island. The caisson is 38 m wide (Fig.8). In 1992, the longest caisson was used as a temporary breakwater at Kochi Port: one unit of the caissons is 100 m long. The deepest caisson breakwater in Japan, and probably in the world is located at Kamaishi Port. Fig.9 shows the cross-section at the deepest part (60 m). The shape of the lower part of the upright section is trapezoidal to provide a wide stable bottom slab. This caisson is a wave dissipating type with double horizontal slit walls at the upper part.

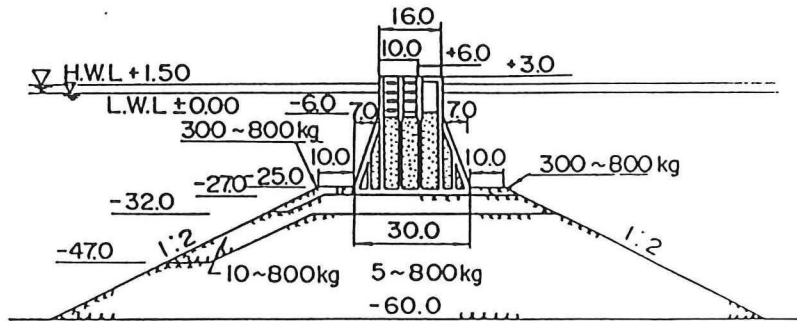


Fig.9 Cross-section of the deepest caisson breakwater at Kamaishi Port

Breakwaters are also constructed as barrier against tsunami and storm surges. Examples are the breakwater at Nagoya Port (1962-1964) with a total length of 8250 m, and the breakwater at Ofunato Port (1963-1967).

The emergence of artificial concrete blocks (tetrapods) greatly affected the design of breakwater structures in Japan. Damaged caisson breakwaters were reinforced with artificial concrete blocks (breakwater at Rumoi Port, Fig.10). Caisson breakwaters covered with wave dissipating concrete blocks came into widespread use as a breakwater in relatively shallow areas with high breaking waves.

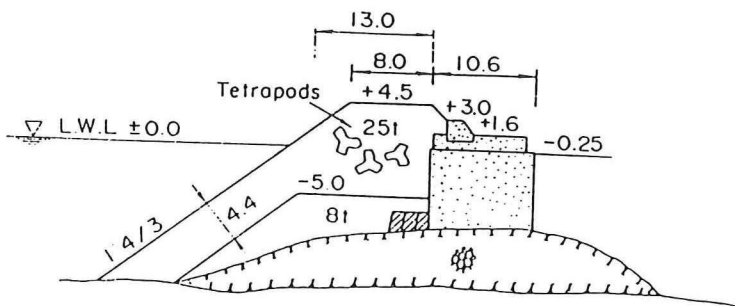


Fig.10 Cross-section of armoured caisson breakwater at Rumoi Port.

3.2.3. New Caisson Breakwater Design

Various new caisson structures which are suited to varying water depths and wave conditions have been developed in Japan, i.e.:

- a curved slit caisson
- a multi-cellular caisson
- a dual cylindrical caisson
- a semi-circular caisson
- a wave power extracting caisson.

Some of these new designs have already been constructed at several ports and other prototypes are undergoing field tests.

4. Reasons for Failure of Vertical Breakwaters

A review of analyzed failure cases of vertical breakwaters and "armoured vertical breakwaters" (i.e.,

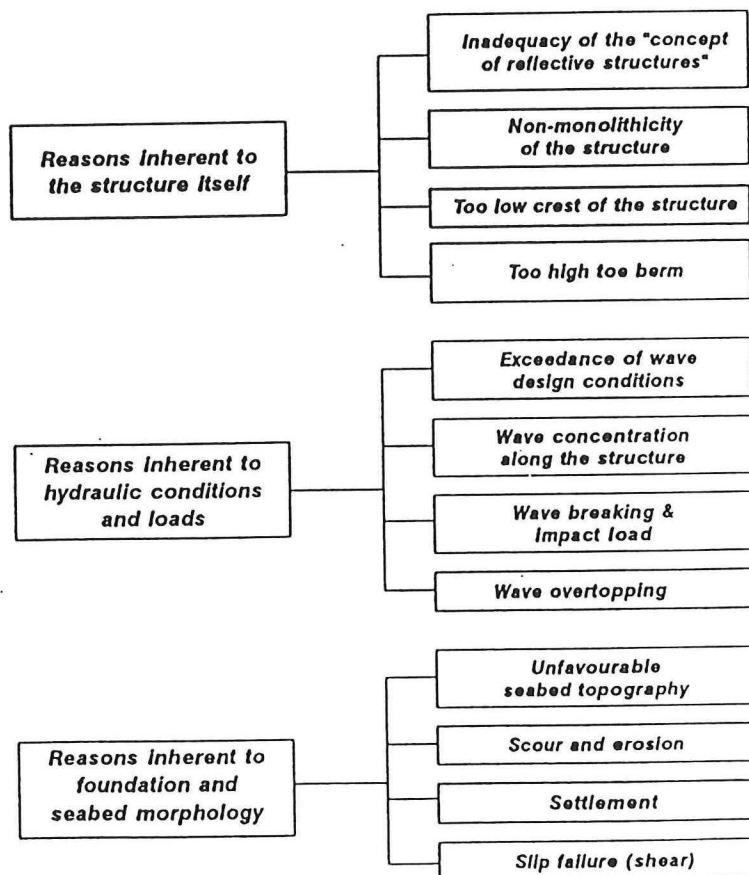


Fig.11 Reasons for the failures of vertical structures.

breakwaters with protecting rubble mound or concrete blocks placed immediately in front) has been made by Oumeraci (Coastal Engineering 22, 1994, pag. 3-29). A number of failure cases of both types have been considered and are summarized in Tables 1 and 2 (see Appendix 1).

For the evaluation of the reasons of failures, it is important that all relevant modes of failure are considered. The reasons which have led to the failures summarized in Appendix 1 may be subdivided in the following three categories which are shown in Fig. 11:

- (1) reasons inherent to the structure itself;
- (2) reasons inherent to the hydraulic conditions and loads;
- (3) reasons inherent to the foundation and seabed morphology.

4.1. Reasons inherent to the structure itself

4.1a. Inadequacy of the "concept of reflective breakwaters"

One primarily understood that the basic characteristic of vertical breakwaters was to reflect waves, i.e., without the occurrence of any shock.

However, during the exceptionally violent storms which caused the failures it was always observed that:

- The storm waves were highly irregular, short-crested and often broke.
- Waves sometimes broke at water depths where any breaking would have been excluded if the vertical structure was not present.
- The failures were almost always induced by breaking waves, even in the cases where depth-induced breaking was not expected.

4.1b. Low structure crest and high toe berm

By examining the structures which failed and which were built as "vertical breakwaters", it can easily be seen that most of them had too high toe berm.

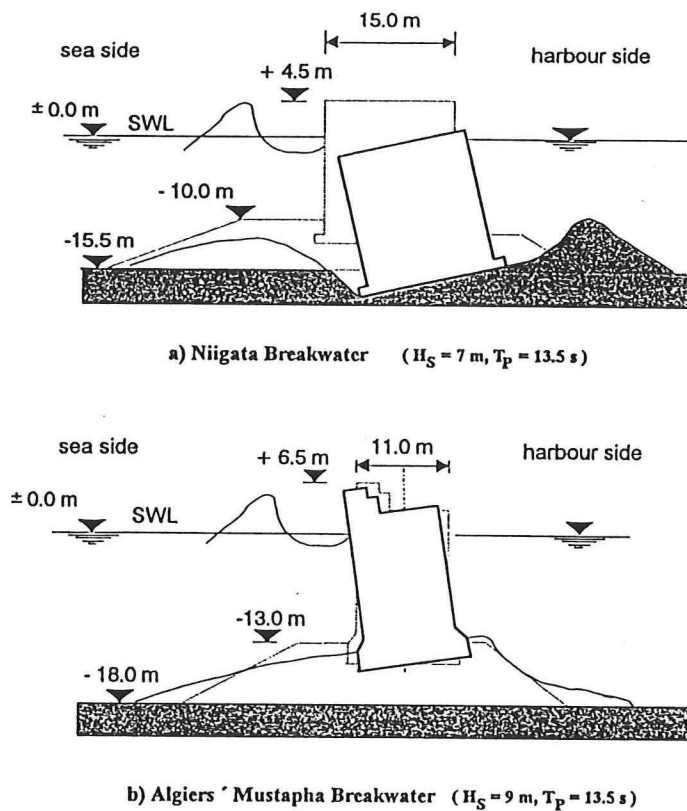


Fig.12 Seaward tilt of vertical breakwaters.

On the other hand, most of the damaged structures had a low crest. As a result, heavy overtopping and breaking on the structure took place which generally led to differential settlements, thus resulting in a seaward tilt of the breakwater. Two examples for the seaward tilt of low crest vertical breakwaters are shown in Fig.12.

4.1c. Non-monolithicity of the structure and weakness of the concrete

The non-monolithicity of the structure has generally led to two principal modes of failures:

- shoreward sliding of the superstructure and the underlying upper two or three layers of the unbounded blocks and
- collapse of the superstructure (generally seaward tilt) and development of a small breach which is then widened by wave action.

This mode of failure is less important since the modern caissons used nowadays for vertical structures are necessarily monolithic and of good concrete.

4.2. Reasons inherent to hydraulic conditions and loads

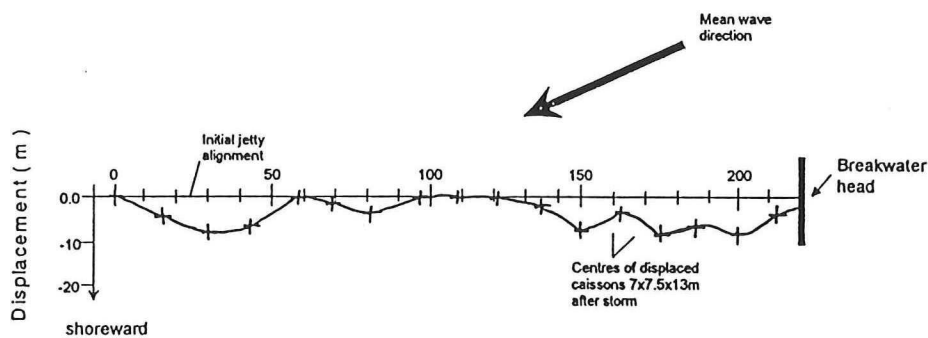
4.2a. Exceedance of design wave conditions

For the breakwaters built before World War II the design wave conditions (design wave height and design wave period) were exceeded due to lack of wave data and reliable methods of extreme value and long term statistics. On the other hand, this was not likely the case for most of the caisson breakwaters built after the fifties. In fact, the storms which injured the breakwaters were generally in the same range or even slightly less severe than the design storm.

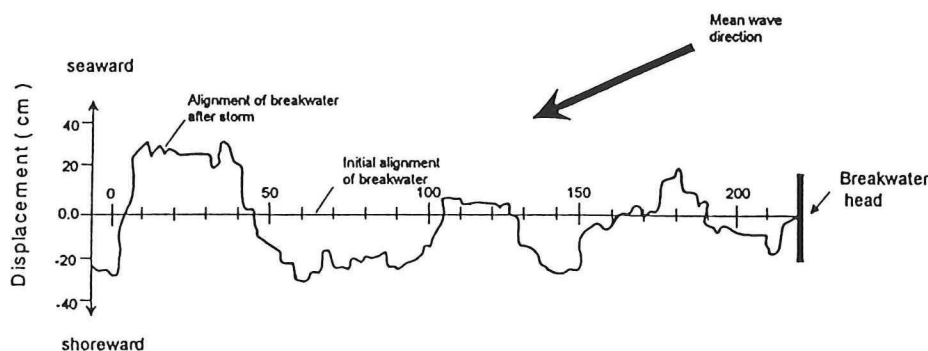
4.2b. Concentration of wave action at certain zones along the breakwater

The following observations were made on many of the old and more recent breakwaters:

- during severe storms, wave action was generally focused at certain zones along the breakwater where the wave height exhibits an increase in the range up to 20% as compared to the other sections;



a) Sakata jetty (after Hattori et al, 1984)
(wave length $L \approx 100 - 110$ m)



b) Algiers' Mustapha Breakwater (after Larras, 1942)
(wave length $L \approx 90 - 100$)

Fig.13 Undulated deformations of vertical breakwaters.

- undulated deformations of the structure in plan developed. Two examples of undulated deformations are shown in Fig.13.

A further concentration of wave action was also observed at singular points of the breakwater like heads, bounds and junctions of two different types of structure.

4.2c. Breaking waves and wave impact loads

Wave breaking and breaking clapotis represent the most frequent damage source of the disasters experienced by vertical breakwaters. The common modes of failure caused by horizontal wave load due to plunging breakers are sliding, shear failures of the foundation, but rarely overturning (Goda,1973).

4.2d. Wave overtopping

Low crested structures allow a large amount of wave energy to be transmitted by overtopping, thus enhancing the stability against sliding and overturning towards the shore side. On the other hand, the observed failures suggest that this overtopping would have produced "abnormal forces" which cause seaward tilt. It is suggested that at least the following forces would have contributed to the failure of low crest breakwaters:

- Suction drag on the monolithic structure as well as in the foundation during wave rush down;
- Wave impacts on the deck of the breakwater which result in high vertical eccentric force. This effect increases after the initiation of the tilting process.

This aspects are believed to be of considerable importance especially during construction time while the superstructure is still not completed.

4.3. Reasons inherent to the foundation and seabed morphology

4.3a. Unfavourable configuration of the contour lines of the seabed

Due to unfavourable configuration of the bathymetry in front and offshore of the breakwater, the longest and highest waves in the spectrum were observed to focus on certain zones along the breakwater, resulting in an increased wave breaking and overtopping, and in the initiation of failure at these points.

4.3b. Seabed scour and erosion of toe berm

Failure due to seabed scour is experienced by structures built on soft soils without any proper scour protection. One of the major reasons why a proper scour protection is neglected in the past is that the period of the design wave - and hence the bottom velocity - was largely underestimated.

Bottom scour is important as it may (i) affect the local waves in front of the structure, (ii) lead to the gradual dislocation of the rubble mound and (iii) decrease the geotechnical stability of the breakwater (Fig.14).

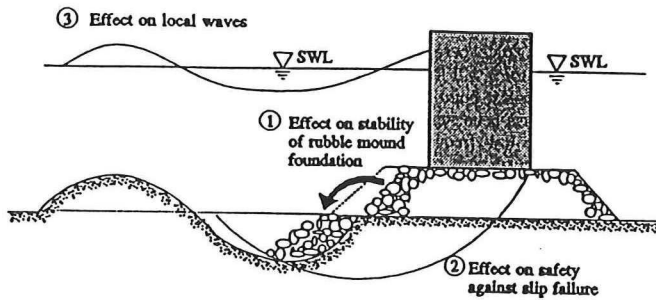


Fig.14 Effect of bottom scour on breakwater stability.

4.3c. Failures of purely geotechnical nature (settlement and slip failure)

In the past, the stability of the bearing soil has usually been analyzed as a static problem, neglecting the effect of the transient and cyclic loads.

Under the impact and cyclic loads of waves, the saturated soils may experience large unacceptable permanent deformations in the following two possible ways:

- pore pressure build-up after each loading cycle, resulting liquefaction;
- the repetitive stress peaks during a storm will lead to large irreversible deformations.

However, due the low frequency of the cyclic loads and drainage condition of a normal sand bed, it is unlikely that a significant pore pressure build-up of the pore pressure will take place.

On the other hand, the foundation settles differently on the shore and sea side, mainly due to the intermittent action of the waves hitting the structure front and receding from the wall. This generally results in slip failures characterised by the fact that the geomaterial is expelled out from underneath of the base of the foundation two-sidedly over curvilinear rupture surfaces. This is illustrated by the failure of the Mustapha Breakwater (Fig.15).

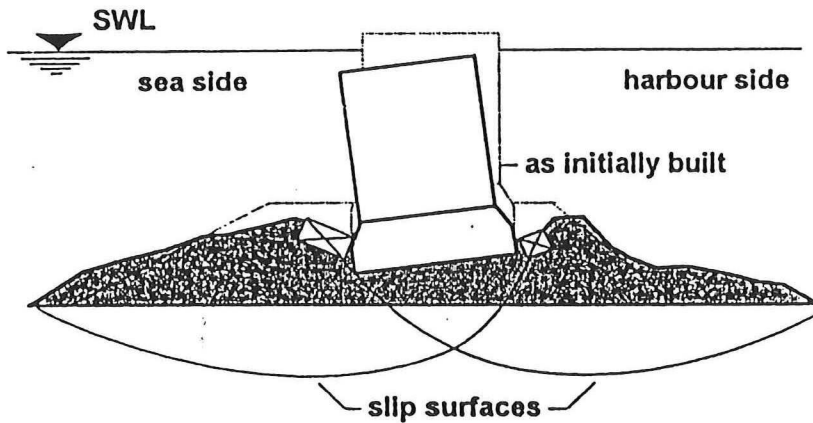


Fig.15 Shear failure of the foundation of Algiers' Mustapha Breakwater.

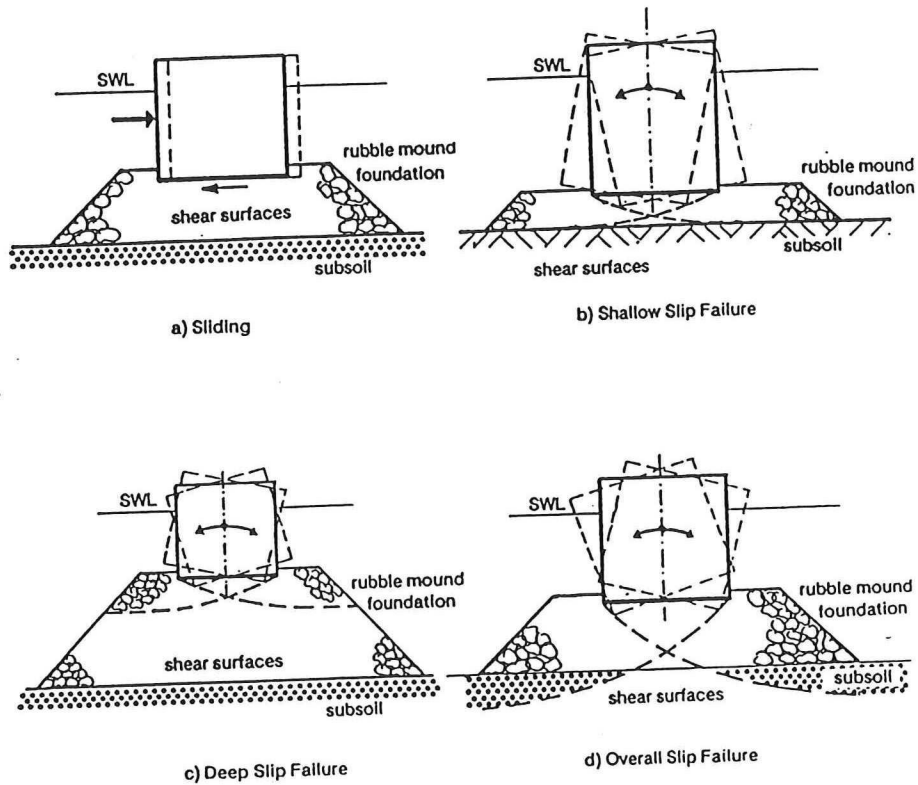


Fig.16 Sliding and slip failure modes.

Possible slip failure modes of a breakwater under wave action are illustrated by principle sketches in Fig.16.

5. Wave Forces on Vertical Breakwaters

Traditionally, quasi-static loads are considered for the design of vertical structures, neglecting the effect of shock pressures induced by waves breaking directly at the structure. In this case, GODA's formulae can be applied to evaluate the horizontal and uplift pressures to be used for the stability against sliding and overturning (Goda 1985).

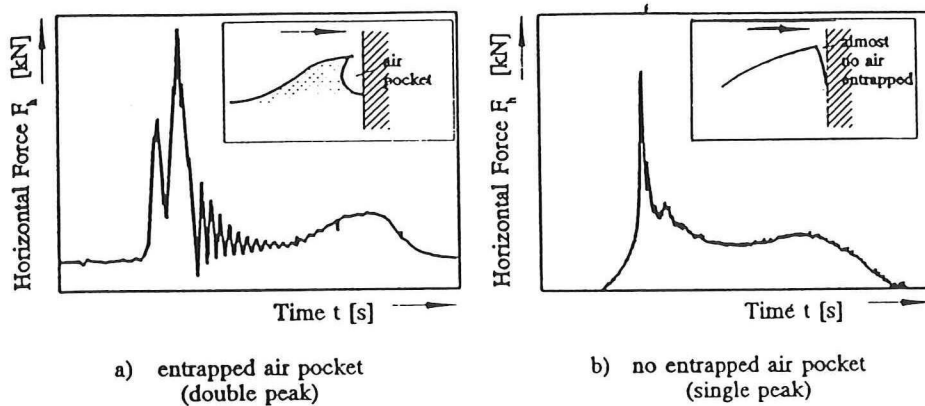


Fig.17 Types of breaking wave forces.

For waves breaking directly on the structure, two main types of impact forces may be distinguished: a double-peaked force followed by force oscillations (Fig.17a) and a single-peaked force followed by a rather smooth quasi-static component (Fig.17b). The single-peaked force is found to be less critical for the dynamic response of the overall structure than the double-peaked force.

5.1. Goda's Formula

External wave forces on the upright section are the most important considerations in the design of vertical breakwaters. Therefore, these forces have been the subject of intensive research. As a result, a formula to calculate the design wave forces was established by Goda in 1973. With a later modification to account for the effect of oblique wave incidence, this formula has been successfully applied in the design of vertical breakwaters in Japan and other places in the world.

In the Goda formula, the wave pressure along a vertical wall is assumed to have a trapezoidal

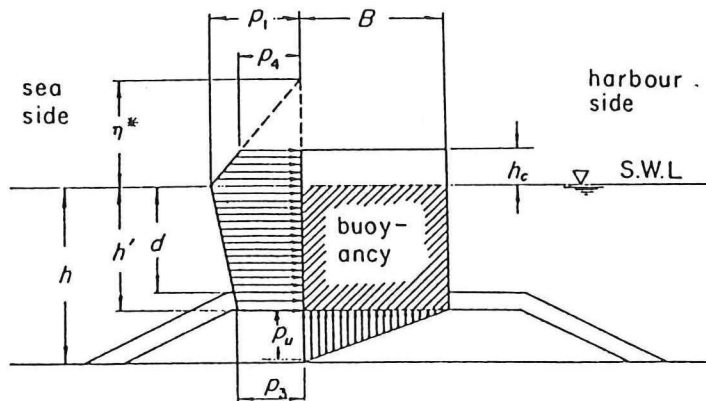


Fig.18 Distribution of wave pressure on an upright section.

distribution both above and below the still water level, and the uplift pressure acting on the bottom of the upright section is assumed to have a triangular distribution (Fig.18), regardless whether the waves are breaking on non-breaking.

In Fig. 18, h denotes the water depth in front of the breakwater, d the depth above the armour layer of the rubble-mound foundation, h' the distance from the design water level to the bottom of the upright section and h_c the crest elevation of the breakwater above the design water level.

The forces on the upright section can be calculated with the following equations:

$$\eta^* = 0.75(1 + \cos\beta)H_{\max}$$

$$P_1 = \frac{1}{2}(1 + \cos\beta)(\alpha_1 + \alpha_2 \cos^2\beta) \rho g H_{\max}$$

$$P_2 = \frac{P_1}{\cosh(2\pi h/L)}$$

$$P_3 = \alpha_3 P_1$$

$$P_u = \frac{1}{2}(1 + \cos\beta) \alpha_1 \alpha_3 \rho g H_{\max}$$

In these equations η^* is the maximum elevation above the design water level to which the pressure is exerted and β is the angle of wave attack. Goda takes H_{\max} as the highest wave out of 250 waves. This wave has a probability of exceedance of 0.4%.

The parameters α_1 , α_2 , and α_3 in these equations are:

$$\alpha_1 = 0.6 + \frac{1}{2} \left[\frac{4\pi h/L}{\sinh(4\pi h/L)} \right]^2$$

$$\alpha_2 = \min \left[\frac{h_b - d}{3h_b} \left(\frac{H_{\max}}{d} \right)^2, \frac{2d}{H_{\max}} \right]$$

$$\alpha_3 = 1 - \frac{h'}{h} \left[1 - \frac{1}{\cosh(2\pi h/L)} \right]$$

Here $\min\{a, b\}$ means the smallest value of a or b ; h_b is the water depth at a distance of $5H_{1/3}$ seaward of the breakwater.

Goda says that: α_1 accounts for the influence of the wave period, and α_2 represents the tendency of the pressure to increase with the height of the rubble mound foundation and α_3 is the result of interpolation between α_1 and α_2 [Goda, 1985].

5.2. Reliability of Goda's Formula

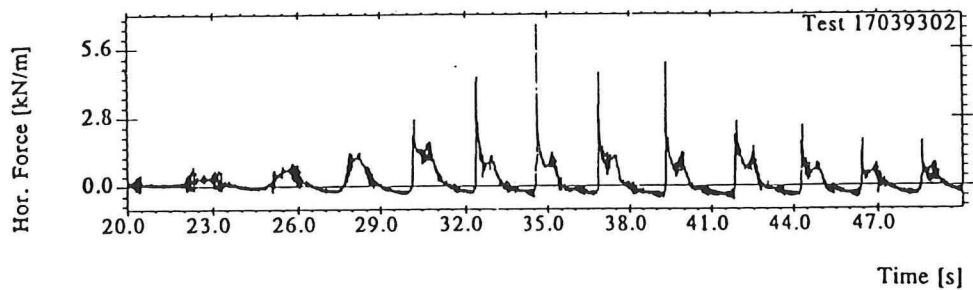
Horizontal wave forces on vertical breakwaters calculated by Goda's formula have been compared with model test results obtained at hydraulic laboratories, and it was found that Goda's formula overestimated the maximum horizontal force $F_{0.4\%}$ (defined as the highest of 250 waves) by 20% on an average, with a standard deviation of 0.25 (see Van der Meer et al., 1992).

Probabilistic calculations resulted in the conclusion that Goda's formula gives in fact a good (average) estimate of the maximum wave force (and not of $F_{0.4\%}$) when the sea state has a duration of some hours, including about 2000-3000 waves.

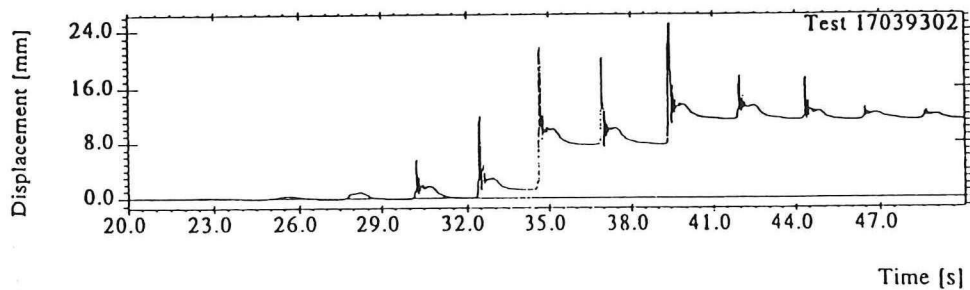
For tests with inclined and curved superstructures, the wave forces calculated by Goda's formula were much higher than the measured forces. In the major part of those cases, the ratio between the calculated and measured force was in the order of 1.4 to 1.6. For inclined and curved superstructures, the maximum force on the superstructure occurs later than the maximum horizontal force on the vertical front. This phase difference in the forces lead to the following modification of Goda's formula for inclined and curved superstructures: *The crest height should be determined at the transition from the vertical front to the inclined or curved superstructure.* Horizontal forces, F_{GODA} , recalculated with a reduced crest height in accordance with the mentioned modification have obtained good results (i.e., in the same order as found for the cases with a vertical structure).

5.3. Effect of Repetitive Wave Impacts on the Stability

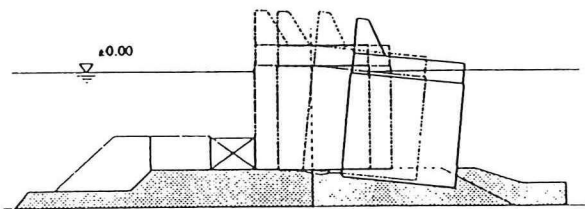
An important characteristic of the impulsive loading produced by breaking waves is its repetitive occurrence. In order to illustrate the importance of this aspect, a sequence of horizontal impact forces on a caisson breakwater model is shown together with the induced displacements of the structure in Fig.19. This means that there is a cumulative effect of the small permanent displacements which should be considered as a stepwise failure. These results clearly emphasize the need to consider these cumulative effects in the specification of impact loading.



a) Sequence of Impulsive Forces on a Caisson Breakwater Induced by Breaking Waves



b) Cumulative Permanent Displacements of the Caisson Caused by Impact Forces in Fig. 10a



c) Cumulated Displacement of a Vertical Breakwater

Fig.19 Effect of repetitive impact forces on caisson stability.

5.4. An Example of Breakwater Damage due to Impulsive Wave Forces

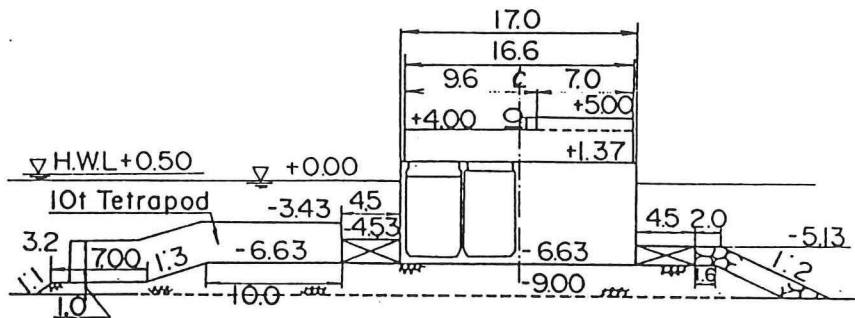


Fig.20 Cross-section of caisson breakwater before damage at Sakata Port.

Date	Maximum Sliding Distance (cm)	Average Sliding Distance (cm)	Maximum Significant Wave Height (m)
- Oct. 27	36.3 (No. 38)	12.8	6.63 (Oct. 23)
Oct. 28 - Nov. 9	7.5 (No. 25, 26)	2.6	4.59 (Oct. 29)
Nov. 9 - Dec. 12	240.3 (No. 19)	60.9	7.20 (Oct. 17)
Dec. 13 - Jan. 21	192.0 (No. 15)	42.0	6.80 (Dec. 22)
Jan. 22 - Feb. 6	66.0 (No. 14)	26.4	5.76 (Jan. 24)
Feb. 7 - Feb. 15	—	—	4.47 (Feb. 14)

Fig.21 Sliding distance of caissons at Sakata Port.

In the winter of 1973/74, a typical sliding failure of a caisson breakwater occurred at Sakata Port (Japan). Fig.20 shows a cross-section before the damage. Because the breakwater was of a composite type having a thick armour layer to protect the rubble mound from scouring due to severe wave attacks, the mound in front of the caisson is high; thereby resulting in the likely-generation of impulsive pressures. Fig.21 shows sliding distances of individual caissons based on the measurements taken after storms. Photo 1 shows the displaced caissons and the waves overtopping with very high splash over the breakwater; a typical phenomenon produced by impulsive pressures actin on caissons.

5.5. Impulsive Pressure Coefficient

Takahashi et al. (1992) proposed an impulsive pressure coefficient which is obtained by a re-analysis of the results of comprehensive sliding tests. The impulsive pressure coefficient, which is a non-dimensional value representing the impulsive pressure component, should be regarded as an additional effect to the slowly varying pressure. The effect of the dynamic (impulsive) pressure indicated by the coefficient α_2 in Goda's formula does not accurately estimate the effective pressure (equivalent static pressure) due to impulsive pressure under all conditions. A new impulsive pressure coefficient α_1 is

introduced into the Goda pressure formula. The pressure p_1 at the water surface in the Goda pressure formula is replaced by

$$p_1 = 0.5(1 + \cos\beta)(\alpha_1 + \alpha^*\cos^2\beta)w_0H_D$$

where α^* represents the coefficient of dynamic (impulsive) pressure. For the expression of α^* the reader is referred to reference books (e.g. HYDRO-PORT'94 , Port and Harbour Research Institute, pag.497).

It should be noted that the impulsive pressure decreases significantly when the angle of incidence is oblique. An experimental result in a wave basin shows that the impulsive pressure can be neglected when the incident wave angle is above 30°.

6. A Probabilistic Design Approach is Needed

A probabilistic design approach will represent a reliable solution to the stability problem of vertical breakwaters. This is obvious in view of:

- the very random nature of the waves during severe storms,
- the stochastic and transient nature of the dynamic loads involved,
- the large variation of the dynamic characteristics of the subsoil and of the structure-foundation-water system,
- the stochastic nature of the dynamic response of the structure and its foundation, and
- the large number of possible failure mechanisms (Fig.22) and their interaction.

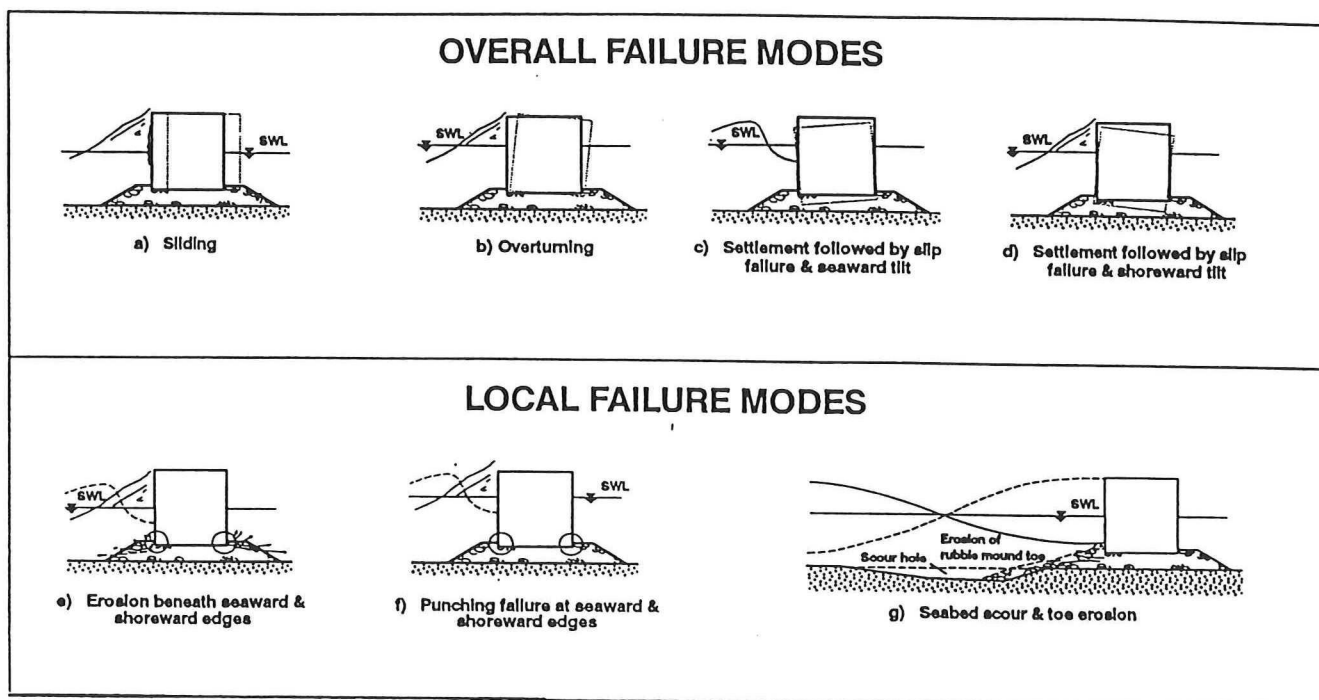


Fig.22 Modes of failures for vertical breakwaters

7. Wave Forces on Vertical Breakwaters (part II)

7.1. Introduction

Wave forces acting on a caisson can be divided into quasi-static wave forces and shock forces (impact forces). A quasi-static wave force is a force varying in time approximately as the elevation of the wave profile, whereas an impact force caused by wave breaking on the caisson varies significantly faster.

For waves breaking directly on a vertical structure, two main types of impact forces may be distinguished: a double peaked force followed by force oscillations (Fig.23a) and a single peaked force

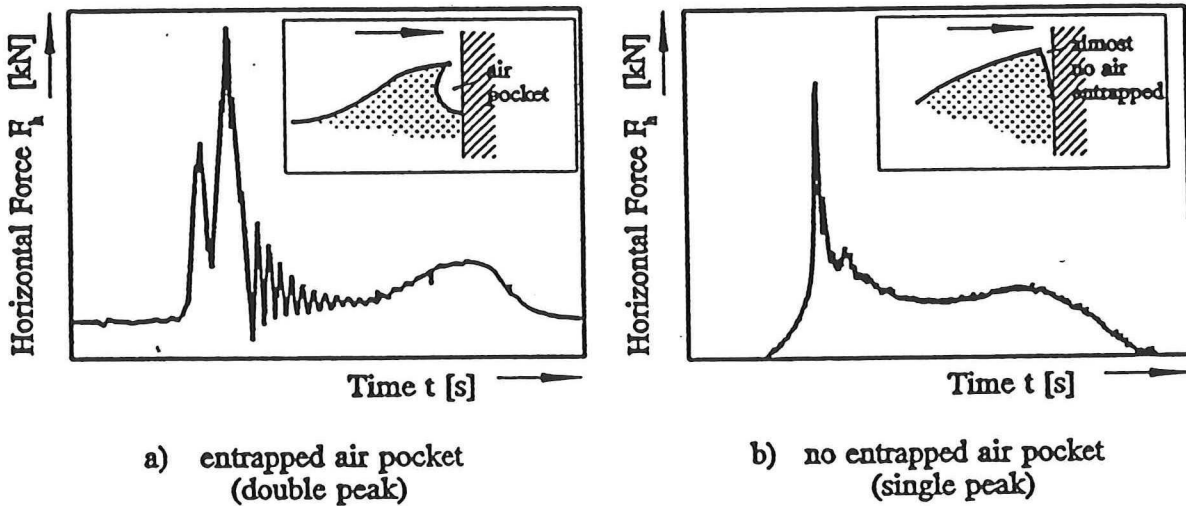


Fig.23 Types of breaking wave forces

followed by a rather smooth quasi-static component generally called "bourrage" (Fig.23b). The oscillations which follow the double peaked impact force are caused by the cyclic compressions and expansions of the entrapped air pocket under the highly transient pressure fields and are hence related to the size of the entrapped air pocket (see Fig.24).

7.2. Tentative characterization of impact load

The result of a parameter study conducted on the dynamic response of caisson breakwaters subject to oscillatory motions and of a further study related to permanent displacements (Oumeraci and Kortenhaus, 1994) shows that:

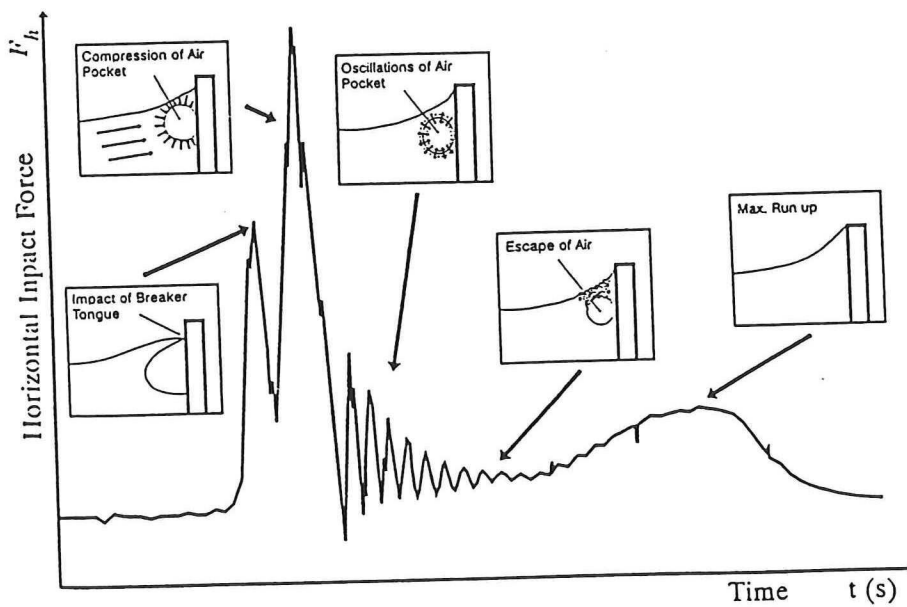


Fig.24 Characteristics of impact forces and their origin

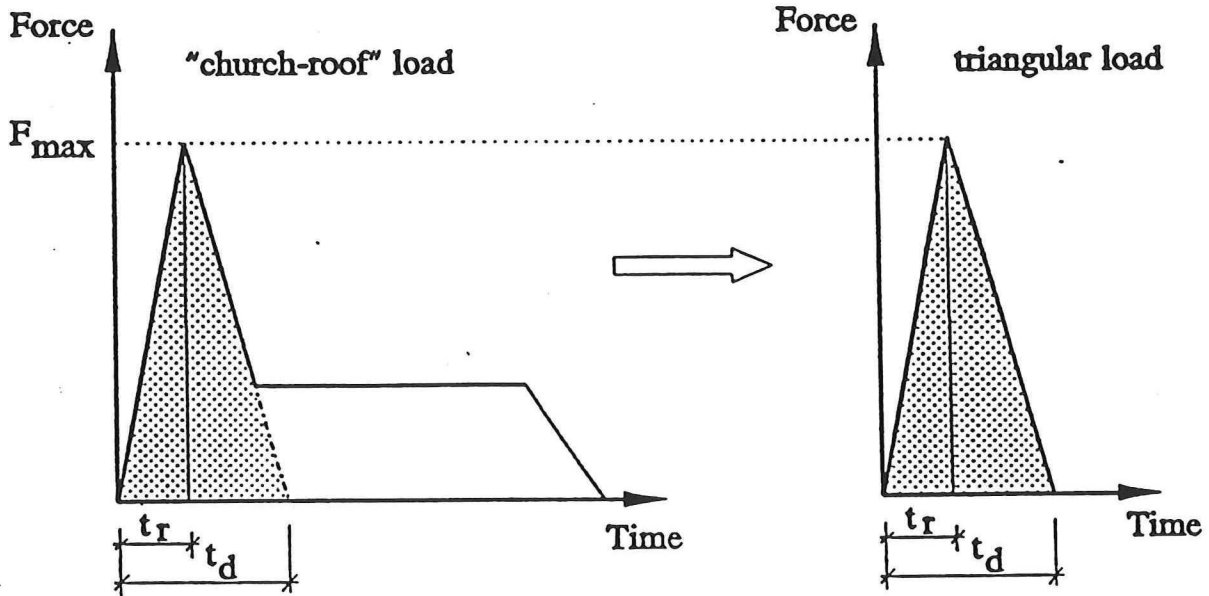


Fig.25 Substitution of church-roof load by triangle load

- the quasi-static component of "church-roof" load (see Fig.25) has no significant effect on oscillatory motions and that it is rather the peak component which also causes the permanent displacement;
- the period of the force oscillations after the force peak is an important parameter to be considered in dynamic response analysis.

On the other hand, the most important characteristics of the double peak seems to be the maximum peak value F_{max} and the load duration (rise time t_r and total duration t_d).

Based on these considerations, it is suggested that the "church-roof" load may be substituted by a triangular load which is characterized by the peak value F_{max} , the rise time t_r and the total peak duration t_d (Fig.25).

The relationship between the peak value F_{max} and the total peak force duration t_d may be approximated by the following empirical formula which has been determined on the basis of large-scale model tests performed by Schmidt et al. (1992):

$$\frac{F_{max}}{\rho g H_b^2} = 1.24 \left(\frac{t_d}{T} \right)^{-0.344}$$

where,

H_b = breaker height at the vertical wall
 T = peak period of the waves

The point of application of the peak force F_{max} is generally located slightly below still water level and does not vary significantly during impact.

The ratio of the rise time t_r to the peak duration t_p was found to vary between $t_r/t_d = 0.3$ and $t_r/t_d = 0.65$, depending on the amount of entrapped air and the magnitude of the force peak. The larger values of t_r/t_d occur for large entrapped air volumes and smaller force peaks.

The period of force oscillations following the force peak may be approximated by:

$$T_{ap} = 0.75 \cdot 10^{-3} H$$

where,

H = incident wave height [cm]
 T_{ap} = oscillation period [s].

7.3. Small-scale model investigations

In order to improve the understanding of the correlation between breaker types and impact loads qualitatively, small-scale hydraulic model investigations have been made in the wave flume of Franzius Institut at the University of Hannover [Oumeraci, Partenscky and Kortenhaus, 1992].

LOADING CASE 1	LOADING CASE 2	LOADING CASE 3	LOADING CASE 4
turbulent bore	well-developed plunging breaker	plunging breaker	upward deflected breaker
$d_S < d_W$	$d_S < d_W$	$d_S > d_W$	$d_S > d_W$
$v_H \gg v_V$	$v_H > v_V$	$v_H \geq v_V$	$v_V \gg v_H$

Fig.26 Classification of breaker types and loading cases

Depending on the water depth, the incident wave parameters and location of the breaking point, a continuous series of breaker shapes develop at the wall, from which four principal breaker types could be determined (Fig.26). These breakers induce four distinct impact loads with typical characteristics (see Fig.27).

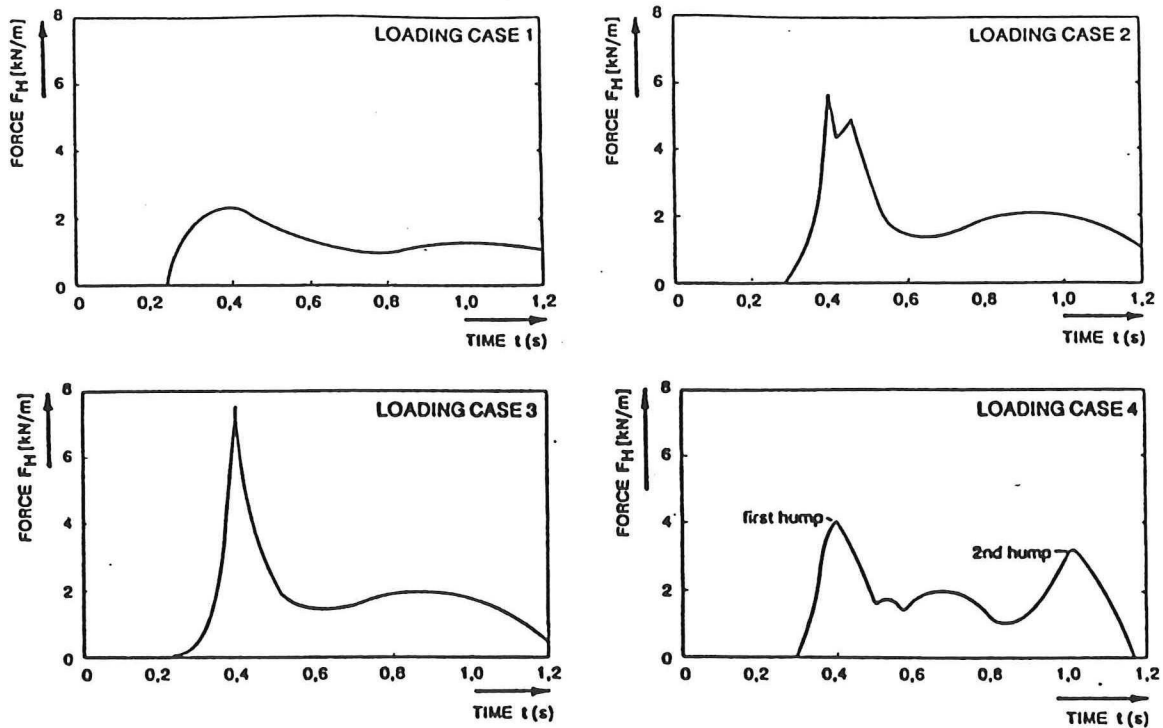


Fig.27 Force histories for the different breaker types

7.4. Large-scale model investigations

Large-scale model study on impact pressures due to breaking waves on a vertical wall has been performed in the Large Wave Flumes (GWK) of Hannover. Concerning the uplift pressures, total forces and overturning moments, the following conclusions have been drawn from the results of the model tests.

Uplift Pressure Histories and Distributions

Uplift pressures are subject to much less variation in time than the pressures on the caisson front. For waves breaking on the caisson, the recorded uplift pressure histories exhibit a dynamic shape, even if much less sharper than that of the impact pressure on the caisson front. In this case, the uplift pressure is not linearly distributed and not equal to zero at the rear edge of the caisson, as usually assumed. This

is shown for instance by Fig.28 which represents the uplift pressure distribution at the instant of wave breaking.

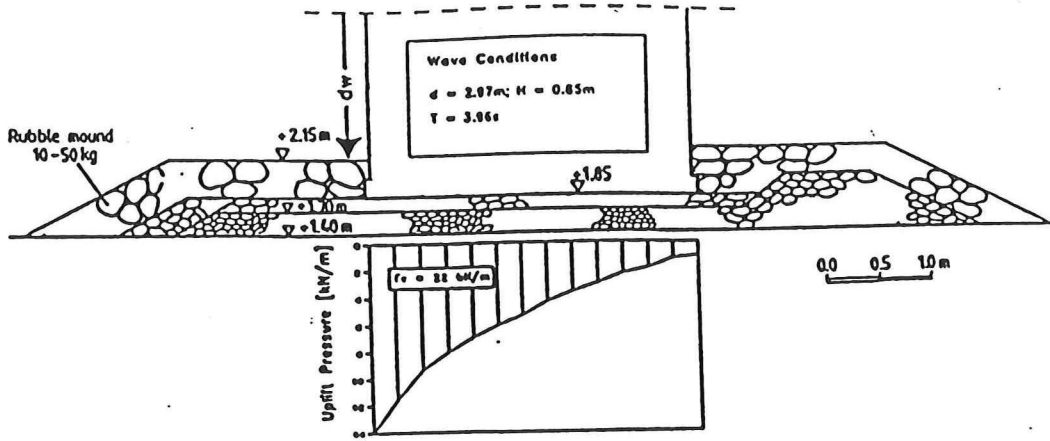


Fig.28 Uplift pressure distribution for breaking waves

Total Forces and Overturning Moments

The total horizontal and uplift forces are obtained by spatially integrating the impact pressures measured on the caisson front (horizontal force F_h) and the uplift pressure (vertical force F_v). An example of the total horizontal force F_h and its overturning moment M_h around the rear edge of the

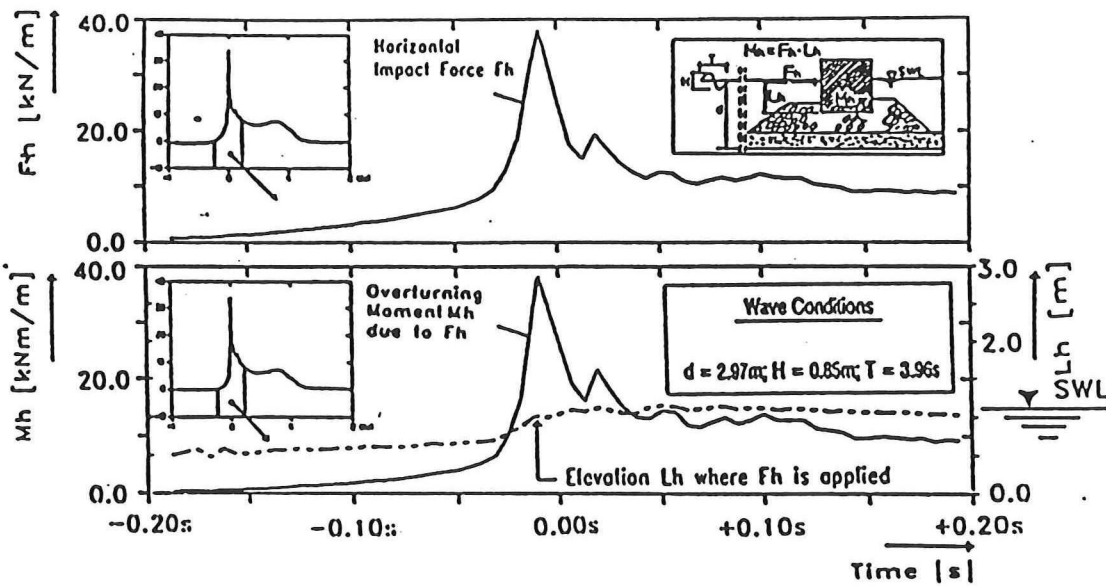


Fig.29 Horizontal force and induced overturning moment

caisson is shown in Fig.29. It is also seen that during the impact process, the location of the point of application of F_h is almost constant and slightly under still water level.

The point of application of the uplift force during impact is located rather at 1/4 than 1/3 of the caisson width from the seaward edge, due to the non-linear uplift pressure distribution as shown in Fig.28. This will result in a larger contribution of the uplift force to the total overturning moment.

8. Dynamic response of vertical breakwaters

A simple numerical model describing the oscillatory motions of caisson breakwater subject to breaking wave impact loading may be used to test the sensibility of the influencing parameters and to determine the dynamic load factor μ_D , i.e. the factor by which the maximum dynamic force $F_{dyn,max}$ must be multiplied to obtain the equivalent static load $F_{stat,eq}$:

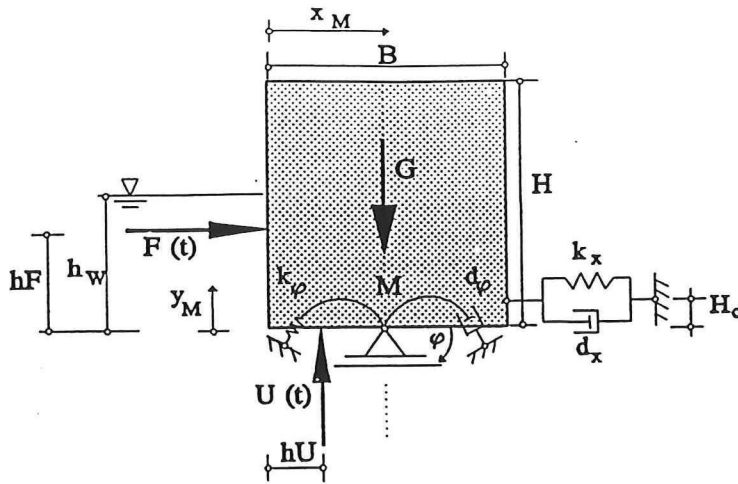
$$F_{stat,eq} = \mu_D \cdot F_{dyn,max}$$

Model description

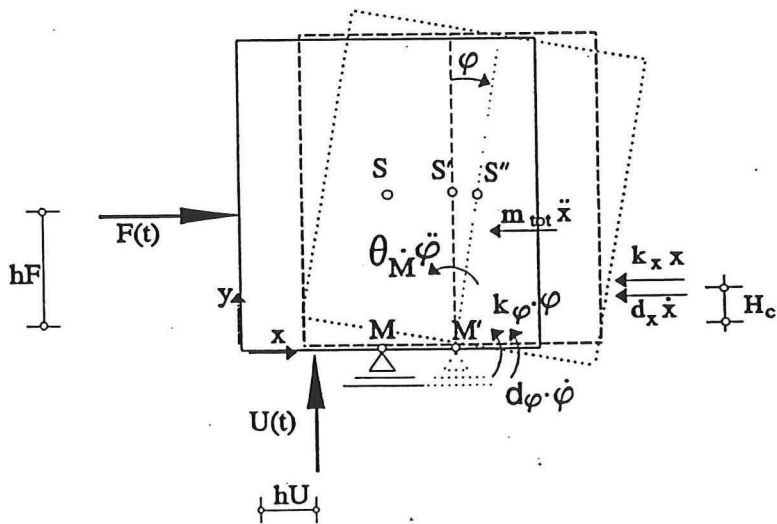
A structure lying on a deformable foundation and subject to an impulsive force will perform forced and free oscillating motions. A caisson breakwater is idealized by the two degrees of freedom system as shown in Fig. 30.

For simplification, only the horizontal motions are considered. With the notations indicated in Fig.30, the equations of horizontal and rotational motions around point M may be written in matrix form as:

$$\begin{bmatrix} m_{tot} & 0 \\ 0 & \Theta_M \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \ddot{x} \\ \ddot{\varphi} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} d_x & d_x \cdot (H_c - y_M) \\ d_x \cdot (H_c - y_M) & d_\varphi + d_x \cdot (H_c - y_M)^2 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \dot{x} \\ \dot{\varphi} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} k_x & k_x \cdot (H_c - y_M) \\ k_x \cdot (H_c - y_M) & k_\varphi + k_x \cdot (H_c - y_M)^2 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} x \\ \varphi \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} F(t) \\ F(t) \cdot (hF - y_M) + U(t) \cdot (x_M - hU) \end{bmatrix}$$



a) Lumped system



b) Modes considered

Fig. 30 Idealized lumped system

For the description of the equations, graphs and further input parameters used in the model one is referred to the literature (Goda, Y., 1994: Dynamic response of upright breakwater to impulsive breaking waves. *Coastal Engineering*, vol. 22, pp. 135-158).

For the description of the equations, graphs and further input parameters used in the model one is referred to the literature (Goda, Y.,1994: Dynamic response of upright breakwater to impulsive breaking waves. *Coastal Engineering*, vol. 22, pp. 135-158).

9. Structural Measures for Reduction of Wave Forces and Overtopping

9.1. Introduction

The traditional fully vertical caisson breakwater has the disadvantage of being exposed to large shock forces. Therefore, several alternatives have been developed in order to reduce the shock forces, with the most well known alternatives being the inclined superstructure (sloping face) and the cylindrical type caisson. These types can then be combined as for example a cylindrical type caisson with an inclined superstructure . An inclined superstructure will reduce the wave forces, but at the same time increase the amount of wave overtopping if the crest elevation is kept at the same level.

Four categories of structural measures for caisson breakwaters are dealt with in this chapter:

- * geometry of the front
- * superstructures
- * absorbing chambers (perforated front)
- * rubble mounds in front of caisson

9.2. Geometry of the front

In principle, two different geometrical types of caissons exist: a square type and a cylindrical type (see Fig.31). A front consisting of vertical cylinders reduces the horizontal impact force for which the stability of the caisson has to be designed. A reduction in horizontal wave impact forces of about 40% has been found from physical model studies comparing these two caisson types.

The advantage of the cylindrical caisson with respect to wave impact loading has led to hybrid solutions consisting of a square caisson with a front of semi-cylinders. Results from a model study with three

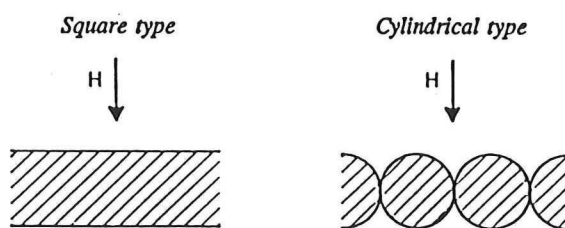
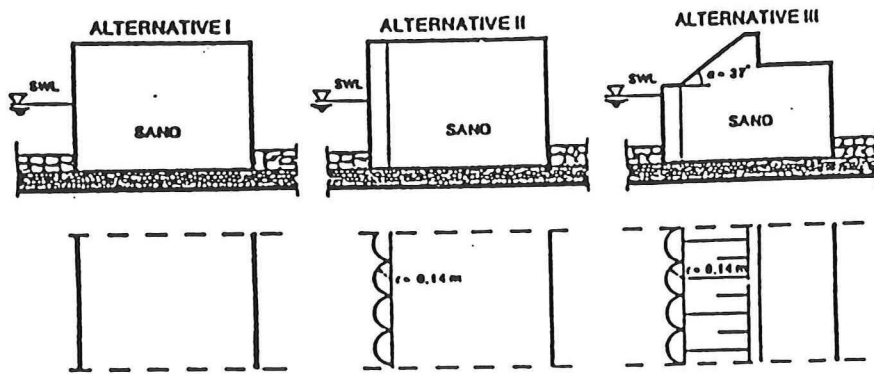


Fig.31 A square type and a cylindrical type of caissons

different caisson breakwaters have been presented by Oumeraci and Partenscky (1991). The tested caissons and the reduction in the horizontal wave impact forces are shown in Fig.32. A reduction of 25-45% on the horizontal wave forces (including shock forces) was found by introduction a front of semi-cylinders.



Total force for	Force reduction	
Alternative I 100 %	Alternative II 25 - 45 %	Alternative III 30 - 60 %

Fig.32 Comparizon of horizontal wave impact forces for three alternative caissons

9.3. Superstructures

Several types of superstructures have been studied in physical models; a few typical examples are shown in Fig.33. From a wave overtopping point of view, it will be advantageous to make the superstructure fully vertical or with a forward sloping face (see Fig.33a), whereas from a stability

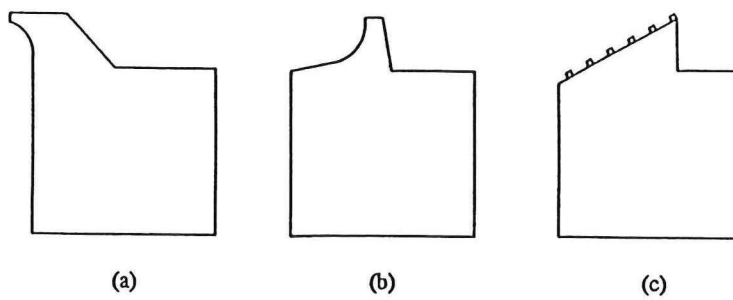


Fig.33 Examples of three different types of structures

point of view, a curved or inclined superstructure (see Fig.33b and Fig.33c), will be advantageous due to decreased horizontal wave forces. In many cases, both stability and overtopping criteria should be taken into account in the design, but often structural measures in favour of one of the criteria will worsen the other. For example, a caisson with an inclined superstructure will reduce the wave forces but worsen the amount of wave overtopping if the elevation is kept constant.

9.4. Absorbing chambers

The advantage of this type of structures is the absorption of wave energy inside the absorbing

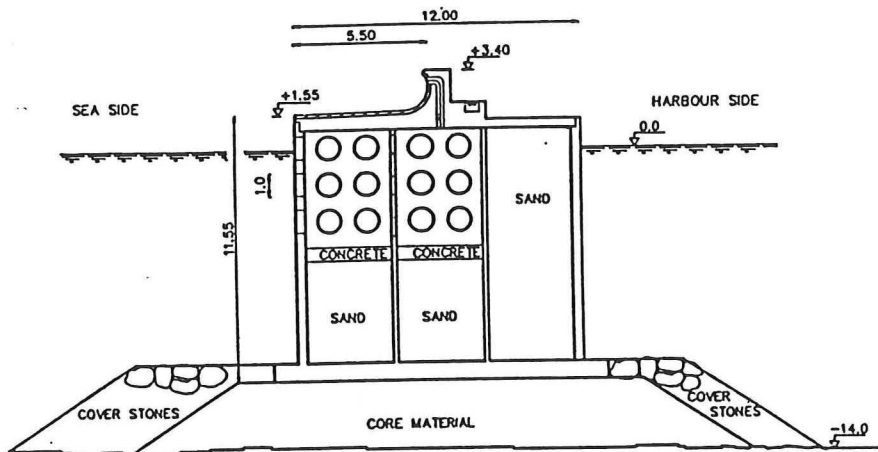


Fig.34 Example of caisson with perforated walls

chambers. With proper design, this will result in smaller horizontal wave forces, reduced wave reflection, less wave overtopping and scouring in front of the caisson structure. An example of a caisson with absorbing chambers is shown in Fig.34.

9.5. Rubble mounds in front of caisson

A reduction of wave forces and overtopping of a caisson breakwater can be obtained by introducing a rubble mound in front of the caisson. This could either be immediately in front of the caisson (Fig.35) or at a distance from the caisson (Fig.36). The purpose of this measure is to induce wave breaking in

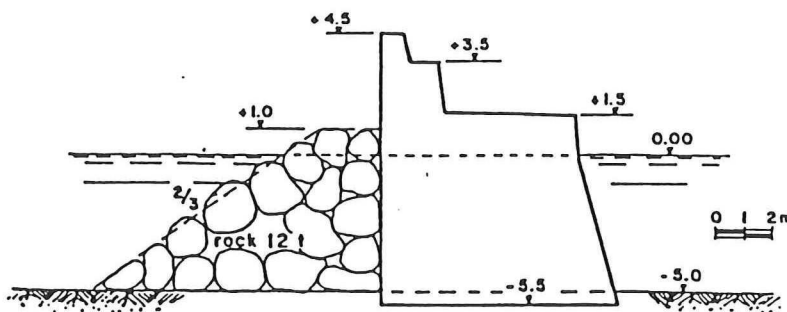


Fig.35 Rubble mound placed immediately in front of caisson

front of the caisson and thus reduce the height of the impacting waves. This solution is particularly applied only for small tidal variations.

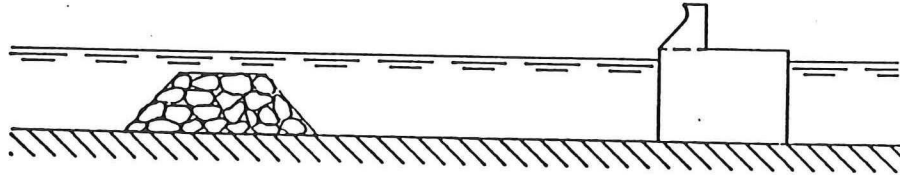


Fig.36 Submerged breakwater located in front of caisson breakwater

References

- Oumeraci, H., 1994. Review and analysis of vertical break waters - lessons learned. *Coastal Eng.*, 22 (1994) pp. 3-29.
- Oumeraci, H., Kortenhuis, A. and Klammer, P., 1994. Caisson breakwaters: Integrated design and wave load specification. *Hydro-Port'94. Proc. Intern. Conf. on Hydro-Technical Eng. for Port and Harbour Construction, Japan*, pp. 453-469.
- Franco, L., 1994. Vertical breakwaters: the Italian experience *Coastal Eng.*, 22 (1994) pp.31-55.
- Romoti, G., Noli, A. and Franco, L., 1985. The Italian experience in composite breakwaters. *Proc. Inst. of Civil Eng. Conference Breakwaters '85, London. Thomas Telford, London*, pp.211-227.
- Tanimoto, K. and Takahashi, S., 1994. Design and construction of caisson breakwaters - the Japanese experience. *Coastal Eng.*, 22 (1994) pp.57-77.
- Tanimoto, k., and Goda, Y.,1992. Historical developments of breakwater structures in the world. *Inst. of Civil Eng., Coastal Structures and Breakwaters. Thomas Telford, London*, pp. 153-166.
- Takahashi, S., Tanimoto, K. and Shimosako, K., 1994. A proposal of impulsive pressure coefficient for the design of composite breakwaters. *Hydro-Port'94. Proc. Intern. Conf. on Hydro-Technical Eng. for Port and Harbour Construction, Japan*, pp. 489-504.
- Juhl, J., 1994. A comparative study on wave forces on overtopping of caisson breakwaters. *Hydro-Port'94. Proc. Intern. Conf. on Hydro-Technical Eng. for Port and Harbour Construction, Japan*, pp. 505-524.
- Bruining, J.W., 1994. Reliability of design formula (Thesis), Delft University.
- MAST II / MCC - Project "Foundation Design of Caisson Breakwaters" General document prepared by the 'Geotechnical Group' 1995.

Appendix 1

Table 1
Review of vertical breakwater failures (for notation see Fig. 1)

Breakwater (country, year)	Type	H/T		Nature of seabed	B h _c	d d _w	h _{fo} h _n	h _{fo} b _j	d _i l/m	Major reasons for failure (major mode of failure)
		Design	Actual							
Madras (India, 1881)	BCY	-	-	-	7.3 9.1	22 7.2	2 2	7.2 7.2	14.6 1/1	Breaking waves Overtopping Scour and erosion (seaward tilt)
Bizerta (Tunisia, 1915)	CAI	-	-	-	8 13	17 8	5 3	10 5	10 4/5	Breaking waves Overtopping Erosion of RMF
Valencia (Spain, 1926)	UCY	-	7/14	fine sand, mud	12 14.4	12 9.5	5 2.7	6.7 10	4.0 1/3	Exceedance design wave Breaking waves Overtopping Seabed scour (seaward tilt)
Antofa-Gasta (Chile, 1928-29)	UCY	6/8	9/15 8/47	-	10 16.9	30 9.4	7.5 3.5	7.5 3.0	12 4/3	Exceedance design wave Non-monolithicity Breaking waves
Catania (Italy, 1930-33)	UCY	6/7	7/9 7.5/12	dense sand	12 20	17.5 12.5	7.5 4.0	- -	- -	Exceedance design wave Non-monolithicity Breaking waves Overtopping Differential settlement (sliding and seaward tilt)
Genoa (Italy, 1955)	WE UCY CEL	5.5/7	7/12	fine sand	12 17.9	17.5 10.5	7.4 3.0	6.0 12	8/7 1/1	Exceedance design wave Non-monolithicity Breaking waves Wave overtopping (sliding)
Algiers (Algeria, 1930, 1934)	BCY	5/7.4	6.5/11 9/14	silty sand, mud	11 216	20 13	6.5 3.0	7.3 3.7	7.7 1/2	Exceedance design wave Breaking and overtopping Differential settlement Seabed scour Erosion RMF (seaward tilt)
Niigata (Japan, 1976)	CAI	7/13	7/13.5	silty sand	15	17 10	4.5 4.5	9.0 7.0	4.0 1/3	Breaking waves Overtopping Differential settlement (seaward tilt)
Bari (Italy, 1974)	WEL	-	-	-	9.5 15	15.5 9.0	4.5 3.0	5 2	5 1/2	Exceedance design wave Wave breaking Erosion RMF
Palermo (Italy, 1973)	UCY	5.5/7	6.1/11.3	-	9 2.6	36 10	9.0 5.0	10 5	36 1/15	Exceedance design wave Wave breaking Erosion RMF
Naples (Italy, 1987)	WEL CEL CAI	-	5	-	13 18	19 125	7.5 2.0	10 3.5	- 1/1.5	Wave breaking (sliding and overturning)

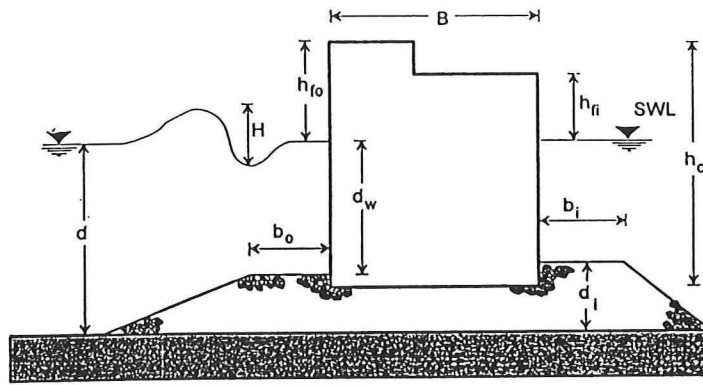
(Continued on p. 8)

Table 1 (continued)

Breakwater (country, year)	Type	H/T		Nature of seabed	B h _c	d d _w	h _{ro} h _R	h _{to} b ₁	d _i l/n	Major reasons for failure (major mode of failure)
		Design	Actual							
Mashike (Japan)	CAI	5.5/10	6.6/12	-	14.5 6.0	7 3.9	1.0 1.0	6.9 6	2.8 1/3	Exceedance design wave Wave breaking Overtopping (non- completed at head) (sliding = 2.9 m)
Fukaura (Japan)	CAI	7.6/11	6.3/13	-	20.5 12.5	15 11	2.5 2.5	17 12	4.3 1/3	Wave breaking Overtopping (non- completed at head) Erosion RMF (sliding = 3.0 m)
Sakata (Japan)	CAI	3.3/8.8	5.5/13	-	6.5 10	7.0 2.9	5.5 2.5	10 4.5	2.5 1/1.5	Exceedance design wave Wave breaking Differential settlement (sliding and shoreward tilt)
Onahama (Japan)	CAI	6.1/14	6.1/14	-	15 13.5	16 4.5	5.0 5.0	7.5 5.0	9 1/3	Wave breaking Erosion RMF (sliding)
Niigata- West Jetty (Japan)	CAI	7.5/13.5	7.5/11	-	18 17.5	18 11	4.5 4.5	12 11	6.5 1/3	Wave breaking Overtopping Erosion of RMF (sliding = 26 m)
Niigata- West Breakw. (Japan)	CAI	7/13	7.1/13.5	-	15 18	15 11	4.5 4.5	12 8	4 1/2	Wave breaking Overtopping Differential settlement

Table 2
Review of damaged armoured vertical breakwaters (for notation see Fig. 2)

Breakwater (country, year)	Type of Block	H/T		Nature of Seabed	B h _c	h _t d	b ₁ h _R	G	l/m	Major reasons for failure (major mode of failure)
		Design	Actual							
Ventotene (Italy, 1966)	R	-	-	-	8 10	4.5 5	2	12	1/1.5	Wave breaking Erosion RMF (sliding)
Rumoi (Japan)	TT	8.9/13	6.8/10	-	15 16	4.5 18	6.3 4.5	45	4/3	Wave concentration at bound Erosion RMF
Ishikari- New Port (Japan)	TT	5.6/11	3.8/7.5	-	10 8.5	2.5 8	4.6 3.9	20	4/3	Seabed scouring Erosion RMF
Oshidomari (Japan)	-	5/11	5.8/9.5	-	11 13.2	3.2 14.6	6 3.2	16	1/1.5	Settlement Erosion RMF (S-shape) Wave breaking (sliding = 4.1 m)
Miyako (Japan)	TT	4.4/10	4.6/11	-	12.5 11	4.0 11.5	4.0 4.0	12.5	4/3	Wave breaking Overtopping Erosion RMP (sliding = 1.5 m)

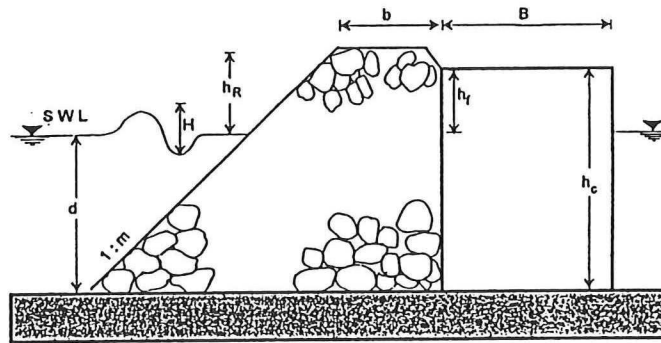


Notations in Tab.1

T	= Wave Period	UCY	= Cyclopean Block Type (unbounded) ¹⁾
RMF	= Rubble Mound Foundation	CEL	= Cellular Block Type ¹⁾
CA	= Caisson Type	WEL	= Well Block Type ¹⁾
BCY	= Cyclopean Block Type (bounded) ¹⁾		

¹⁾ For definitions of block types see CAVANEL (1955)

Fig. 1. Vertical breakwaters — definition sketch for Table 1. Wave periods are given in seconds; all length dimensions are in metres.



Notations used in Tab.2:

G	= Weight of Armour Unit	R	= Rock
TT	= Tetrapods	T	= Wave Period
U	= Unknown		

Fig. 2. Armoured vertical breakwater (Japanese type) — definition sketch for Table 2. Wave periods are given

