

$\frac{k1}{7}$

KUSTWATERBOUWKUNDE

NAAR

DE COLLEGES

VAN

prof. dr. ir. E. W. BIJKER

T.H. DELFT

AFD. W. EN W.

1968.

Nov. 1919

$\frac{k}{7}$

Samenvatting theorie korte golven:

Aanbevolen literatuur: Technical Report No. 4 C.E.R.C.

Shore protection, planning and design.

De orbitale beweging wordt aan een nadere beschouwing onderworpen.

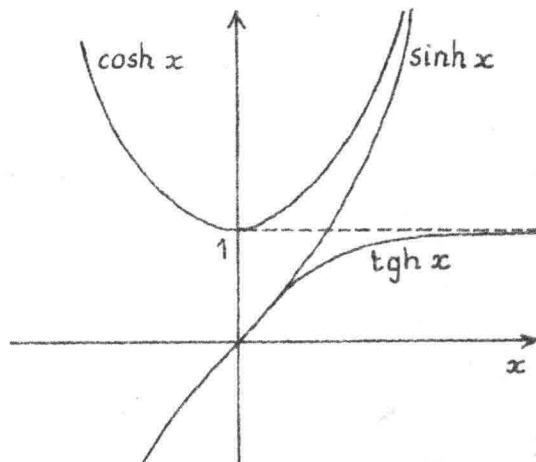
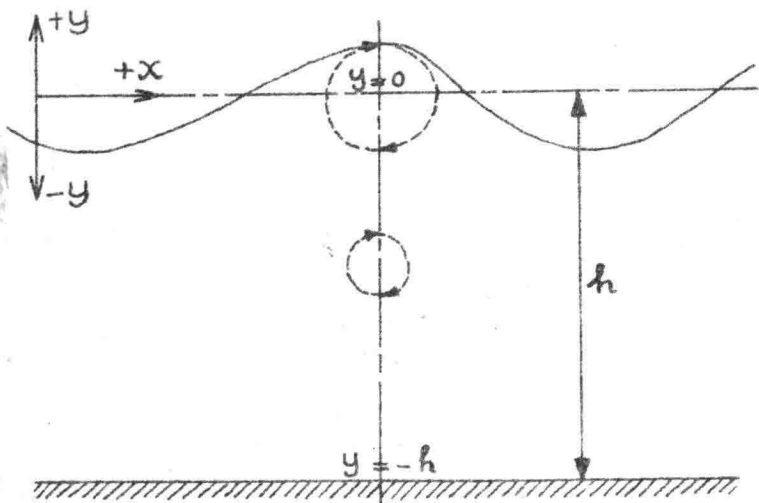
Daarbij is het noodzakelijk de volgende aannamen te doen:

1°. De stroom is rotatievrij: $\frac{\partial u}{\partial y} = \frac{\partial v}{\partial x}$

waarin u = snelheid in de x -richting

en v = snelheid in de y -richting

2°. De druk aan het oppervlak is nul.



orbitale beweging

sinh, cosh en tgh.

In Lamb, Hydrodynamics, art. 229, zijn de volgende betrekkingen afgeleid voor de snelheden:

Horizontaal: $u = \frac{\omega \cdot h}{2} \cdot \frac{\cosh k(y+h)}{\sinh k \cdot h} \cos(kx - \omega t)$

Vertikaal : $v = -\frac{\omega \cdot h}{2} \cdot \frac{\sinh k(y+h)}{\sinh k \cdot h} \sin(kx - \omega t)$

waarin $k = \frac{2\pi}{L}$ = golfgetal

$\omega = \sigma = \frac{2\pi}{T}$ = hoeksnelheid

T = golfperiode.

Op de bodem geldt: $y = -h$

19-6024.2

$$\sinh k \cdot (y+h) = 0 \quad \text{dus } v_{\text{bodem}} = 0$$

$$\cosh k \cdot (y+h) = 1 \quad \text{dus } u_{\text{bodem}} = \frac{\omega h}{2} \cdot \frac{1}{\sinh k \cdot h} \cdot \sin(kx - \omega t)$$

Hieruit valt af te lezen dat u_b kleiner wordt, naarmate het water dieper wordt.

De lengte van de ellips-assen kan worden bepaald met de betrekkingen:

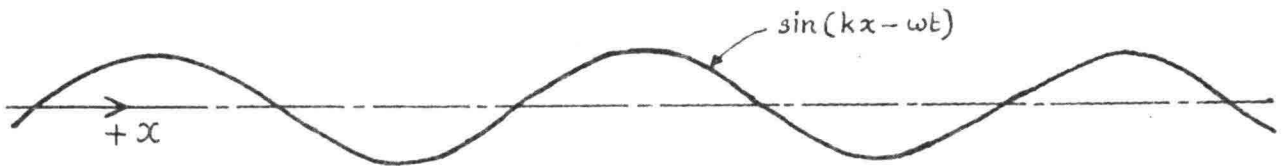
$$\text{Hor. as} = \frac{h}{2} \cdot \frac{\cosh k(y+h)}{\sinh k \cdot h}$$

$$\text{Vert. as} = \frac{h}{2} \cdot \frac{\sinh k(y+h)}{\sinh k \cdot h}$$

Aan het oppervlak ($y=0$) wordt gevonden:

$$\text{Hor. as} = \frac{h}{2} \cdot \frac{1}{\tanh k \cdot h}$$

$$\text{Vert. as} = \frac{h}{2}$$



Sinusvormige golf

De golflengte kan worden uitgedrukt in c en T :

$$L = c \cdot T$$

waarin c = voortplantingssnelheid van de sinusgolf.

Wanneer de golf een afstand L heeft afgelegd, dan wordt de waarde van $\sin(kx - \omega t)$ weer dezelfde.

$$x = 0: \sin(kx - \omega t) = \sin(-\omega t)$$

$$x = L: \sin [k L - \omega(t+T)]$$

Dus:

$$-\omega t = k L - \omega(t+T)$$

$$k L = \omega T ; \text{ omdat } L = c T$$

$$kcT = \omega T$$

$$\therefore c = \frac{\omega}{k}$$

Met behulp van de korte golven-theorie kan hieruit verder worden afgeleid:

$$c = \sqrt{\frac{g}{k} \cdot \tanh k \cdot h}$$

of

$$c = \sqrt{\frac{g \cdot L}{2\pi} \cdot \tanh \frac{2\pi h}{L}}$$

Diep water.

Wanneer h groot wordt nadert $\tanh \frac{2\pi h}{L}$ naar 1

dus

$$c_{\text{diep}} = \sqrt{\frac{gL}{2\pi}}$$

Daar we reeds wisten: $L = cT$, kunnen de volgende relaties worden bepaald:

$$T = \sqrt{\frac{2\pi}{g} \cdot L} = 0,81\sqrt{L_0}$$

$$c = \left(\frac{g}{2\pi}\right)^{1/2} \cdot T = 1,56 T$$

$$L = \frac{g}{2\pi} \cdot T^2 = 1,56 T^2$$

Hiermee kan op eenvoudige wijze een inzicht worden verkregen in de orde van grootte van T, c en L.

Veronderstel $T = 8 \text{ sec.}$

$$L = \frac{g}{2\pi} \cdot 64 = 100 \text{ m}$$

$$c = \frac{g}{2\pi} \cdot 8 = 12,5 \text{ m/sec.}$$

Inzicht in de formules kan o.a. van groot belang zijn bij de aankoop van een schip. Veronderstel men koopt een boot van een conventioneel model, ter lengte van 14 m. Gezegd wordt dat het vaartuig een snelheid kan halen van 7 m/sec. $\approx 14 \text{ kn.} \approx 25 \text{ km/h.}$



Aangenomen mag worden, dat de afstand tussen boeggolf en hekgolf ongeveer 14 m bedraagt.

De betrekking $c = \sqrt{1,56 \cdot L} = \sqrt{1,56 \cdot 14} = 4,7$ m/sec. toont aan, dat het schip onmogelijk 7 m/sec. kan varen, omdat de golf gewoon niet sneller loopt en het schip niet door de golf trekt.

Een speedboot daarentegen kan wel sneller varen, omdat deze op het wateroppervlak vaart.

Ondiep water.

Wanneer h klein wordt, nadert $\operatorname{tgh} \frac{2\pi h}{L}$ naar $\frac{2\pi h}{L}$, dus:

$$c_{\text{ondiep}} = \sqrt{gh}$$

Vaak hoort men zeggen: "Colven voelen de bodem".

Hiermee wordt bedoeld het ogenblik waarop de waterdiepte zo klein wordt, dat er refraktie gaat ontreden, waarbij er tevens snelheden langs de bodem worden gekonstateerd. Een vaak gehanteerde vuistregel voor dit criterium luidt: $h < \frac{1}{2} L$.

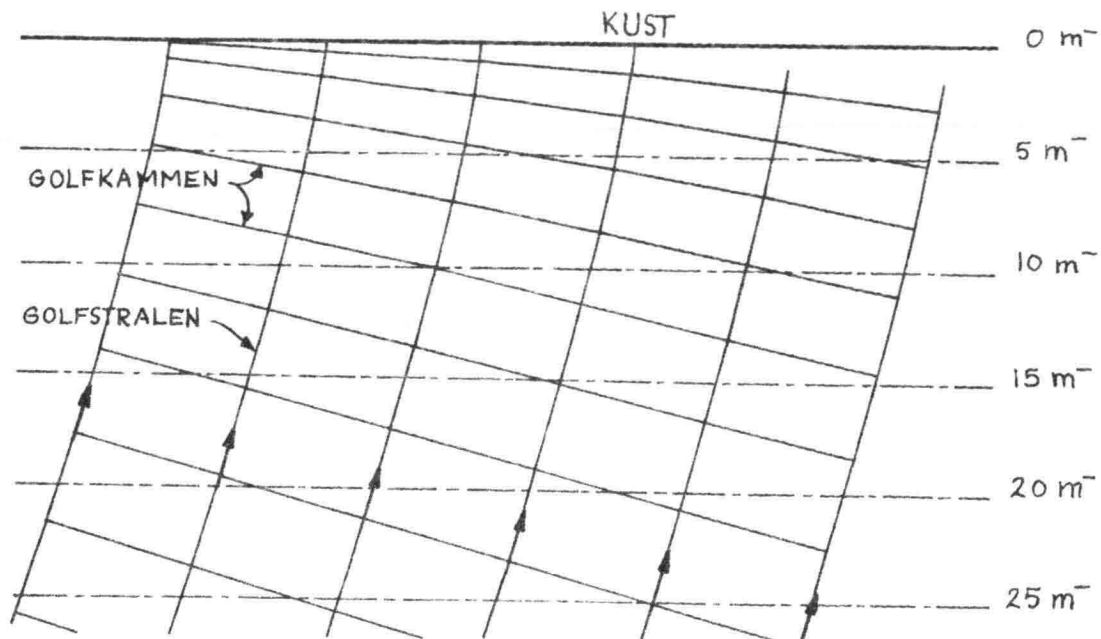
Legt men echter het criterium aan, dat de golf "de bodem voelt" indien $\operatorname{tgh} \frac{2\pi h}{L}$ meer dan 1% gaat afwijken van 1, dus wanneer

$$\operatorname{tgh} \frac{2\pi h}{L} = 0,99$$

dan wordt de bijbehorende relatie tussen h en L :

$$h = \frac{1}{2,3} \cdot L.$$

Refraktie



We vonden reeds:

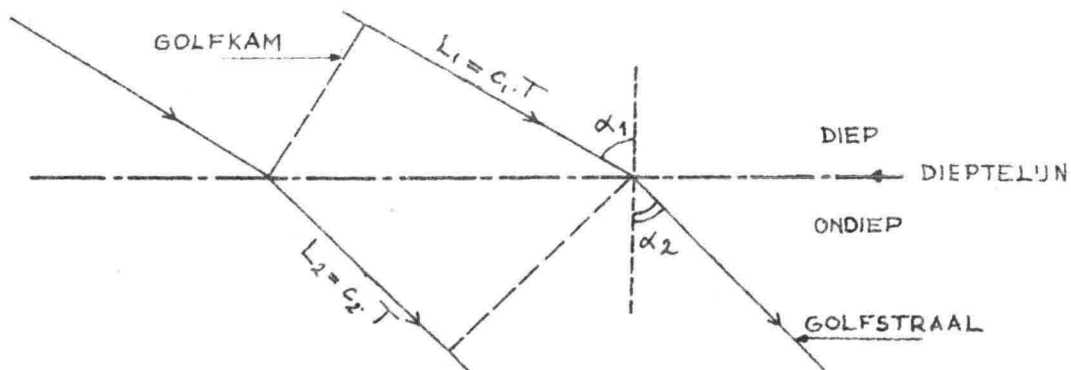
$$L = \frac{g}{2\pi} T^2 \quad (\text{diep water})$$

$$L = \frac{gT^2}{2\pi} \operatorname{tgh} \frac{2\pi h}{L} \quad (\text{ondiep water})$$

en $L^2 = g \cdot h \cdot T^2 \quad (\text{zeer ondiep water})$

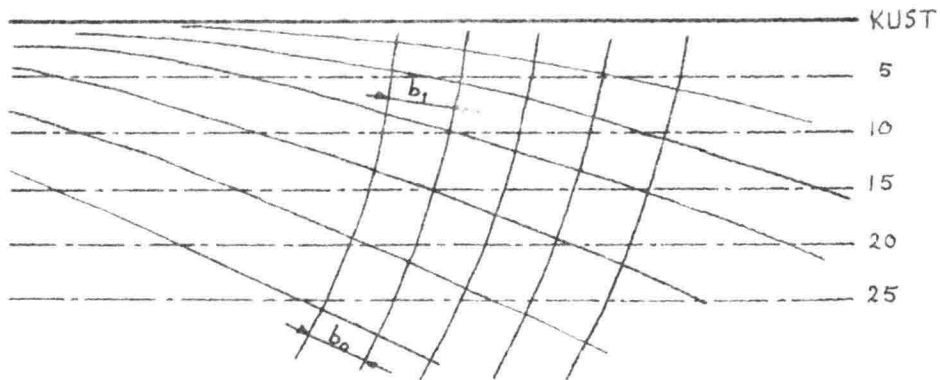
Hieruit valt af te lezen dat de golflengte afneemt, naarmate de diepte geringer wordt. Met andere woorden: golfkammen, welke de kust onder een bepaalde hoek naderen, draaien bij volgens de wet van Snellius:

$$\frac{\sin \alpha_2}{\sin \alpha_1} = \frac{c_2}{c_1} = \frac{L_2}{L_1}$$



Behalve het noemen van het principe wordt hier niet verder op de theoretische achtergronden van de refractie ingegaan.

Energie



Aangenomen wordt, dat de in de golven ongehoopte energie zich verplaatst langs banen welke worden begrensd door de orthogonalen, of anders gezegd, er treedt geen energietransport op langs de golfkammen en de verticale vlakken door de orthogonalen.

Uit bovenstaande figuur valt in te zien, dat $b_1 > b_0$. Wetende, dat E = energie van de golven per eenheid van oppervlakte, geïntegreerd over de diepte, volgt uit de genoemde voorwaarde:

$$E_1 b_1 = E_0 b_0 \quad ; \quad E_1 = E_0 \cdot \frac{b_0}{b_1}$$

Tevens geldt: $E = 1/8 \cdot \rho \cdot g \cdot H^2$ (Energy = energie per eenheid van oppervlakte)

Eenheden: $\left[\frac{M}{L^3} \cdot \frac{L}{T^2} \cdot L^2 \cdot L^2 \right] = \left[\frac{ML^2}{T^2} \right] = [\text{watt sec}] = [Nm]$

Voor de voortplantingssnelheden geldt:

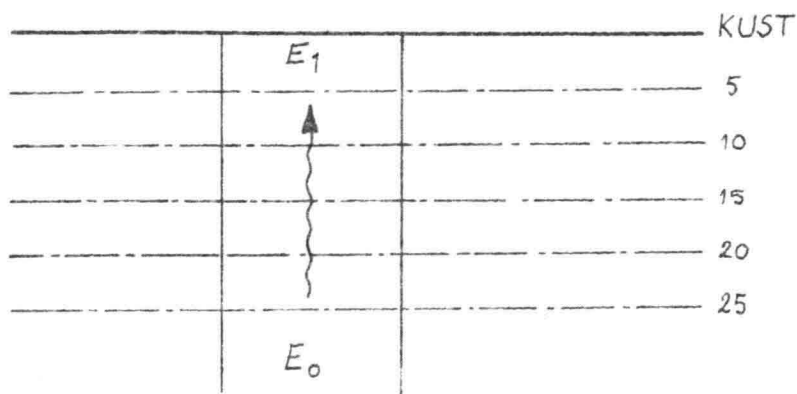
$$c_E = n c_g$$

c_E = voortplantingssnelheid van de energie

c_g = voortplantingssnelheid van de individuele golf

$$n = \frac{1}{2} \left[1 + \frac{2 k h}{\sinh 2 k h} \right]$$

In diep water geldt $n = \frac{1}{2}$, in ondiep water $n = 1$.



Gaan we uit van de veronderstelling dat er geen energievernietiging plaatsvindt, dan moet de energieflux konstant zijn voor twee verschillende punten, dus $\vec{E}_0 = \vec{E}_1$,

dus:

$$1/8 \rho \cdot g \cdot H_0^2 \cdot \frac{1}{2} c_0 = 1/8 \rho \cdot g \cdot H_1^2 n_1 c_1$$

$$\text{dus: } \frac{H_1}{H_0} = \sqrt{\frac{1}{2} \cdot \frac{1}{n_1} \cdot \frac{c_0}{c_1}}$$

Naarmate de golf dichter bij de kust komt, neemt de hoogte eerst een weinig af, om later weer toe te nemen ten gevolge van de invloed van n en c .

De voortplantingssnelheid van de golf neemt voortdurend af (één en ander is vastgelegd in vele tabellen en grafieken).

Betrekken we nu ook de invloed van de refraktie in de beschouwing, dan wordt de verhouding H_1/H_0 gevonden uit:

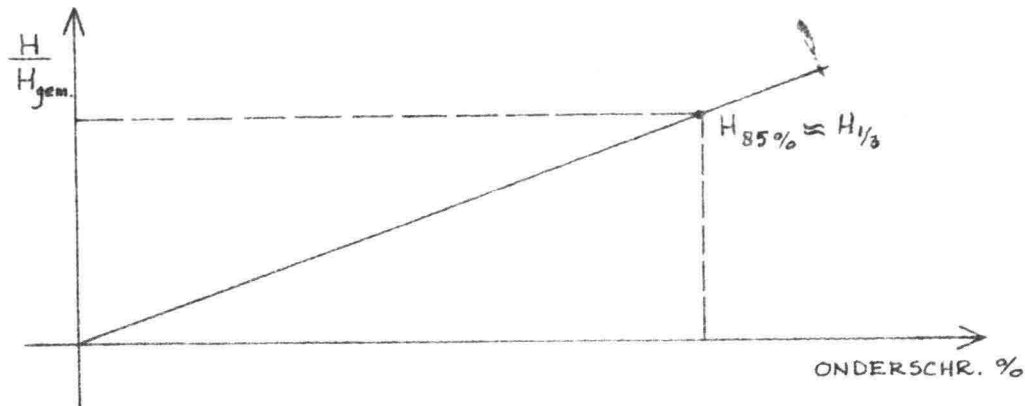
$$E_1 n_1 c_1 b_1 = E_0 n_0 c_0 b_0$$

$$1/8 \rho \cdot g \cdot H_1^2 n_1 c_1 b_1 = 1/8 \rho \cdot g \cdot H_0^2 n_0 c_0 b_0$$

$$\frac{H_1}{H_0} = \sqrt{\frac{1}{2} \cdot \frac{1}{n_1} \cdot \frac{c_0}{c_1} \cdot \frac{b_0}{b_1}}$$

$\sqrt{\frac{b_0}{b_1}}$ wordt wel refraktiecoëfficiënt K genoemd.

Sverdrup en Munk kwamen indertijd tot de konklusie dat bij golfwaarnemingen de visueel geregistreeerde golf ongeveer gelijk is aan de zogenaamde significante golf (= gemiddelde van het derde hoogste deel van de golven).



De vraag is echter of dit ook opgaat voor de waarnemingen van de nederlandse lichtscheep. Voor het lightschip Goeree is in een afstudeerontwerp aangetoond, dat

$$H_{\text{waargenomen}} = H_{98\%}$$

Om een indruk te krijgen omtrent de diverse grootheden, beschouwen we de oceaan bij windkracht 6 à 7. Daarbij kunnen golven optreden, welke de te noemen waarden zullen benaderen:

$$T \approx 16 \text{ sec}$$

$$L \approx 400 \text{ m}$$

$$c \approx 21 \text{ m/sec}$$

$$H \approx 8 \text{ m}$$

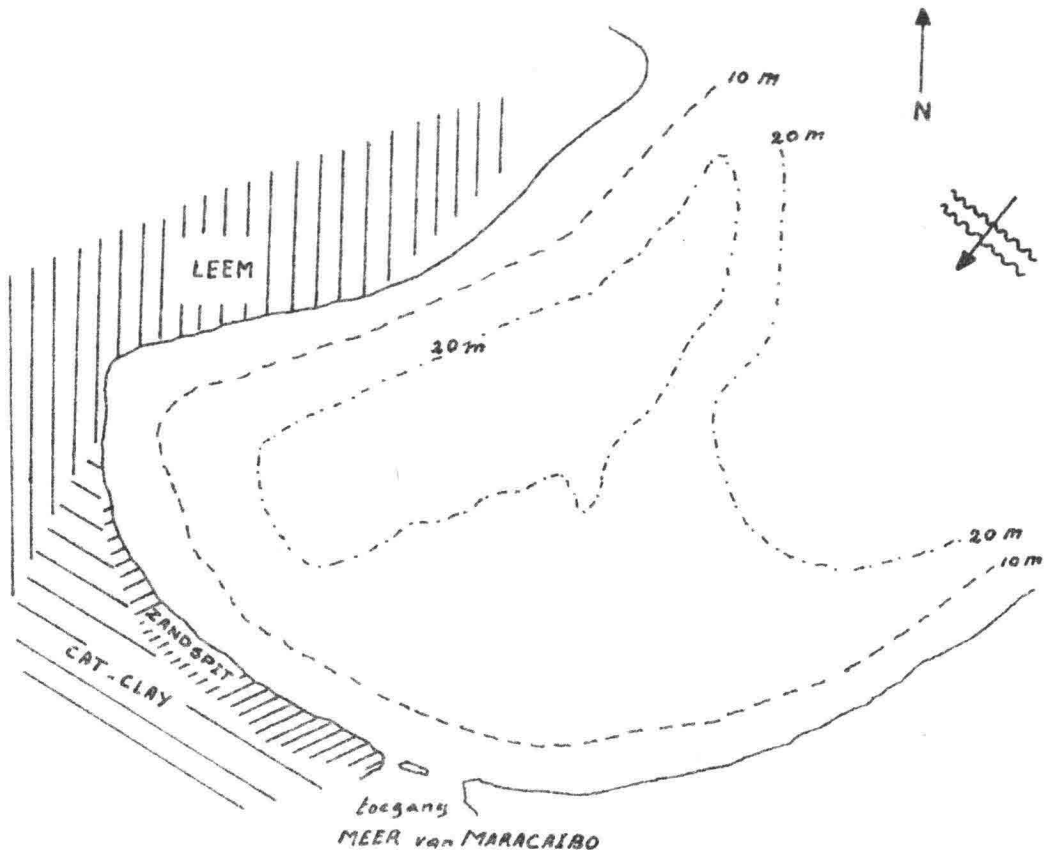
Dergelijke golven hebben geen al te steil front, zodat zij voor de scheepvaart niet buitengewoon gevaarlijk zijn. Komt er echter een incidentele golf van 12 à 15 m voor, met een golflengte van 400 m, dan kan het golf front een steilheid hebben, welke katastrofaal kan zijn voor de scheepvaart.

Bij interferentie van twee lagere golven kunnen ook al hinderlijke steilheden voorkomen, zodat incidenteel brekende golven optreden. Deze kunnen bij een hoogte van 8 m en een voortplantingssnelheid van 24 m/sec ($\approx 86 \text{ km/h}$) al uitermate hinderlijk zijn.

Het strand

Verschijselen die zich aan een strand kunnen voordoen worden behandeld aan de hand van een voorbeeld, t.w. het strand aan de kust van Venezuela.

1. Overzicht van het gebied



Naar verluid gaat het strand aan de N.W.-oever hard achteruit en is er voor de ingang naar het meer van Maracaibo een grote sedimentbeweging.

De N.W.-oever bestaat uit makkelijk erodeerbaar leem, de Z.W.-oever uit zand.

De golf- en windrichting is vrijwel constant uit het N.O.

Ondanks de grote diepte is er toch enige refraktie van de golven.

2. Het ontstaan van een strand

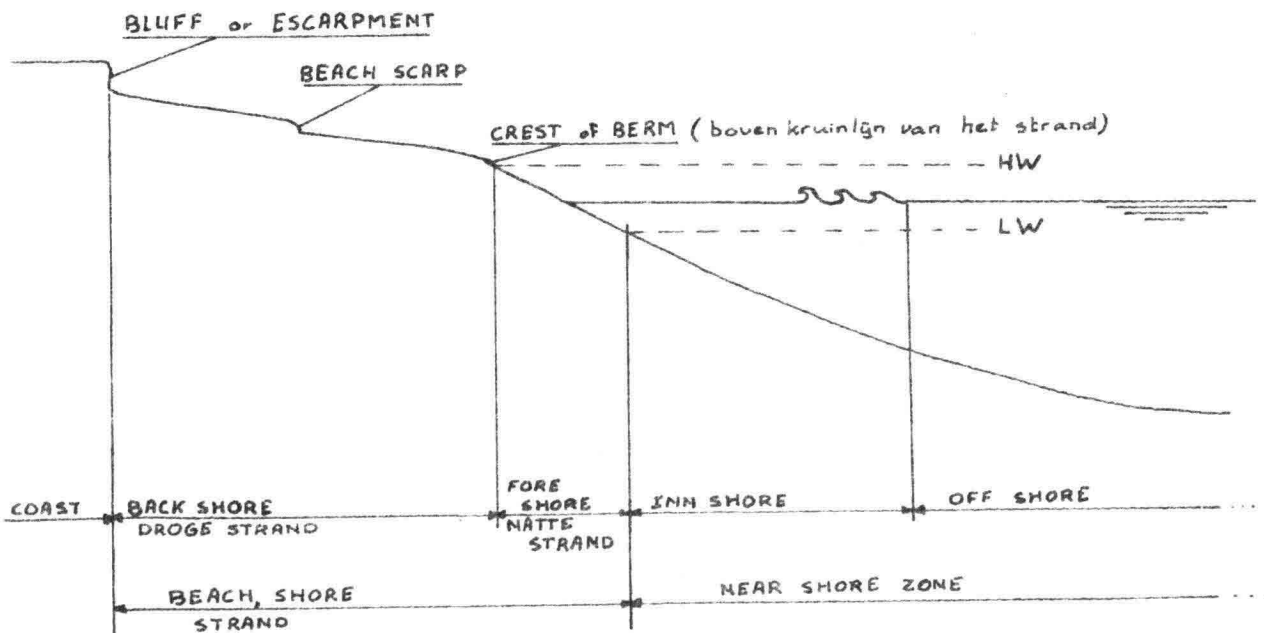
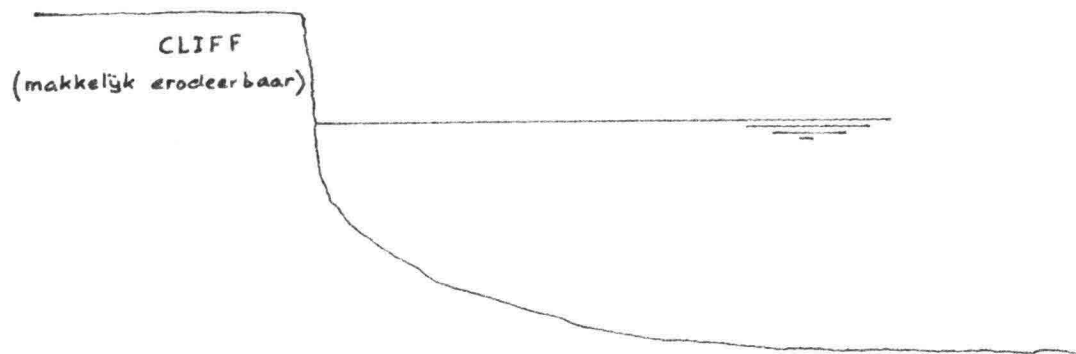
a) De cliff wordt geërodeerd, geeft materiaal van verschillende korrelgrootte: (400, 200, 100, 50, 20, 5M).

b) Het grofste materiaal blijft op het droge strand liggen, het fijnere komt in afnemende gradatie steeds verder van de kust terecht.

Dit gebeurt ook indien materiaal verder in zee wordt gedeponneerd, dan wordt

het grofste materiaal naar de kust toe en het fijnste materiaal naar dieper water getransporteerd.

Deze opmerking is uiteraard vrijblijvend. Zeer grof materiaal zal blijven liggen en fijner materiaal wordt verplaatst. Van het materiaal dat wordt verplaatst wordt echter fijner materiaal wel teruggebracht en grover niet, doordat de terugstroming wat minder is dan de orbitale snelheid in de richting van de golven.

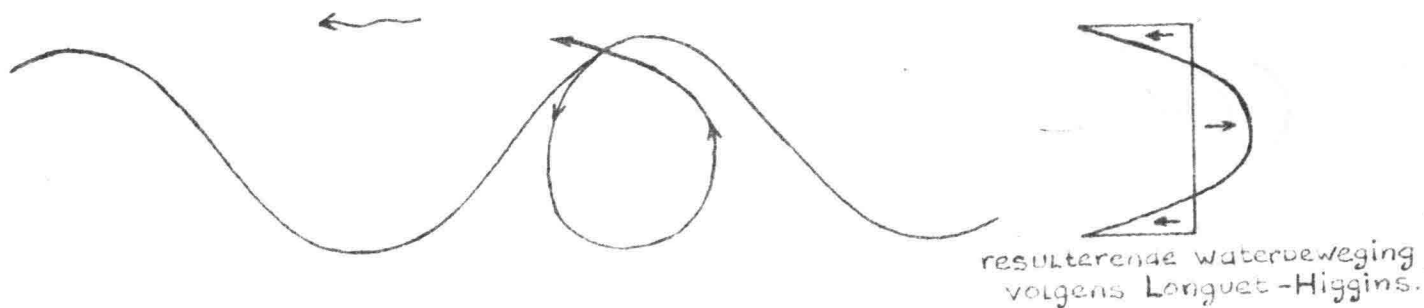


c) Indien de hoogte van het hoogwater constant is, ontbreekt het hogere gedeelte van de back shore (dit is aan de noordzijde van de baai het geval).

3. Het ontstaan van de bodemhelling voor de kust

a) De orbitaal beweging is niet gesloten.

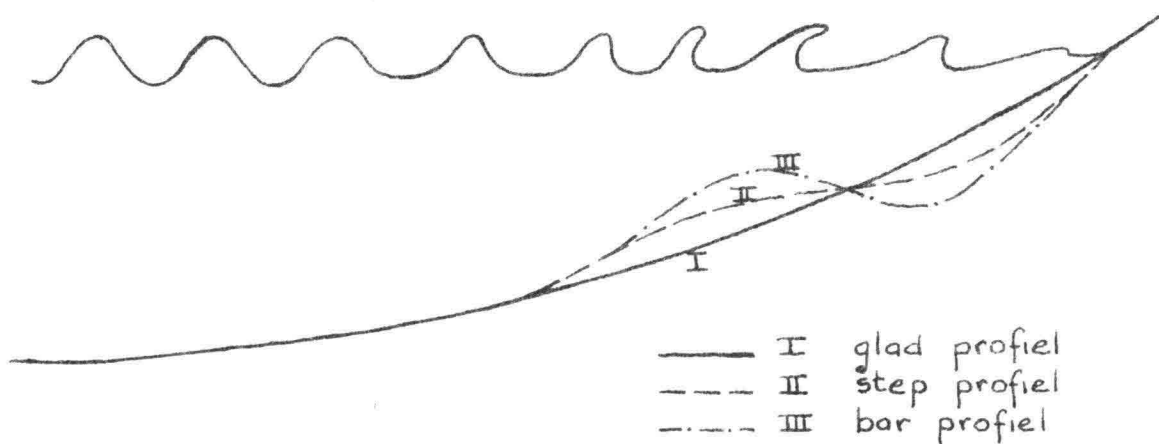
Dit geeft bodemtransport (grover materiaal) in de golfrichting.



b) Bij nadering van de kust gaan de golven zich meer als solitaire golven gedragen.



De orbitale snelheid onder de golftop is groter dan onder het golfdal. Door de golven vindt watertransport naar de kust toe plaats. Dit veroorzaakt een onderstroom (undertow). Door de onderstroom wordt het talud niet opgebouwd tot het natuurlijk talud, maar ontstaat een bar-profiel.



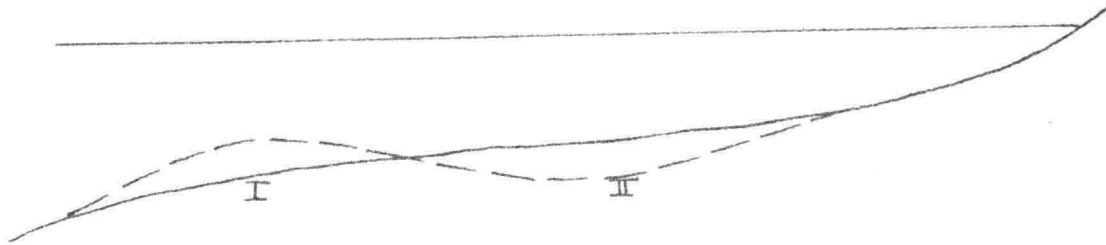
Roven de "bar" kort de brekerzone te liggen, waardoor de bar nog extra wordt opgebouwd.

Normaal vormt zich het "step"-profiel bij rustig weer (zomerprofiel) en het "bar"-profiel bij ruw weer (winterprofiel).

In Nederland is het winterprofiel echter een step profile; dit is als volgt te verklaren:

rustig weer profiel

zomerprofiel

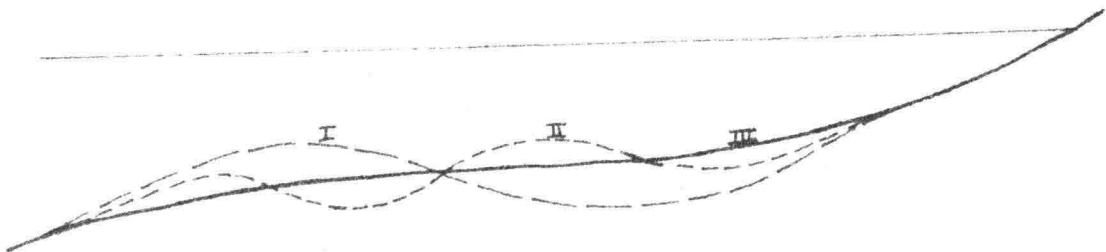


I Normaal zomer profiel

In Nederland echter een meer constante golfhoogte en waterstand, gecombineerd met een vrij sterke langsstroom (door zwinen).

ruw weer profiel

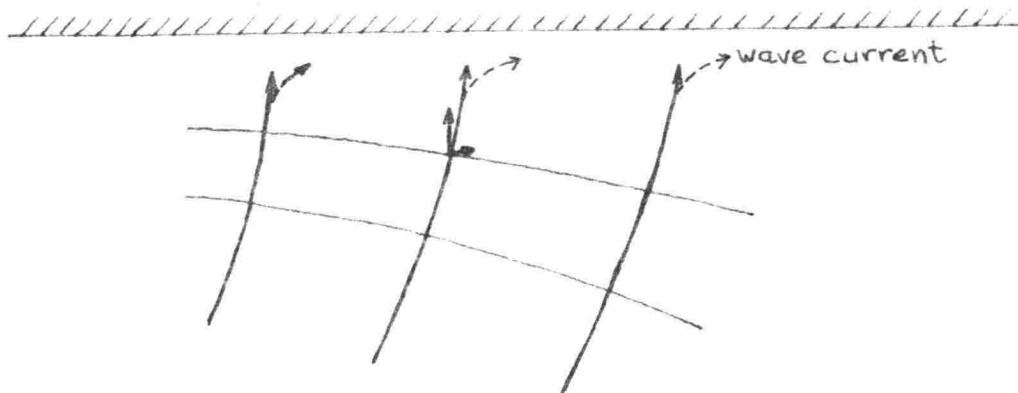
winter profiel



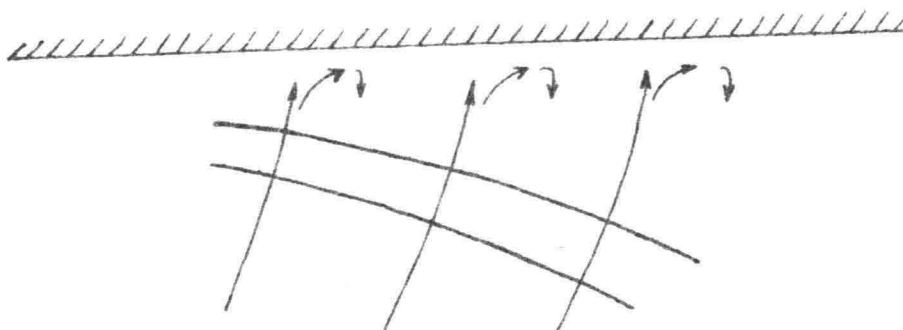
I Normaal ruw weer profiel

In Nederland (door variërende waterstand en golfstype) echter verschillende brandingsruuggen achter elkaar II die bij rustig weer tussen twee ruwe periodes min of meer geëgaliseerd worden tot een soort step profile III.

Tot nu toe is alleen gekeken naar golven die evenwijdig aan de kust aankomen. Indien de golven de kust onder een hoek naderen, ontstaat er een "longshore current". Dit is een wave current (een stroom veroorzaakt door golven).

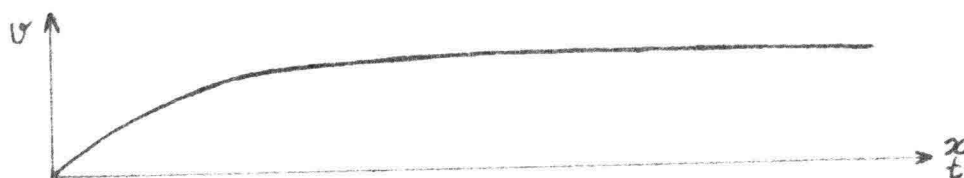


Aan sommige kusten is de getijstroom belangrijker dan de wave-current, (b.v. Nederland), aan andere kusten is het net andersom (o.a. het geval in Nigeria).



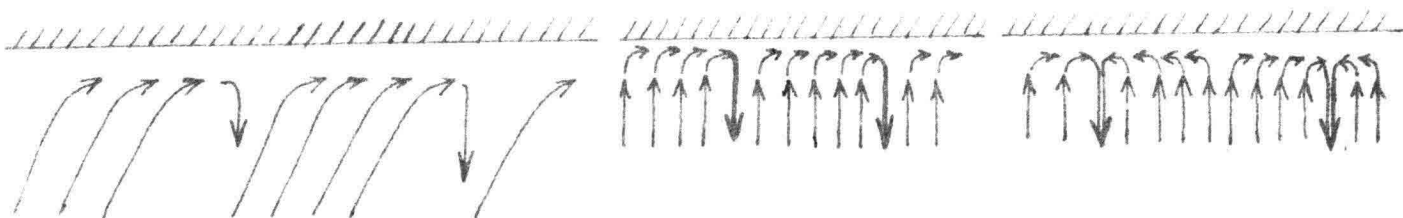
Langs de kust trekt een stroom die door de golven veroorzaakt en continue gevoed wordt.

Volgens de theorie van Eagleson - Galvin is de snelheid van de longshore current aan een maximum gebonden,



waaruit volgt dat er water van de kust moet worden afgevoerd.

De retourstroom kan gelijkmatig terugstromen (onderstroom), vaak echter is hij geconcentreerd in muiën en dan spreken we van rip-currents (mui-stromen).



Het zandtransport wordt veroorzaakt doordat golven het materiaal opwoelen dat dan door de stroom wordt getransporteerd.

De beste formule voor het zandtransport is door de CERC (vroeger B.E.B.) ontwikkeld:

$$S = 1,4 \cdot 10^{-2} \cdot H_0 \cdot c_0 \cdot K^2 \cdot \sin \varphi_b \cdot \cos \varphi_b$$

waarin

S = zandtransport

m³/sec

H₀ = golfhoogte in diep water

m

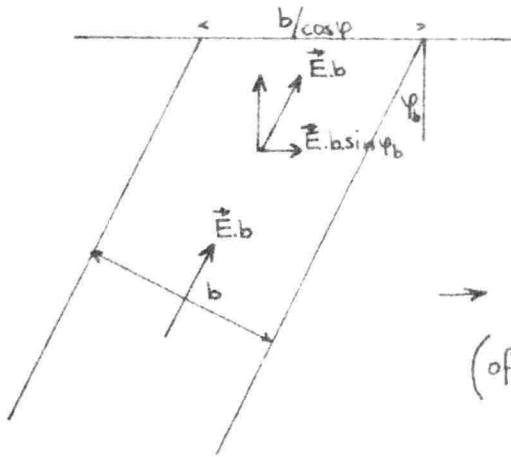
c₀ = voortplantingssnelheid in diep water

m/sec

K = refractiecoëfficiënt

φ_b = invalshoek golfkam

Dat er zowel een $\sin \varphi_b$ als een $\cos \varphi_b$ in deze formule voorkomt is als volgt begrijpelijk te maken:



component \parallel kust is:

$$\vec{E}.b.\sin\varphi_b \text{ per } \frac{b}{\cos\varphi_b} \text{ m.} \rightarrow$$

$$\rightarrow \vec{E}.\sin\varphi_b.\cos\varphi_b \text{ per m.}$$

(of $E.nc.\sin\varphi_b.\cos\varphi_b$ per m.)

Wanneer is het transport maximaal?

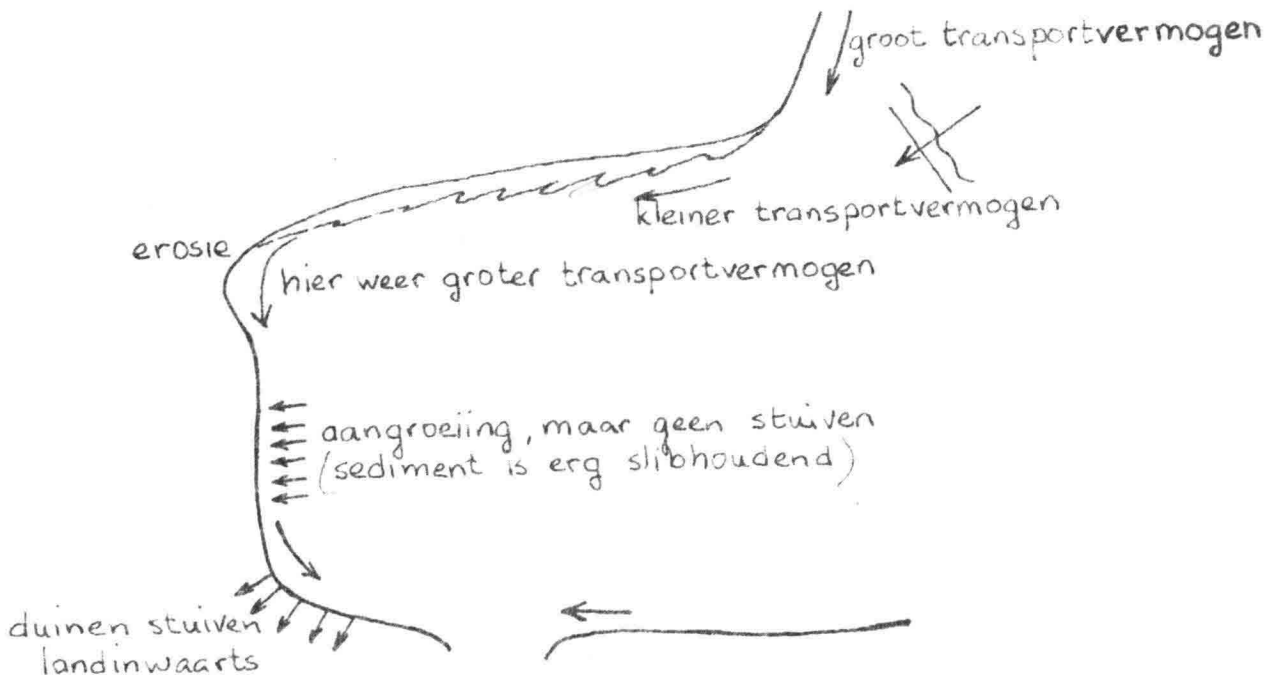
$$S = F (\sin \varphi . \cos \varphi) = F' (\sin 2 \varphi). \text{ Deze is maximaal voor } \varphi = 45^\circ$$

Wanneer is de kuststroom maximaal?

$$V_L = F \left\{ H, \sin \alpha, C, h, K, (\sin \varphi_b . \sin 2 \varphi_b) \right\} . \text{ Deze is maximaal voor } \varphi_b \approx 54^\circ$$

Dit ongeacht de refractiecoëfficiënt K , die nog tot lagere waarden van φ_b leidt. Aan de N.W.-oever van de baai van Venezuela ontstaan "strandhaken" bij een vrij breed strand.

Hoe is dit te verklaren?



Het ontstaan van strandhaken is niet als gevolg van stroming te verklaren, want waar ze ontstaan is de stroming minimaal.

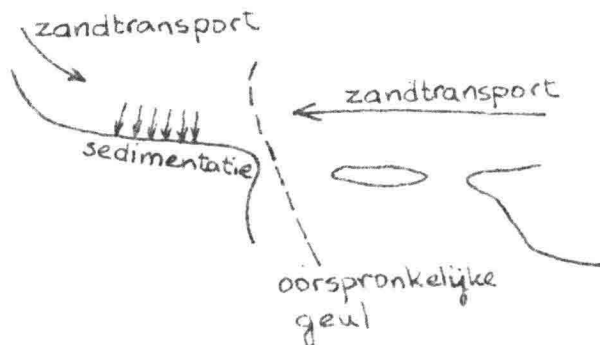
Het is misschien wel te verklaren uit een groot zandaanbod en een klein transportvermogen.

Dat de kust dan toch achteruitgaat, vindt zijn oorzaak in het feit dat het afgebroken cliff veel slib oplevert, dat verdwijnt en maar weinig zand, terwijl opbouw van het cliff onmogelijk is.

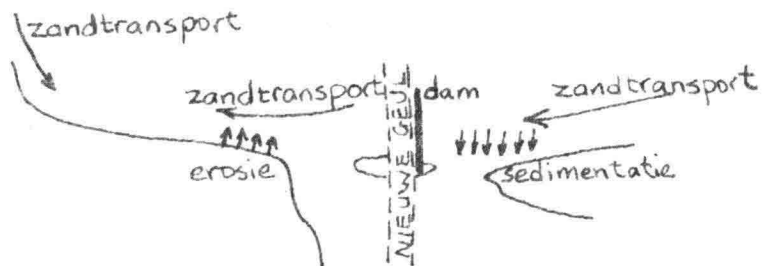
Hoe is het mogelijk dat de kust aan de Z.W.-oever zo slibrijk is?

Daar het hier een aangroeiende kust betreft is dit toch in tegenspraak met wat in het vorige college is verteld (zand naar de kust, slib naar diep water). Misschien is dit te verklaren uit de lage stroomsnelheden (vgl. Oosterschelde bij Bergen op Zoom).

Hoe is de situatie bij de ingang van het Meer van Maracaibo?



oude situatie
aan W.-zijde sedimentatie



nieuwe situatie
aan W.-zijde erosie
aan O.-zijde sedimentatie

Waar blijft het geërodeerde materiaal van de West-oever?

Men vreest dat dit in het meer van Maracaibo terecht komt, althans voor een deel.

Het Waterloopkundig laboratorium kreeg de opdracht voor dit gebied te onderzoeken:

1. hoe hard de N.W.-kust achteruit gaat
2. waar het zand uit de Z.W.-hoek blijft

Aanpak van een dergelijk onderzoek:

- Aan de N.W.-kust Bench-marks plaatsen om de vijf kilometer, daarop raaien uit-

zetten, die dan elke drie maanden gepeild moeten worden

- Luchtfoto's maken van de gehele kust

- Op markante punten stroommetingen doen gedurende 13 uur.

Minimaal 2x per jaar (in het rustige en in het woelige seizoen).

Altijd als er golven zijn is het onmogelijk deze metingen met instrumenten te verrichten, daarom moet het met drijvers gebeuren.

- Op verschillende punten golfhoogten meten.

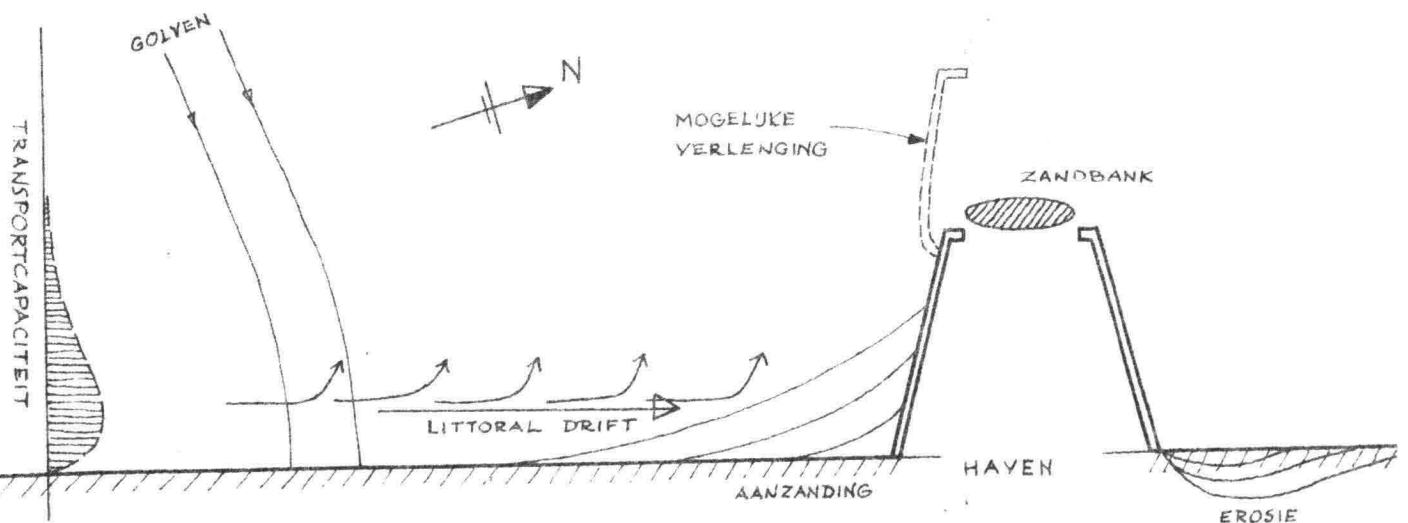
Dit gebeurt met drijvende verankerde boeien, die de versnellingen meten, deze tweemaal integreren en de resulterende golfhoogten naar een walstation zenden, (ontwikkeld door Rijkswaterstaat. Waterloopkundig Laboratorium en Verhagen uit Bloemendaal).

- Getijgegevens verzamelen;

Hiervoor worden getijschalen geplaatst.

- Sedimentgegevens verzamelen.

Uit het voorgaande is gebleken dat de golven een stroom veroorzaken, evenwijdig aan de kust. Deze zogenaamde "littoral drift" is in belangrijke mate verantwoordelijk voor het optredende sedimenttransport. In Nederland, waar



de resulterende beweging zuid-noord gericht is, mag de jaarlijkse capaciteit worden gesteld op $0,5 \cdot 10^6 \text{ m}^3$; over het algemeen ligt de littoral drift tussen $0,5$ en $1,5 \cdot 10^6 \text{ m}^3/\text{jaar}$. De belangrijkste bijdrage in de sedimentbeweging wordt geleverd

door de breker-zone en wellicht het gebied tussen deze zone en de strandlijn.

"Littoral drift" doet juist dan haar invloed voelen, wanneer er een uitsteeksel aan de kust wordt gebouwd, zoals de hier geschetste havendammen. Want deze dammen, welke o.a. tot doel hebben de vaargeul open te houden, verstoren in sterke mate de sedimentbeweging. Hierdoor zal de kust aan de ene zijde van de dammen sterk aanzanden, terwijl aan de andere kant erosie optreedt. Wanneer dit proces enigszins gevorderd is, zal ook weer zandtransport plaats vinden voor de mond van de haven langs, met het gevolg dat zich juist in die mond een bank zal vormen. Daar men uiteraard de scheepvaartgeul op diepte wil houden, kunnen de volgende maatregelen genomen worden:

- 1) Bevorderen dat de getijstroom in en uit kan gaan, waardoor de ^wbak weer kan worden afgebroken (haven van Abidjan, Ivoorkust).
- 2) Zuidelijke havendam langer maken, waardoor het lang zal duren, voordat er weer transport plaats vindt rond de kop van de dam. De methode werkt echter tijdelijk en bovendien wordt geen halt toegeroepen aan de erosie.

Het is interessant na te gaan wat zo'n dam ongeveer zal gaan kosten. Een meter dam mag worden geschat op ca. f 30.000,-. Voor b.v. 500 m dam komen de kosten dus op f 15.000.000,-. Veronderstellende dat de jaarlijkse kosten (rente, onderhoud e.d.) op 10% mogen worden gesteld, dan betekent dit f 1.500.000,- per jaar.

- 3) Het uitvoeren van baggerwerk.

Tot voor enkele jaren maakte men gebruik van de volgende baggerwerktuigen:

- a) emmerbaggermolen (bucket dredger), goed voor alle grondsoorten;
- b) bodemzuiger (suction dredger) (alleen geschikt voor zandige bodem);
- c) cutterzuiger (cutter suction dredger) (geschikt voor alle grondsoorten).

Alle drie genoemde baggerwerktuigen zijn erg weergevoelig, weinig beweeglijk en dus hinderlijk voor de scheepvaart. Tegenwoordig gaat men echter steeds meer over op de

- d) trailer (sleepzuiger) (trailing suction hopper dredger).

Deze kan allerlei grondsoorten zuigen, daarbij varende met een snelheid van ongeveer 2 knopen (5,4 km/uur). De trailer is weinig weergevoelig. Dit komt o.a. doordat de zuigbuis zodanig is opgehangen, dat golfinvloeden en niveauvariaties automatisch worden gecompenseerd (Swell compensators). Het is mogelijk te werken tot in golven van 5 m hoogte. Voor iedere grondsoort kan een bijbehorende zuigkop (draghead) worden gemonteerd.

Nu blijft de vraag wat men kan doen met de baggerspecie.

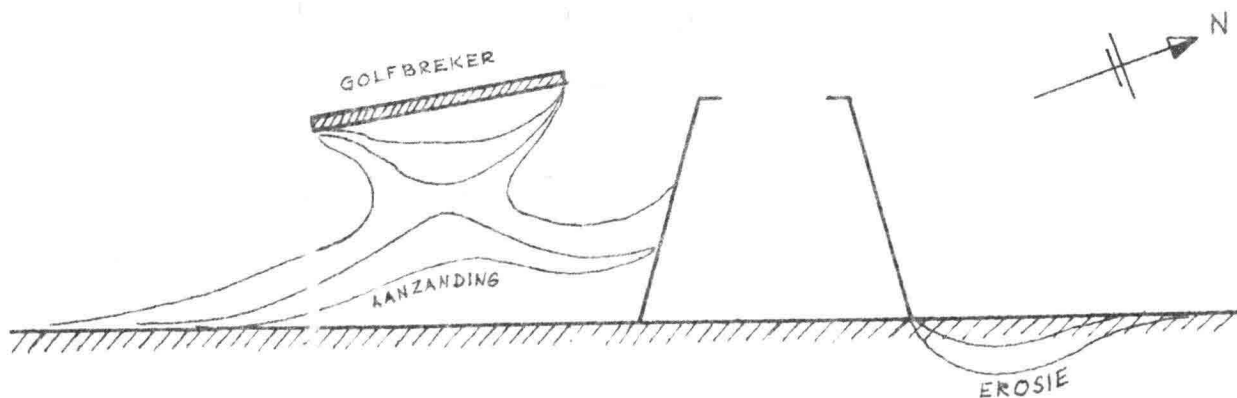
- a) De specie kan beneden-strooms worden gelost. De kans is echter groot dat het sediment nu niet op de goede plaats - daar waar erosie optreedt - aan de kust komt, doch veel verder stroomafwaarts, of soms zelfs helemaal niet of nauwelijks wordt verplaatst.
- b) Daarom ziet men wel toegepast dat het baggerschip naar een, binnen de dammen gebouwd opjaagstation (boosterstation) vaart, vanwaar de baggerspecie via een pijpleiding naar de juiste plaats wordt gepompt.
- c) Een andere mogelijkheid is dat de trailer de baggerspecie stort in een zanddepot, vanwaar een winzuiger het naar de kust perst.

Gaan we ervan uit, dat baggerwerk ongeveer f 2,- per m³ kost, dan bedragen de totale kosten voor 500.000 m³ baggerwerk per jaar ca f 1.000.000,-.

Deze kosten zijn dus ongeveer van dezelfde grootte als de jaarlijkse lasten t.g.v. een uitbreiding van de zuidelijke havendam. Het voordeel is hier echter, dat de dreigende erosie effectief kan worden bestreden.

Een nadeel van baggeren blijft toch altijd de onmogelijkheid om met zeer slecht weer te werken. Juist tijdens stormweer kan grote sedimentverplaatsing voorkomen. Om verzekerd te kunnen zijn van een voldoende diepte van de geul moet steeds een overdiepte worden gebaggerd.

- 4) Een andere mogelijkheid om het ontstaan van een zandbank af te remmen is de aanleg van een golfbreker (zie schets)



De golfbreker veroorzaakt aanzanding aan een meer zuidelijk gelegen kustgedeelte. Na verloop van tijd ontstaat een merkwaardig gevormde kaap, een zogenaamde "tombolo". Ook hier is het erosieprobleem niet opgelost.

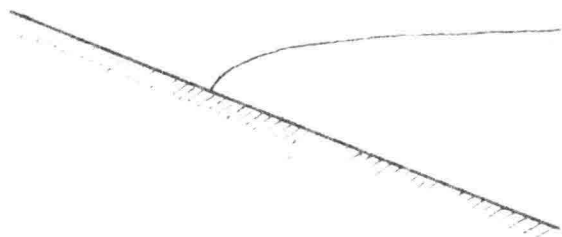
- 5) Een mogelijkheid, waarbij vrijwel alle eerder genoemde bezwaren vervallen, is het plaatsen van een mobiele pomp op de zuidelijke havendam.

Zou de pomp n.l. niet verrijdbaar zijn, dan bestaat er kans op het ontstaan van een strandwal buiten de zuigput. Door de zuigpomp dient nu de verdunde specie via een persleiding naar het bedreigde kustgedeelte te worden gepompt. De leiding wordt eenvoudig over de bodem van de haven gelegd. Aangezien het gevaar op verstopping van de buis altijd aanwezig is, o.a. ten gevolge van het afslaan van de pomp, past men tegenwoordig vaak een elektronisch waarschuwingssysteem toe. Door het gelijktijdig inschakelen van een drukketel kan de leiding worden schoongespoeld.

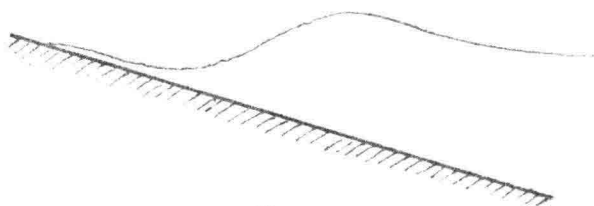
Een nadeel van een persleiding is de grote slijtage, welke optreedt door de schurende werking van het zand - watermengsel. Er dient daarom rekening te worden gehouden met het feit dat de leiding zo af en toe vervangen zal moeten worden.

Classificatie van brekende golven

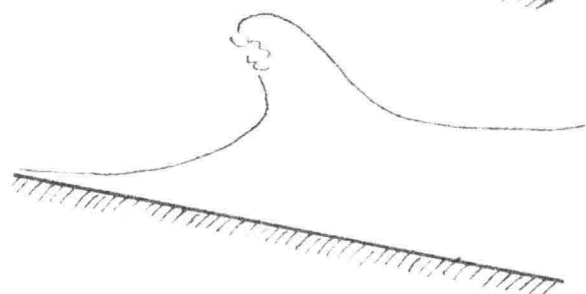
Door C.J. Galvin is een studie gemaakt van het verschijnsel der brekende golven. (zie autografie). Daarbij werd een onderscheid gemaakt tussen de volgende golfvormen:



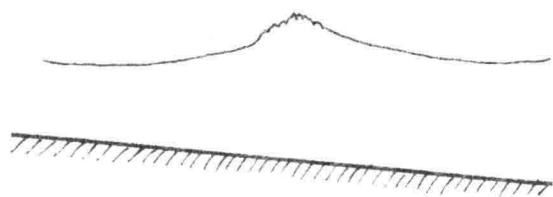
„surging breaker” (watersprong).



„collapsing breaker” (zakt in elkaar)



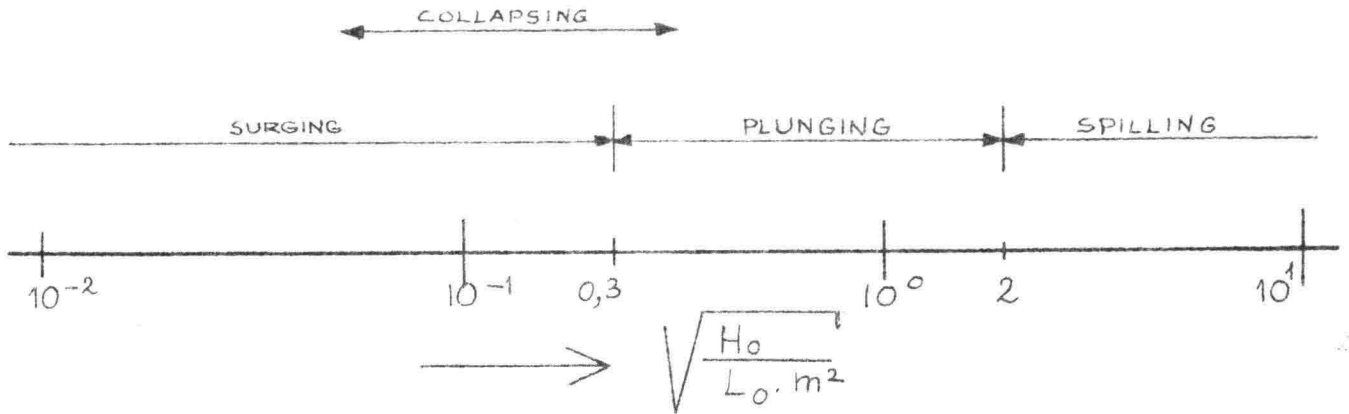
„plunging breaker”
(overslaande golfkam)



„spilling breaker”
(wordt gekenmerkt door
veel „schuimkraagjes”
achter elkaar)

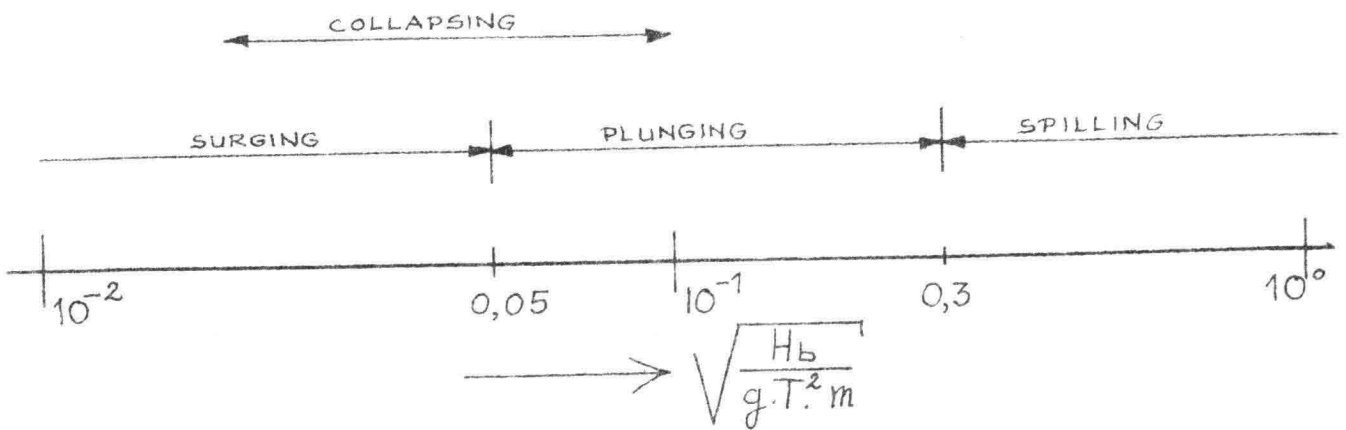
Galvin bepaalde langs empirische weg het verband tussen de genoemde criteria en de helling van het talud. Er wordt onderscheid gemaakt tussen golven welke optreden buiten de brekerzone en golven in de brekerzone.

1) Buiten de brekerzone:



H_0 = golfhoogte op diep water
 L_0 = golflengte op diep water
 m = tangens van de taludhoek

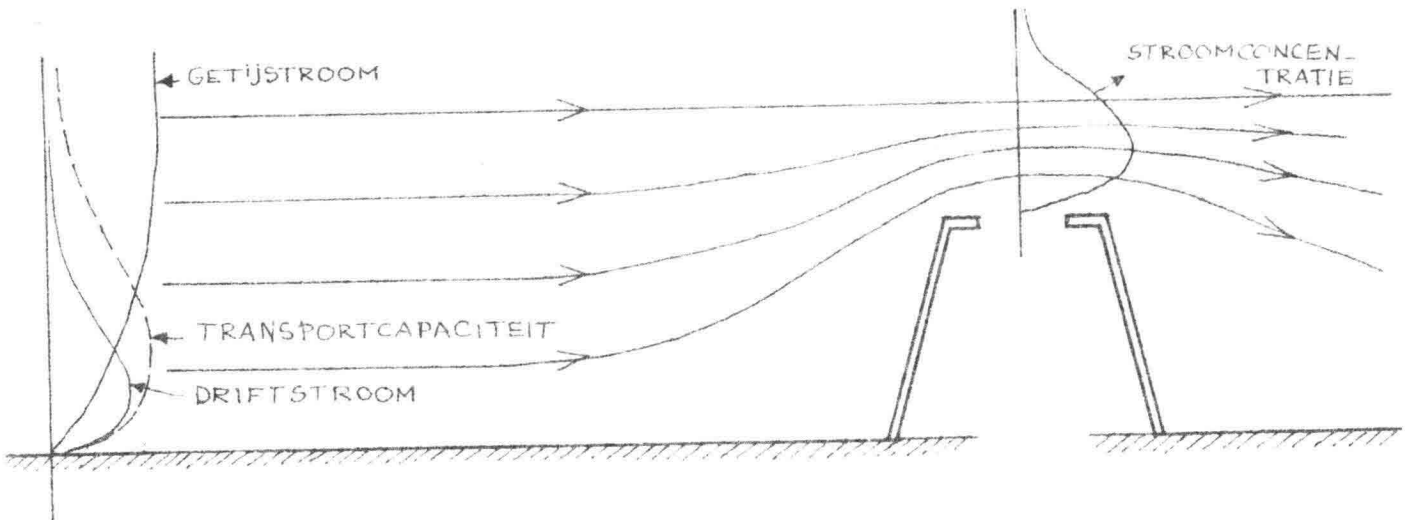
2) In de brekerzone:



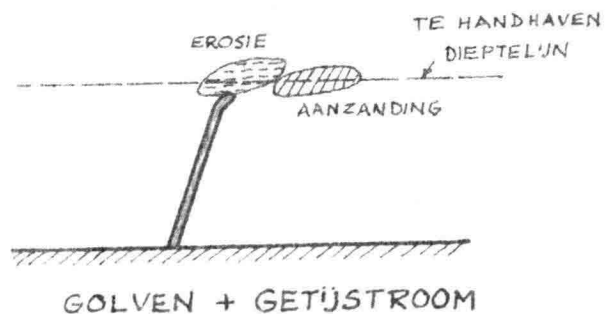
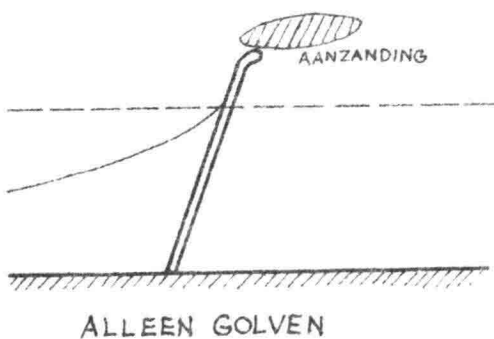
H_b = hoogte van de brekende golf
 g = versnelling van de zwaartekracht
 T = golfperiode
 m = tangens van de taludhoek

Behalve de driftstroom door golven is langs de kust ook nog de getijstroom werkzaam. Want terwijl verwacht mocht worden dat voor de haveningang een zandbank zou ontstaan, blijkt in gebieden met getijstroom juist een verdieping op te treden!

Uit de onderstaande figuur blijkt duidelijk dat de stroomlijnen voor de havenmond een kontraktie ondergaan. Ter plaatse van de kontraktie treden stroomversnellingen op, welke de genoemde uitschuring tot gevolg hebben. Dit geval toont nog eens weer duidelijk aan dat het sedimenttransport veroorzaakt wordt door een samenspel van golf en getij.



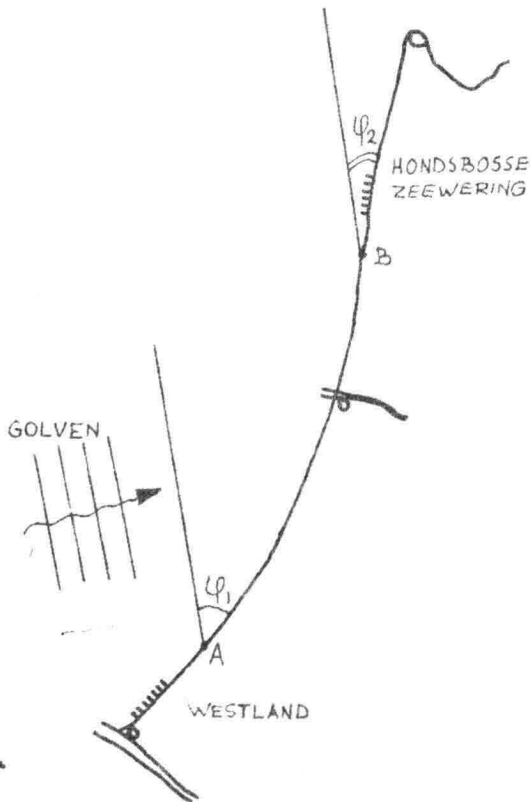
Worden nu havendammen beschouwd, welke in wateren zijn aangelegd, resp. zonder en met getijstromen, dan zal doorgaans de dam in het gebied zonder getijinvloed, doch met golven, langer zijn dan de dam waar wel het getij een rol speelt.



Wanneer er alleen sprake is van golfinvloed, dan moet een langere dam gedurende langere tijd soulaas geven tegen aanzanding. Een kortere dam kan worden gekonstrueerd wanneer verwacht mag worden dat de dreigende aanzanding weer wordt teniet gedaan door de getijstromen.

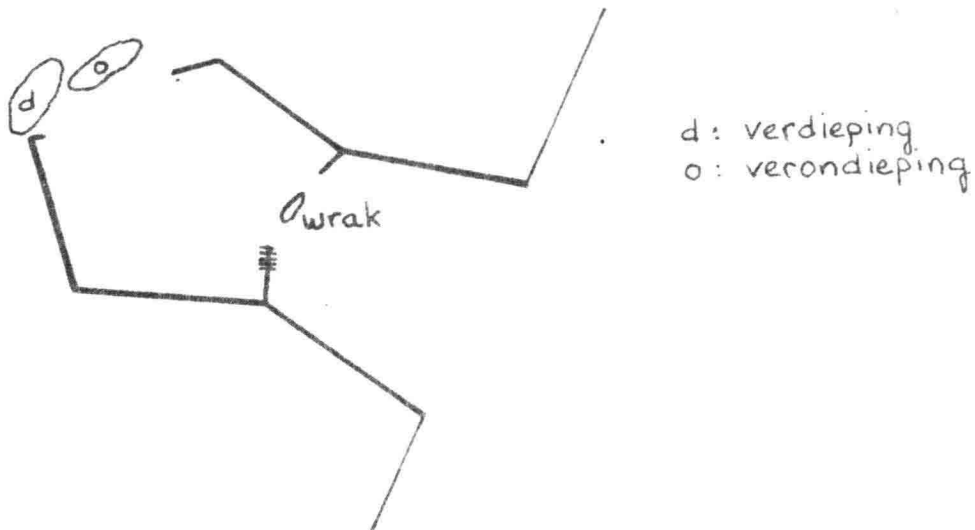
Beschouwen we de Nederlandse kust, welke hol is van vorm en welke strandhoofden heeft bij de Hondsbosse Zeewering en t.p.v. het Westland, dan zou, als de kust

noch afnam noch aangroeide de conclusie kunnen worden getrokken dat getijstromen een belangrijke rol spelen. Gedurende de laatste eeuw gaat de kust tussen Scheveningen en IJmuiden echter vooruit, waaruit kan worden geconcludeerd dat de golfinvloed toch niet geheel te verwaarlozen is.



Vormgeving van een haven aan een kust waar zandtransport door getijstroom overheerst.

Dit zal worden behandeld aan de hand van de nieuwe havenmond van IJmuiden.



De stroom veroorzaakt een uitschuring voor het zuiderhoofd.

Men wenste voor de mond een diepte van ten minste 15 m. Met behulp van een modelonderzoek is bepaald hoe lang het zuiderhoofd moet worden opdat de 15 m dieptelijn tot aan de havenmond terug zal schuiven.

Daar midden in de oude havenmond een wrak lag is het oude zuiderhoofd gedeeltelijk gesloopt, zodat zuigers het wrak dieper konden ~~weg~~ laten zakken, zonder dat dit de scheepvaart hindert.

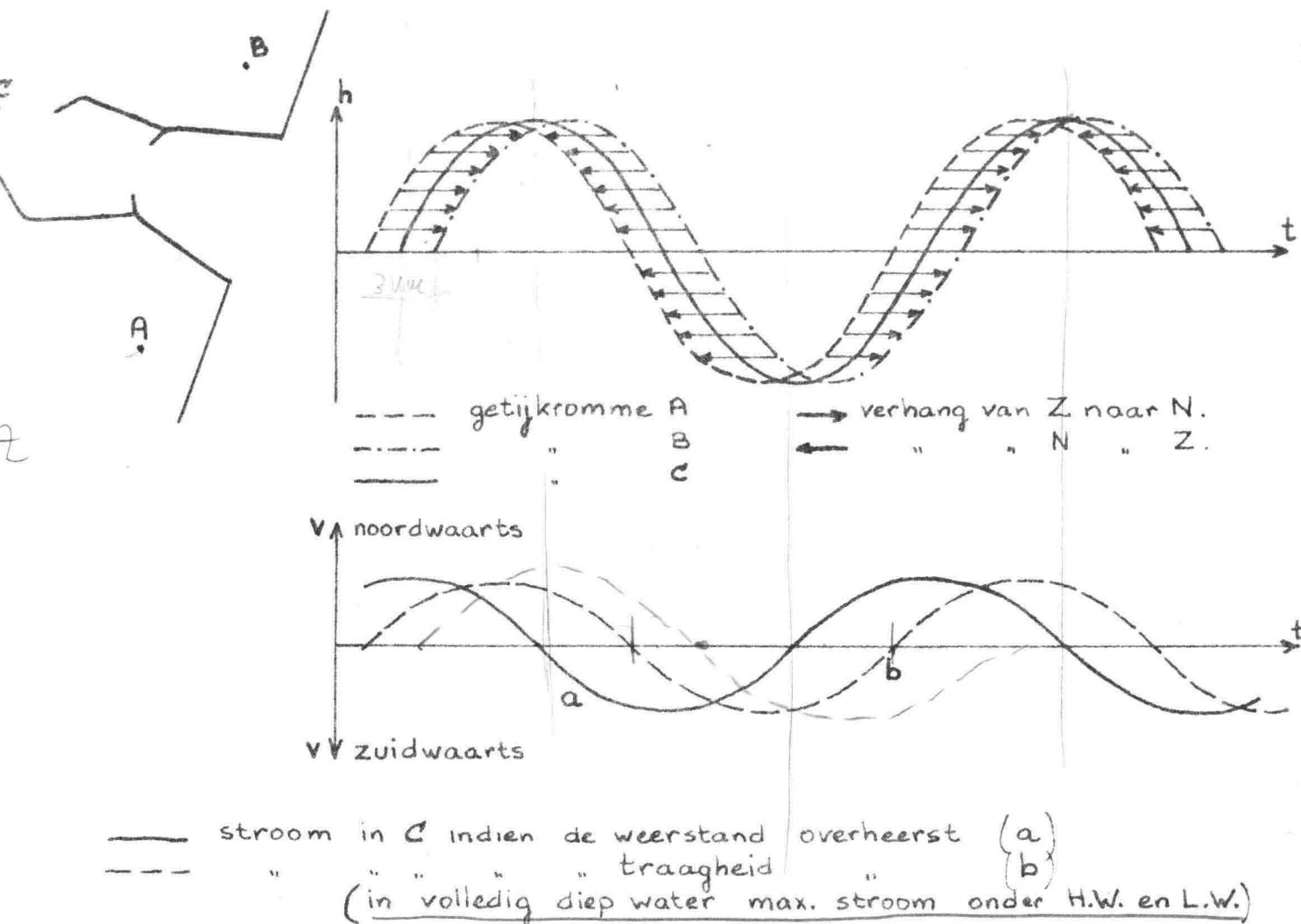
Indien alleen het zuiderhoofd zou worden verlengd, ontstaat er een verondieping dicht bij dit hoofd voor de mond.

Bovendien geeft deze dam geen beschutting bij N.W.-storm.

Dus ook het Noorderhoofd moest worden verlengd.

Onderzocht is hoe lang dit hoofd moest worden en waar dit het beste zou liggen opdat zo goed mogelijk aan de scheepvaartseisen kon worden voldaan.

Hoe is het nu met de waterstanden en de getijstroom voor de mond?

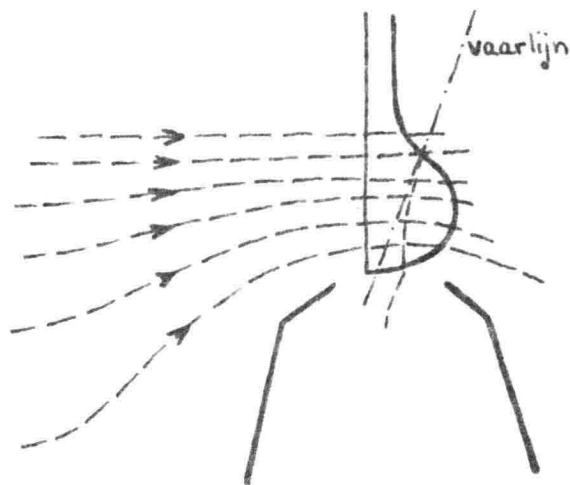


De stroom treedt niet op, daar de traagheid een faseverschuiving veroorzaakt. In ondiepe inhammen kan de weerstand zo'n grote invloed hebben, dat stroom a wel optreedt.

In diep water is de weerstand verwaarloosbaar en dan is er dus stroom b. De faseverschuiving door de traagheid kan dan zo groot zijn, dat de snelheidskromme en de getijkromme ongeveer samenvallen.

Normaal ligt voor de kust de stroomkentering enige uren na de hoogste of laagste waterstand.

De stroom bemoeilijkt het binnenvaren van schepen.



Stroombeeld voor de havenmond met noordgaand tij.

Bij harde wind en golven uit het zuidwesten was het binnenlopen riskant.

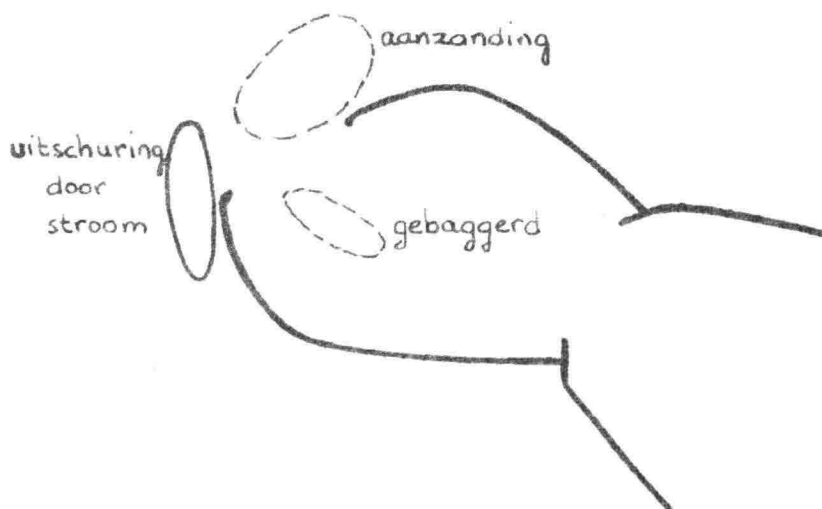
Daarom zijn de havenhoofden niet even lang, zodat de mond breder is en eerst bescherming tegen stroom wordt gekregen door ^{de} zuidwest dam.

Voor het onderhoud van de vaargeul is dit ook een slimme oplossing, daar de afzetting nu gedeeltelijk naast de vaargeul komt.

Het havenbasin heeft een groot oppervlak, daardoor een grote komvulling, wat de slibafzetting bevordert.

Stroomt het water weg, dan wordt het slib niet weer afgevoerd.

In het havenbasin is nu een verdieping gebaggerd die als slibvang werkt.



Er moet dus toch onderhoudsbaggerwerk uitgevoerd worden.

De opdrachtgever wilde de havenhoofden liefst zo lang mogelijk hebben om het baggerwerk te beperken.

Uit een economische berekening bleek, dat het hier voordeliger was de hoofden korter te maken en meer te baggeren.

Daarom is de lengte van de hoofden bepaald door de scheepvaarteisen (uitloop-
lengte).

Vaarsnelheid in de havenmond ca. 10 knopen, en bij de sluizen moet het schip
stil liggen.

Sleepboten kunnen alleen binnen de hoofden vastmaken (bij ruw weer). De af-
stand mond - sluis is dus de stopweg van de grootste schepen met sleepboot-
hulp, die verwacht worden.

De sleepboten helpen alleen bij het in de koers houden van het schip, bij het
vaartvermindern en bij het stil liggen.

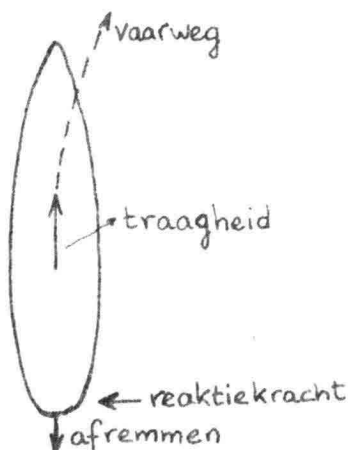
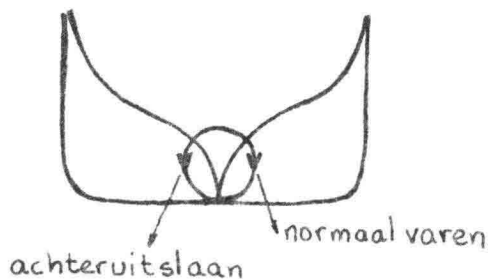
Vermindert het schip vaart door achteruit te slaan, dan is het volkomen on-
bestuurbaar, als de snelheid zo laag wordt (< 4 km), dat onvoldoende druk op
het roer over is.

Normaal heeft het schip een rechts-
draaiende schroef.

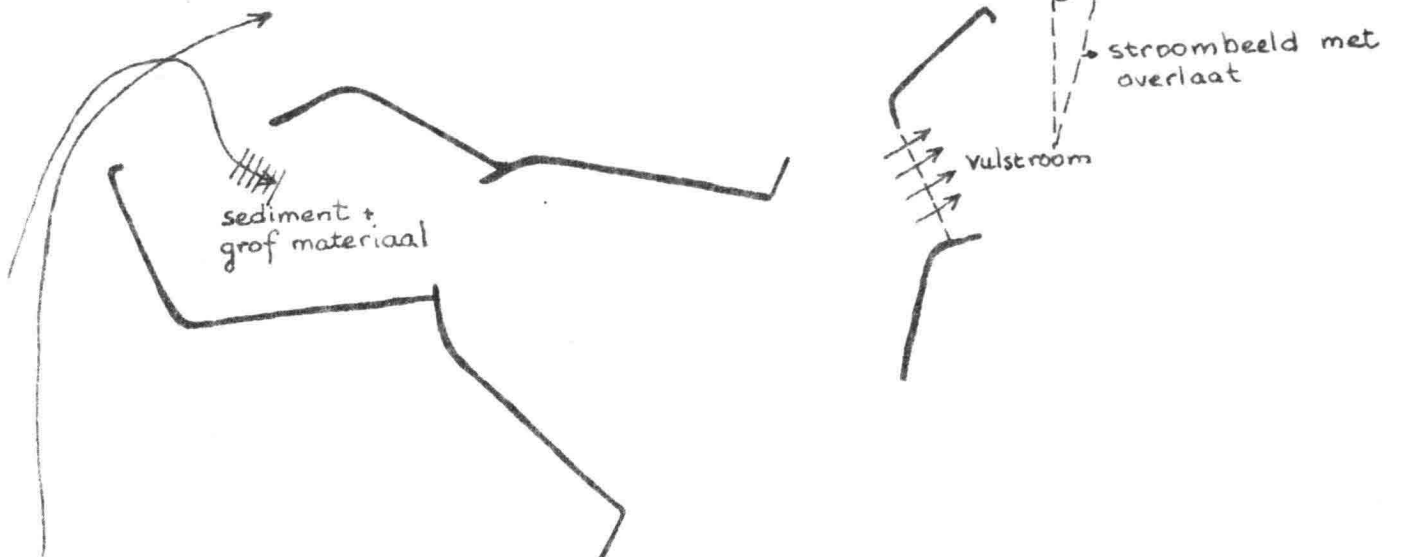
Bij achteruitslaan ontstaat een reactie
die het schip uit de koers duwt.

De reactiekracht (door circulatiestroom),
ontstaat bij vooruitvaren ook, maar kan
makkelijk worden gecorrigeerd.

Bij sommige zeer grote tankers 2 schroe-
ven, ondanks rendementsverlies i.v.m.
bestuurbaarheid.

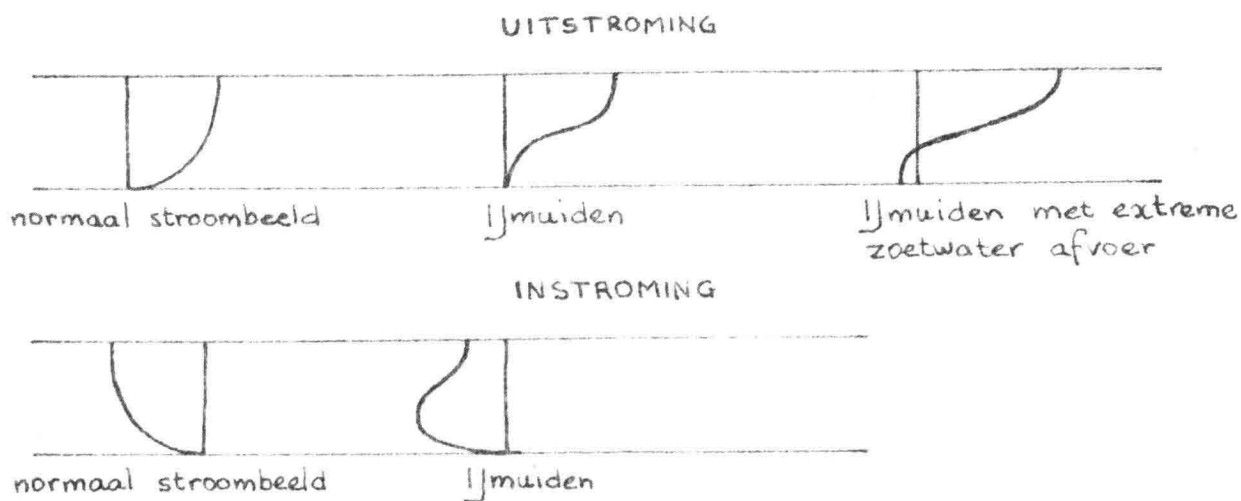


Sedimentbeweging in de havenmond



Bij opkomend tij zal het grove materiaal in de mond sedimenteren. Het fijne materiaal komt verder in de haven terecht. Sedimentatie vindt plaats waar de snelheid afneemt doordat dan de turbulentie afneemt.

Erosie treedt pas op bij hogere snelheden zodat er altijd aanzanding optreedt. Bij IJmuiden is een zoetwaterafvoer (door een gemaal). Deze veroorzaakt een stroombeeld, waarbij aan de bodem geen of haast geen uitstroomsnelheden optreden.



Er komt dus wel materiaal in, er gaat geen materiaal uit,

Het is dus wenselijk bij vulling de bodemstroom tegen te houden en alleen oppervlaktewater voor komvulling toe te laten, b.v. door een overlaat in het zuiderhoofd te maken.

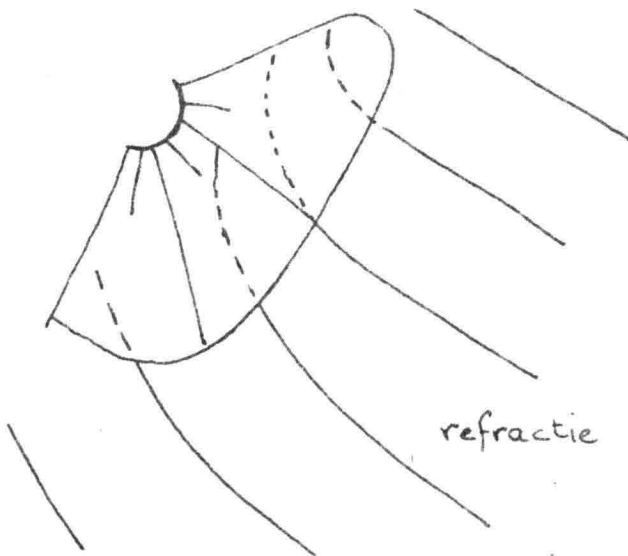
Het probleem dat meer materiaal wordt aangevoerd dan weggevoerd, wordt ook veroorzaakt, doordat zwevend materiaal bij lagere snelheden pas wordt afgezet, dan later nodig zijn om het weer op te woelen.

Waarom is dit niet uitgevoerd?

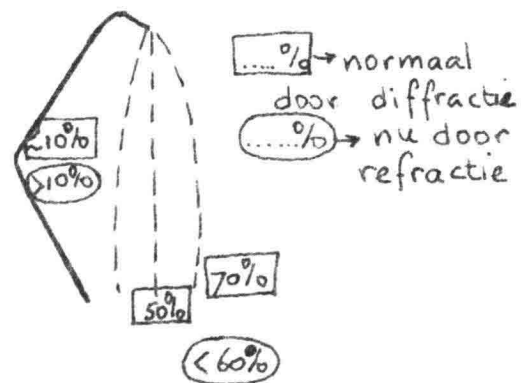
- 1) In een model leek het uitstekend te voldoen. In praktijk kan dit tegenvallen, doordat b.v. de kust voor de overlaat snel aangroeit, zodat de overlaat verstopt raakt.
- 2) Uit oogpunt van uitvoering, inspectie en onderhoud is een berijdbare dam wenselijk.
- 3) Een dam onder water wordt sterker aangevallen dan een dam boven water.
- 4) Door de vorm van de mond blijft ook zonder overlaat al veel materiaal buiten de havenmond.

Aan het eind van het zuiderhoofd is een knik gemaakt. Deze dient om door diffractie de golfenergie te spreiden en om directe aanval het binnentalud bij noordwesten- resp. zuid-zuidwestenwind te beperken.

Bovendien zijn de koppen van de hoofden verbreed en van een flauw talud voorzien om zoveel mogelijk refractie te krijgen.



Het resultaat hiervan is bijv.:



Hoe diep moet een havenmond worden?

Dit is gedeeltelijk een economisch probleem.

De kosten van een diepere haveningang kunnen vergeleken worden met de schade, doordat schepen op hoger water moeten wachten.

De totale kosten moeten minimaal zijn.

Verder is het een technisch probleem.

Hoeveel water moet er minimaal onder de kiel zijn?

Dit wordt bepaald door de volgende factoren:

- a) **squad-effect:** Door de snelheid van het schip zakt het gehele schip evenwijdig in. Dit is afhankelijk van de vorm van het schip.
- b) **vertrimmen :** Door de vorm van het schip en door de schroefwerking komt het schip onder een helling te liggen. Fijnbelijnde schepen trimmen achterover. Schepen met zeer volle kop soms voorover.

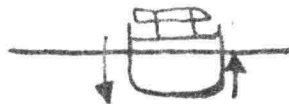
c) **beweging door golven:**



dompen , Leaning



stampen , pitching



rollen of slingeren , rolling

- d) **kussen-effect:** Bij brede schepen met platte bodem kan het water moeilijker onder het vlak weg. Dit geeft een extra opwaartse kracht, die de beweging door golven afremt.
- e) **keel-clearance:** totale afstand tussen kiel en bodem in stil water met stil-
liggend schip. Deze maat is afhankelijk van de grondsoort. Bij rotsbodem groot; bij zandbodem kleiner; bij modderbodem klein en hier kan het zelfs negatief zijn (b.v. Paramaribo, Georgetown, Bangkok).
In deze gevallen varen de schepen met hun bodem door de modder.
(Dit geeft extra slijtage).

Invloed van golven op de kust

Beschouwd wordt een kustgedeelte waar geen getijstromen optreden en waar alleen golven het morfologisch gebeuren bepalen.

De Amerikaanse onderzoeker Caldwell stelde in opdracht van het C.E.R.C. een onderzoek in naar het sedimenttransport ten gevolge van golven. Daarbij werd de volgende transportformule bepaald:

$$S = 1,4 \cdot 10^{-2} \cdot H_o^2 \cdot c_o \cdot \frac{n_o}{n_b} \cdot \sin \varphi_b \cdot \cos \varphi_b \quad \left[m^3/sec \right]$$

S = sedimenttransport (m³/sec)

H_o = golfhoogte in diep water (m)

c_o = golfvoortplantingssnelheid (m/sec) in diep water

n = afstand tussen twee golfstralen (m)

$$\sqrt{n_o/n_b} = K = \text{refractiecoëfficiënt}$$

φ = hoek van inval van de golfstralen.

In deze formule ontbreken een aantal grootheden:

- 1) De korreldiameter D. Voor de meeste stranden is de waarde van D redelijk constant (150 à 300M)
- 2) De strandhelling α. Ook deze grootheid ligt doorgaans binnen vrij nauwe grenzen.

Een moeilijkheid doet zich voor wanneer er wél sprake is van getij- of andere stromen. De oplossing zal gezocht moeten worden in het bepalen van de langsstroom langs de kust, om dan via ρ, D en C (weerstand) het transport te bepalen. De door golven veroorzaakte langsstroom kan op drie verschillende manieren worden bepaald:

- 1^e via "masstransport" (watermassa)
- 2^e via "energyflux" (½ mv²)
- 3^e via "momenttransport" (mv)

Over de bruikbaarheid van en een eventuele voorkeur voor één van de methodes valt nog vrij weinig te zeggen.

Literatuur: Eagleson;

Theoretical study of longshore currents on a plane beach,
M.I.T. Dept.Civ.Eng.Hydr.Lab.,
Report 82, (1965).

Eagleson ging uit van de onder 3^e genoemde methode. Hij bepaalde de snelheid van de langsstroom (v_L), als functie van H_b, α, h_b, C en φ_b .

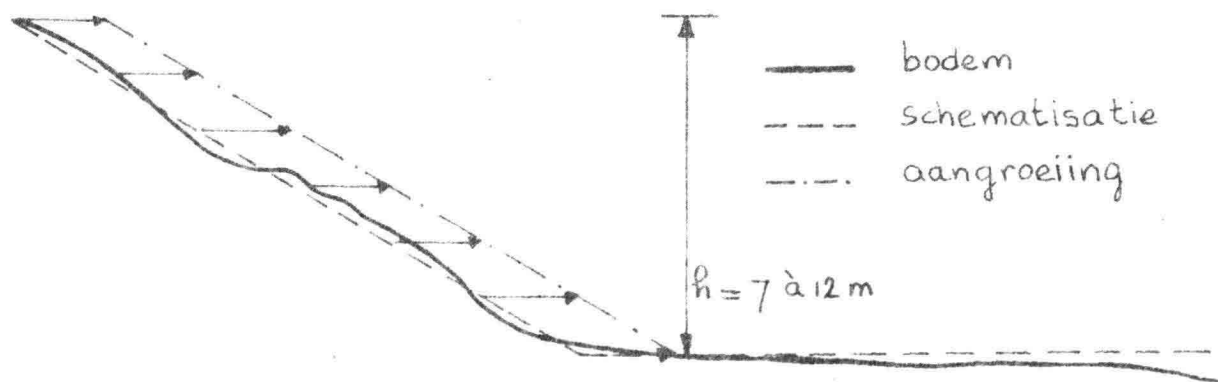
Een moeilijkheid hierbij is het niet constant zijn van de stroomsnelheden. De snelheid langs de kust moet n.l. worden samengesteld met de voortdurend variërende orbitaal-snelheden. Toepassing van de bekende transportformules is hierdoor een aanvechtbare zaak geworden.

Toch worden vaak formules toegepast van de vorm $S = f(D, \rho, v - v_{cr})$. Daar door golfwerking in de brekerzone er voortdurend sediment in suspensie is, zou v_{cr} gelijkgesteld kunnen worden aan nul.

Bij de nu volgende beschouwing wordt verder uitgegaan van de reeds vermelde transportformule:

$$S = 1,4 \cdot 10^{-2} \cdot H_0^2 \cdot c_0 \cdot \frac{n_0}{n_b} \cdot \sin \varphi_b \cdot \cos \varphi_b$$

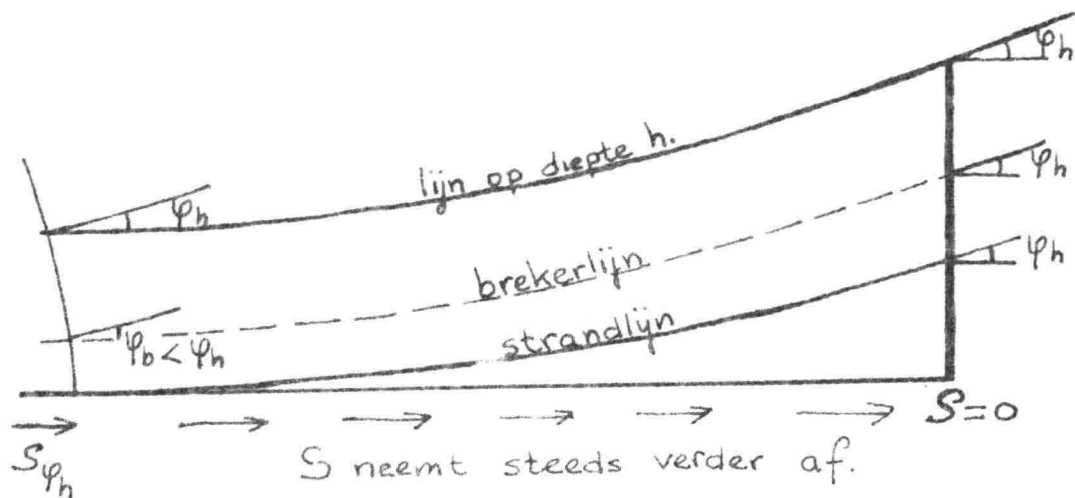
Wanneer strandprofielen worden bekeken, dan blijkt het kustgedeelte tussen de waterlijn en de dieptelijnen gelegen op -7 à -12 m een redelijk gelijkmatige helling te vertonen, terwijl beneden die diepte het talud nog slechts een zeer flauwe helling heeft. Dit heeft ertoe geleid, dat de profielen worden benaderd door twee rechte lijnen (zie schets).



Indien nu de kust aangroeit, wordt verondersteld, dat dit gebeurt door een verschuiving van de taludlijn, waarbij er op de "bodem" niets gebeurt.

(Opmerking: Zandtransport door wind is nu nog buiten beschouwing gelaten, maar zal in de werkelijkheid de afleiding ingewikkelder maken).

In dit licht gezien wordt nu een kustgedeelte beschouwd waarlangs een sedimentsstroom S trekt, en waar loodrecht op de kust een havendam of golfbreker wordt gebouwd. Ter plaatse van de dam wordt het sedimenttransport verhinderd, waardoor aanzanding optreedt volgens het geschetste patroon.



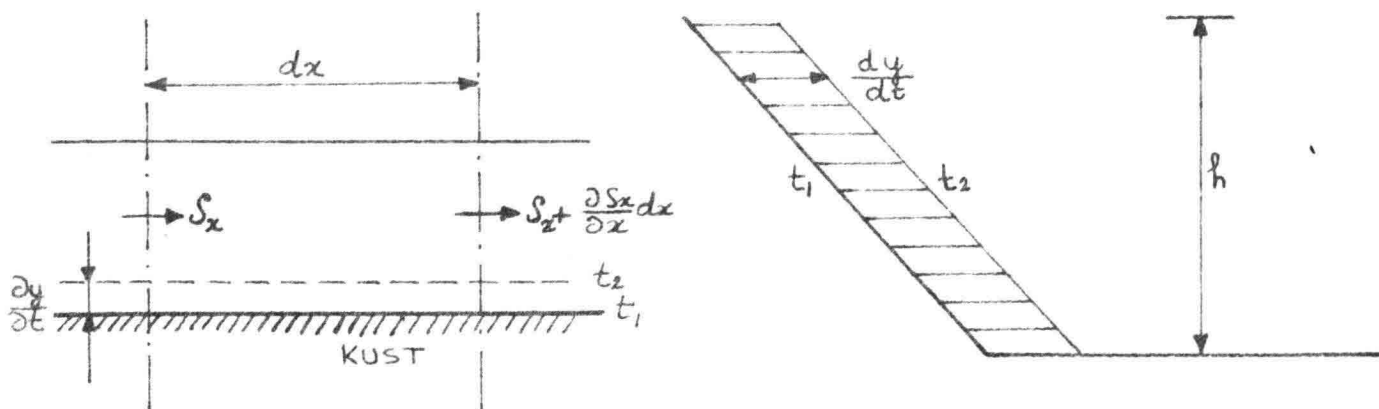
Omdat ter plaatse van de dam geldt: $S = 0$, zal de kust de neiging hebben zich te formeren onder een hoek φ_h met de dam, waarbij h de diepte is, waarbij de bodem hor. wordt genomen.

Ligt b.v. de "horizontale" bodem op -10 m, dan zal de aangroeiing doorgaan tot de 10 m-lijn het geschetste verloop heeft. Daarna gaat de aangroeiing nog wel verder, doch tevens treedt er sedimenttransport op rond de kop van de dam.

Daar het gewenst is bovengenoemd verschijnsel kwantitatief te berekenen, zijn twee vergelijkingen noodzakelijk:

1^e) bewegingsvergelijking (reeds genoemd: S).

2^e) continuïteitsvergelijking:



De continuïteitsvoorwaarde volgt nu uit:

$$(S_x + \frac{\partial S_x}{\partial x} dx) dt - S_x dt = -\frac{\partial y}{\partial t} \cdot h \cdot dx \cdot dt$$

$$\frac{\partial s_x}{\partial x} = -\frac{\partial y}{\partial t} \cdot h$$

We onderwerpen nu de bewegingsvergelijking aan een nadere beschouwing:

$$S = 1,4 \cdot 10^{-2} \cdot H_0^2 \cdot c_0 \cdot \frac{n_0}{n_b} \cdot \sin \varphi_b \cdot \cos \varphi_b$$

$$S = E \cdot \sin 2\varphi$$

(gemakshalve werd hier gesteld $1,4 \cdot 10^{-2} \cdot H_0^2 \cdot c_0 \cdot \frac{n_0}{n_b} \cdot \frac{1}{2} = E$, terwijl in het vervolg de index b bij φ wordt weggelaten).

Daar bij het geval met de dam de kust geleidelijk aangroeit (hoekverandering $\partial y / \partial x$), dient voor φ nu $\varphi - \frac{\partial y}{\partial x}$ gesubstitueerd te worden:

$$S_x = E \sin 2 \left(\varphi - \frac{\partial y}{\partial x} \right)$$

$$S_x = E \left\{ \sin 2\varphi \cdot \cos \frac{2\partial y}{\partial x} - \cos 2\varphi \cdot \sin \frac{2\partial y}{\partial x} \right\}$$

$$S_x = E \sin 2\varphi \left\{ \cos \frac{2\partial y}{\partial x} - \frac{\cos 2\varphi}{\sin 2\varphi} \cdot \sin \frac{2\partial y}{\partial x} \right\}$$

Daar de hoek φ doorgaans klein is, kan worden gesteld:

$$\cos \frac{2\partial y}{\partial x} = 1; \quad \frac{\cos 2\varphi}{\sin 2\varphi} = \frac{1}{2\varphi}; \quad \sin \frac{2\partial y}{\partial x} = 2 \frac{\partial y}{\partial x};$$

$$S_x = E \sin 2\varphi \cdot \left\{ 1 - \frac{1}{2\varphi} \cdot 2 \frac{\partial y}{\partial x} \right\}$$

Hiermee wordt tenslotte gevonden:

$$S_x = S_\infty \left(1 - \frac{\partial y}{\partial x} / \varphi \right)$$

Deze formule, welke in beginsel werd afgeleid door ir. Bossen, is later verder uitgewerkt door Pelnard-Considère.

Literatuur: Quatrième Journée de l'hydraulique

13 - 15 Juin, 1954

Essai de théorie de l'évolution des formes de rivage en plages de sable et de galets.

De bewegingsvergelijking wordt naar x gedifferentieerd en in de continuïteitsvergelijking gesubstitueerd:

$$S_{\infty} \cdot \frac{1}{\varphi} \cdot \frac{\partial^2 y}{\partial x^2} = h \cdot \frac{\partial y}{\partial t}$$

$$\frac{\partial^2 y}{\partial x^2} = \frac{\varphi \cdot h}{S_{\infty}} \cdot \frac{\partial y}{\partial t} = \frac{1}{a} \cdot \frac{\partial y}{\partial t}$$

Door gebruik te maken van de randvoorwaarden kan deze differentiaalvergelijking worden opgelost.

Randvoorwaarden:

$$1^{\circ}) t = 0 \quad y = 0 \quad S = S_{\infty} \quad \text{voor alle waarden van } x$$

$$2^{\circ}) t > 0 \quad x = 0 \quad \frac{\partial y}{\partial x} = -tg \varphi = -\varphi \quad S = 0 \quad (\text{bij de dam})$$

$$x = \infty \quad \frac{\partial y}{\partial x} = 0 \quad y = 0 \quad S_x = S_{\infty} = S_{\varphi}$$

als hoek/golfkammen met strand φ is op $x = \infty$

De oplossing van de differentiaalvergelijking wordt nu:

$$y = \frac{tg \varphi}{\sqrt{\pi}} \left\{ \sqrt{4 a t} \cdot e^{-u^2} - x \sqrt{\pi} \cdot \Theta u \right\}$$

waarin

$$u = \frac{x}{\sqrt{4 at}} \quad \text{en} \quad a = \frac{S_{\varphi}}{\varphi \cdot h}$$

Bovendien:

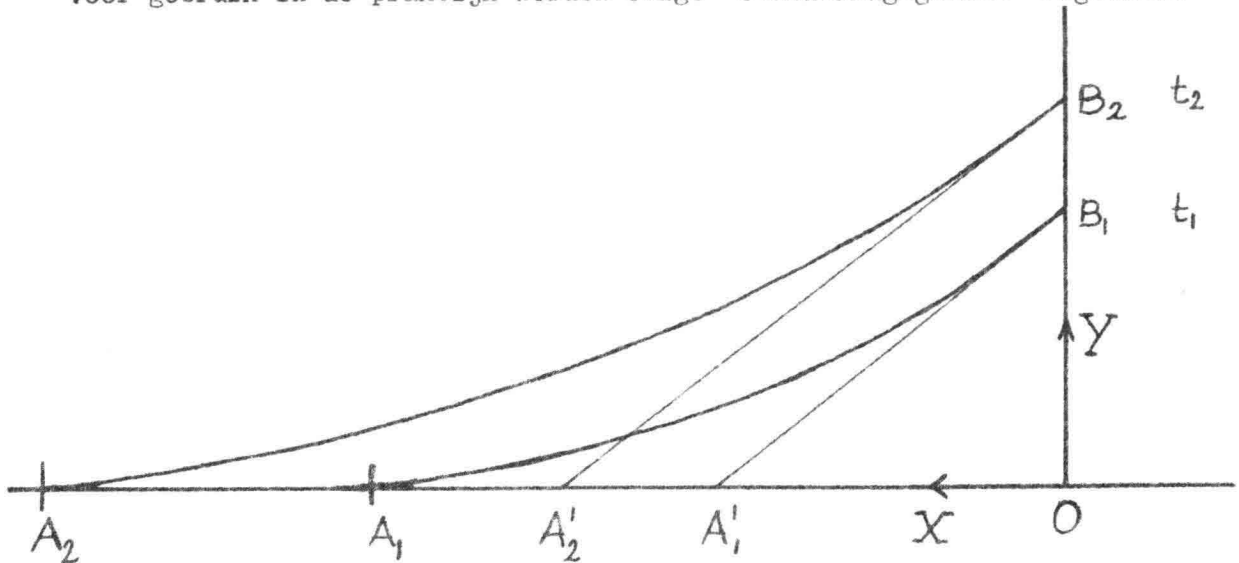
$$\Theta_u = \frac{2}{\sqrt{\pi}} \int_u^{\infty} e^{-u^2} \cdot du \quad (\text{waarschijnlijkheids-integraal})$$

$$\Theta_u = \frac{2}{\sqrt{\pi}} \left\{ \int_0^{\infty} e^{-u^2} du + \int_0^u -e^{-u^2} \cdot du \right\}$$

$$\Theta_u = 1 - \frac{2}{\sqrt{\pi}} \int_0^u e^{-u^2} \cdot du$$

De laatste integraal, ^(die) kan worden opgezocht in tabellen, is de bekende waarschijnlijkheidsintegraal.

Voor gebruik in de praktijk worden enige "standaardgegevens" afgeleid:



Als $x = 0$ dan $OB = \text{tg } \varphi \cdot \sqrt{\frac{4at}{\pi}} \cdot 1$

$$OB = 2 \text{tg } \varphi \sqrt{\frac{at}{\pi}} = 2\varphi \sqrt{\frac{at}{\pi}} \quad (\text{als } \varphi \text{ klein})$$

$$OA' = 2 \sqrt{\frac{at}{\pi}}$$

$$\text{opp. } \Delta OA'B = \frac{2at}{\pi} \cdot \varphi$$

We zijn geïnteresseerd in de hoeveelheid zand welke zich zal afzetten vóór de dam. Omdat ter plaatse van de dam geldt $S = 0$ zal al het sediment ook voor de dam worden afgezet.

$$S_{\infty} \cdot t = \text{opp } OA_1 B_1 \cdot h$$

$$\text{opp } OA_1 B_1 = \frac{S_{\infty} \cdot t}{h}$$

$$\frac{\text{opp } OA_1 B_1}{\text{opp } OA'_1 B_1} = \frac{S_{\infty} \cdot t}{h} \cdot \frac{\pi}{2at \cdot \text{tg } \varphi} =$$

$$= \frac{S_{\infty} \cdot t}{h} \cdot \frac{\varphi \cdot h}{t \cdot S_{\infty} \cdot \varphi} \cdot \frac{\pi}{2}$$

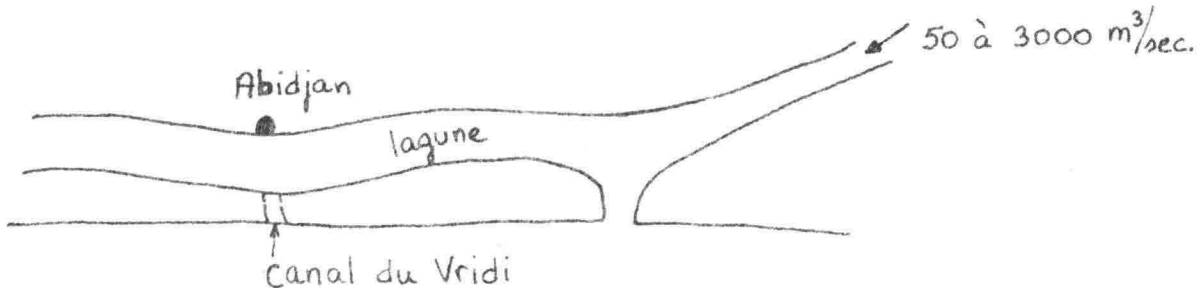
$$= \frac{\pi}{2}$$

Voorts wordt als een praktijkregel gehanteerd:

$$\overline{OA} = 2,7 \overline{OA'}$$

Met de afgeleide betrekkingen kunnen nu vraagstukken betreffende aanzanding worden opgelost. In het volgende hoofdstuk zal als voorbeeld de haven van Abidjan (Ivoorkust) aan een nader onderzoek worden onderworpen.

De aangroei van een kust zal behandeld worden aan de hand van een praktijkvoorbeeld, n.l. de haven van Abidjan (Ivoorkust).



Abidjan ligt aan een lagune. De haven is toegankelijk gemaakt door een verbinding tussen de oceaan en de lagune te baggeren, het Canal du Vridi.

De maximale getijstroom door deze geul bedraagt gemiddeld $\pm 4500 \text{ m}^3/\text{sec}$.

Langs de kust vindt een zandtransport plaats, groot $10^6 \text{ m}^3/\text{jaar}$.

Dit zandtransport wordt in hoofdzaak door golven veroorzaakt, dus het merendeel van het transport gebeurt tussen de 2 en de 3 m lijn.

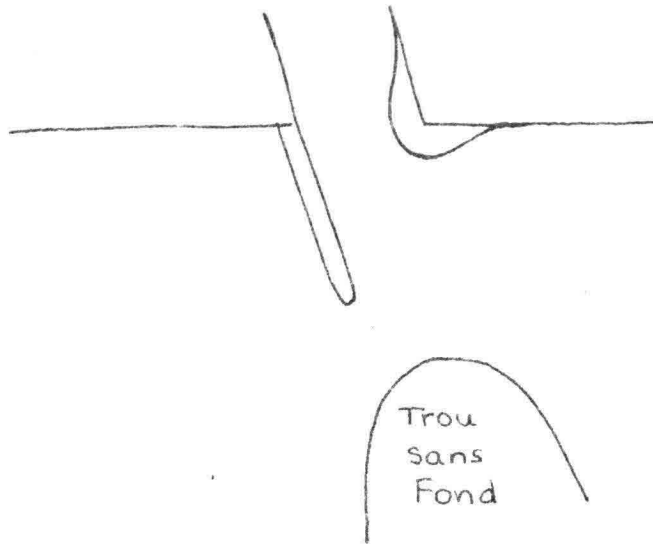
Dit transport zal voor de mond van het kanaal een bank vormen, tot ca. 3 m - De getijstroom door het kanaal (stel $d \times b = 10 \times 300 \text{ m}^2$, $v = 1,5 \text{ m/sec}$) zal wel uitschuring van de bank veroorzaken, maar slechts tot ca. 7 m -

Voor de havenmond ligt een cañon, Trou sans Fond.

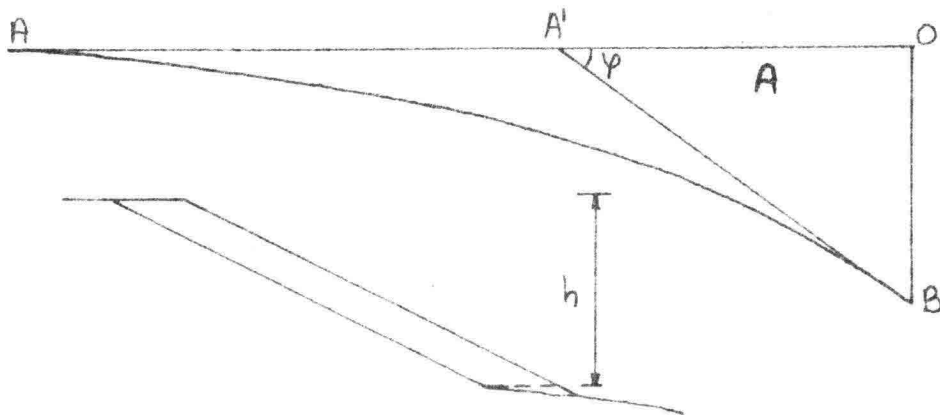
Als nu het transport langs de kust hierin geleid kan worden, zijn de problemen opgelost.

Hierin is men geslaagd door:

- 1) Het westelijk havenhoofd lang te maken. Echter niet helemaal tot de rand van het cañon, daar anders het risico bestaat dat de kop ook in de diepte zal verdwijnen.
- 2) De havenmond te vernauwen, zodat er grotere stroomsnelheden optreden, waardoor het zand toch in het cañon terecht komt.
- 3) Om het beoogde effect te handhaven, is in de kanaalmond een bodembescherming aangebracht.



Hoe snel groeit nu de kust aan de westzijde aan?



vorige keer: A : oppervlak dat aangegroeid is

A.h : zandtransport in bepaalde tijd = $S_{\varphi} \cdot t$

$$a = \frac{S_{\varphi}}{\varphi \cdot h}$$

$$OB = 2 \operatorname{tg} \varphi \cdot \sqrt{\frac{a \cdot t}{\pi}}$$

$$OA' = 2 \cdot \sqrt{\frac{at}{\pi}}$$

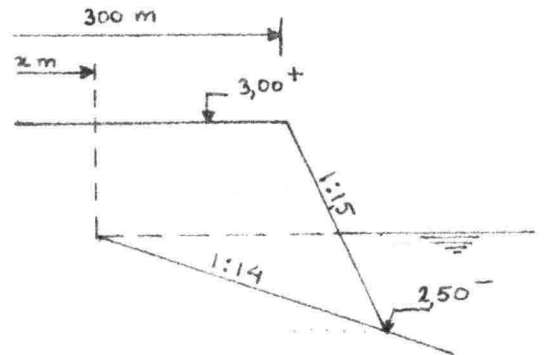
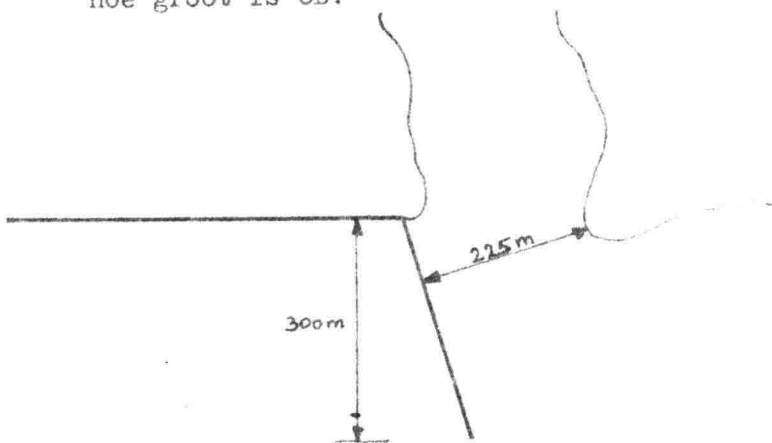
De randvoorwaarde is: $S_b = 0$

$OA = 2,7 OA'$ Dit is een benadering.

$$\frac{\Delta OA'B}{\Delta OA B} = \frac{2}{\pi}$$

$$\Delta OA B = \frac{S \cdot t}{h}$$

Hoe groot is OB?



De strandhelling is 1:14 (Dit is steil, wordt veroorzaakt door de grote korrelafmeting) ($D = 500\mu$)

Het merendeel van het transport speelt zich af in de brekerzone. Dit houdt in, dat verder in zee* kustaangroei wordt veroorzaakt door het evenwicht \perp de kust. Er zal dus pas transport voorbij de kop optreden als de 2,5 m lijn bij de kop ligt.

$$\text{Dus } x = 300 + (3 + 2,5) \cdot 1,5 - 14 \cdot 2,5 = 275 \text{ m}$$

* (waar het veel dieper is dan in de brekerzone)

OB is dus 275 m

$$S\varphi = 10^6 \text{ m}^3/\text{jaar}$$

H = 1 à 2 m (dominante golfhoogte)

T = 8 à 12 sec.

Golfrichting in volle zee 190 à 200°.

Dankzij refractie in diep water is de golfrichting op de 15 m lijn 180° (pal zuid).

$$\varphi_{15m} = 17^{\circ}24' = 0,13 \text{ rad}$$
$$\text{tg } \varphi = 0,13$$

$$a = \frac{10^6}{0,13 \cdot 15} = 0,51 \cdot 10^6$$

$$OB = 275 \text{ m} = 2 \cdot 0,13 \cdot \sqrt{\frac{0,51 \cdot 10^6 \cdot t}{\pi}} \Rightarrow t = 7 \text{ jaar}$$

Dus na 7 jaar zal er pas transport langs de kop op gaan treden.

Hoe groot is nu **AO**?

$$A'O = \frac{275}{0,13} = 2100 \text{ m}$$

$$AO = 2,7 \cdot 2100 = 5700 \text{ m}$$

De kosten van dit werk bedragen ca.:

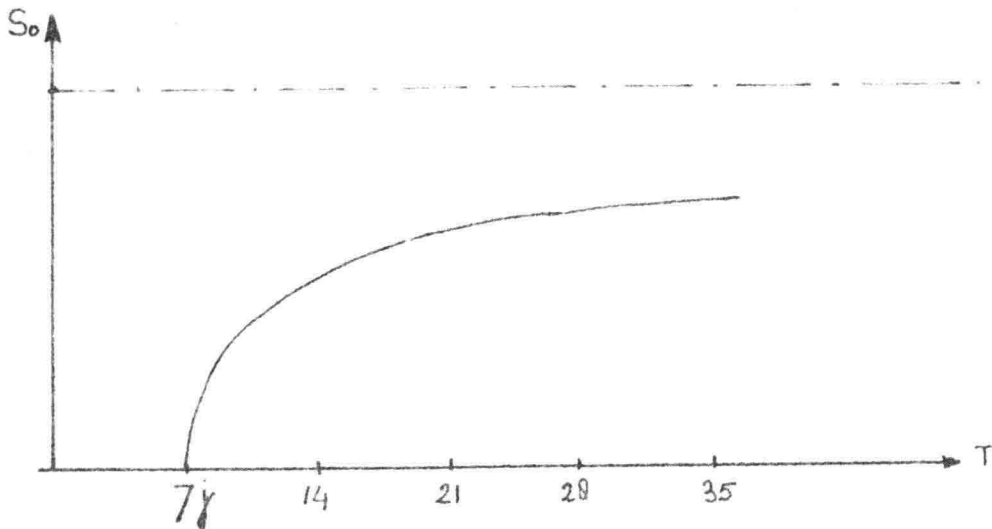
a) zinkwerk: $250 \times 600 \text{ m}^2 \text{ à } f 50,-/\text{m}^2 \Rightarrow \pm f 7,5 \cdot 10^6$

b) havendam: $300 \text{ m} \text{ à } f 30.000,-/\text{m} \Rightarrow \pm f 9 \cdot 10^6$

Hoeveel zand zal na 7 jaar de dam passeren?

Aanvankelijk weinig.

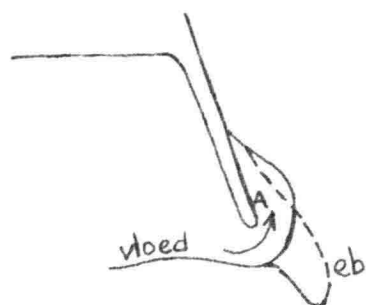
Het totale transport zal pas voor de dam langs gaan, als de gehele kust 250 à 300 m vooruitgegaan is.



Voor de dam zal een bank ontstaan door de vloedstroom.

De ebstroom transporteert het zand dan weer naar buiten.

Bij een groter transport voorbij de kop ontstaat de kans dat het transporterend vermogen van de ebstroom te klein blijkt en dat de bank dus aan zal groeien in de richting van de vaargeul.



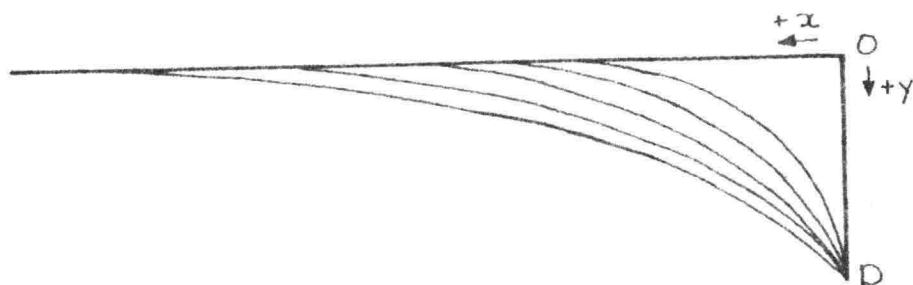
Door refractie en stroomrefractie wordt de dam zwaar aangevallen door golven. Hierdoor komen bij A kruispatronen van oorspronkelijke en gereflecteerde golven voor met zeer grote hoogten.

Hierdoor zijn stenen van de dam afgeslagen, die weer als zandvang gingen werken. Dit leverde dus een geforceerde aangroei van de bank.

In 1960 is een modelonderzoek uitgevoerd om te zien of de bank niet nog verder zou aangroeien.

Hierbij is gevonden dat de bank zo ongeveer omstreeks 1965 zijn evenwichtstoestand zou hebben bereikt.

Om na te gaan hoe snel het transport rond de kop toeneemt, als eenmaal het einde van de dam door het strand is bereikt, moet een oplossing voor de differentiaalvergelijking van de kust worden gevonden, waarin het strand door het uiteinde van de dam blijft lopen. Deze oplossing is als volgt



De differentiaalvergelijking blijft: $a \cdot \frac{\partial^2 y}{\partial x^2} = \frac{\partial y}{\partial t}$

De randvoorwaarden zijn nu:

$$x = 0, \quad y = OD = \text{constant}$$

$$x = \infty, \quad S = S_p$$

$$t = 0, \quad y = 0$$

S_0 is aanvankelijk negatief (hypothetisch), maar wordt later positief.

Oplossing van de vergelijking:

$$y = OD \cdot \Theta \left(\frac{x}{\sqrt{4at}} \right) \quad u = \frac{x}{\sqrt{4at}}$$

$$\Theta(u) = \frac{2}{\sqrt{\pi}} \int_u^{\infty} e^{-u^2} du. \quad \text{Dit is de waarschijnlijkheidsintegraal.}$$

Deze kan ook geschreven worden als

$$\frac{2}{\sqrt{\pi}} \cdot \left\{ \int_0^{\infty} e^{-u^2} du - \int_0^u e^{-u^2} du \right\}$$

$\int_0^{\infty} e^{-u^2} du = 1$, $\int_0^u e^{-u^2} du$ is in tabellen uitgewerkt.

$$y = OD \cdot \frac{2}{\sqrt{\pi}} \cdot \int_x^{\infty} e^{-\left(\frac{x}{\sqrt{4at}}\right)^2} \cdot d\left(\frac{x}{\sqrt{4at}}\right) = OD \cdot \left[1 - E \cdot \left(\frac{x}{\sqrt{4at}} \right) \right]$$

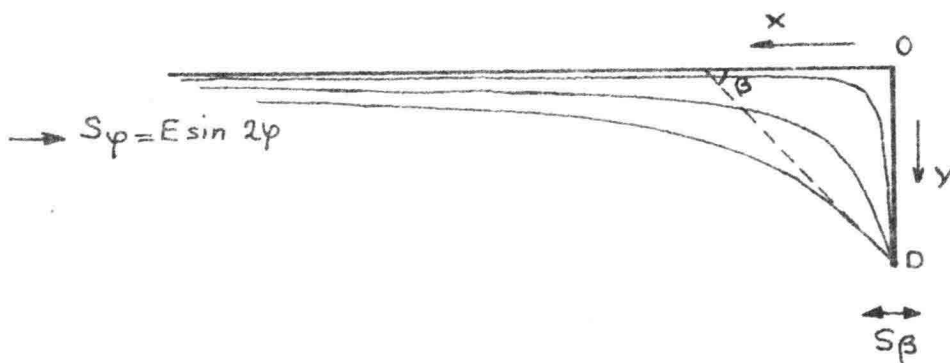
Nu is dus y bekend als $F(x,t)$

Wanneer is het transport om de kop nihil?, ($S_{ot} = 0$)

Dit zal zo zijn als de helling van de kust gelijk is aan φ
 dus $\frac{\partial y}{\partial x} = \varphi$

Stel bij een zandtransport van ongeveer $1/3 \cdot 10^6 \text{ m}^3/\text{jaar}$ rond de kop
 groeit de bank bij de kop ontoelaatbaar veel naar de vaarroute Abidjan -
 "Trou sans Fond".

De vraag rijst dan wanneer is het zandtransport $1/3 \cdot 10^6 \text{ m}^3/\text{jaar}$?



Randvoorwaarden:

$$x = 0 \text{ dan } y = \text{constant} = OD \text{ ("strand" steeds door } D)$$

$$x = \infty \text{ dan } y = 0 \quad (S = S_{\varphi})$$

$$t = 0 \text{ dan } y = 0 \text{ voor alle waarden van } x$$

Reeds is afgeleid: $y = OD \left[1 - E\left(\frac{x}{\sqrt{4at}}\right) \right]$

$$\text{of } y = OD \frac{2}{\sqrt{\pi}} \int_{\frac{x}{\sqrt{4at}}}^{\infty} e^{-\left(\frac{x}{\sqrt{4at}}\right)^2} d\frac{x}{\sqrt{4at}}$$

Wanneer het zand om de kop (=D) begint te lopen is $\beta = \varphi$.

Vóór dit tijdstip, en dit is essentieel voor deze berekeningsmethode, is het zandtransport S_{β} negatief (ofwel tegengesteld aan S_{φ}); dit is slechts een theoretische veronderstelling, de werkelijkheid is anders.

$$\beta = \frac{dy}{dx} = \frac{2}{\sqrt{\pi}} \cdot OD \cdot e^{-\left(\frac{x}{\sqrt{4at}}\right)^2} \cdot \frac{1}{\sqrt{4at}}$$

$$\beta = \frac{OD}{\sqrt{\pi at}} e^{-\left(\frac{x}{\sqrt{4at}}\right)^2}$$

$$[\beta]_{x=0} = \frac{OD}{\sqrt{\pi at}}$$

$$S = E \left(\sin 2\varphi \pm 2 \frac{dy}{dx} \right)$$

$$S = S_{\varphi} \left(1 \pm \frac{1}{\varphi} \frac{dy}{dx} \right)$$

$$S_{\beta} = S_{\varphi} \left(1 - \frac{\beta}{\varphi} \right) \text{ als } \begin{array}{l} \beta < \varphi \\ \beta > \varphi \end{array} \quad \begin{array}{l} S_{\beta} \text{ zelfde richting als } S_{\varphi} \\ \text{(d.w.z. vóórdat zand rond de kop gaat} \\ \text{lopen: } S_{\beta} \text{ tegengesteld aan } S_{\varphi} \text{).} \end{array}$$

$$\begin{aligned} \text{Aangroei van het strand: (toename opp. x h)} &= (\text{zand in}) - (\text{zand uit}) = \\ &= S_{\varphi} - S_{\beta} \end{aligned}$$

Let op: $S_{\varphi} = \text{constant}$

$$S_{\beta} = f(t)$$

$$\text{aangroei} = \int (S_{\varphi} - S_{\beta}) dt$$

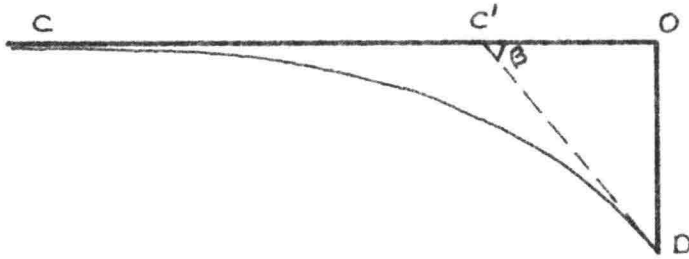
$$\text{aangroei} = \int (S_{\varphi} - S_{\varphi} + S_{\varphi} \cdot \frac{\beta}{\varphi}) dt$$

$$\text{aangroei} = S_{\varphi} \int \frac{\beta}{\varphi} dt$$

$$\text{aangroei} = \frac{S_{\varphi}}{\varphi} \int \frac{OD}{\sqrt{\pi at}} dt = \frac{S_{\varphi}}{\varphi} 2 OD \sqrt{\frac{t}{\pi a}}$$

$$\text{aangroei} = 2 \cdot \text{h.a.} \cdot \text{OD} \cdot \sqrt{\frac{t}{\pi a}} = \text{COD} \cdot h$$

$$\text{COD} = 2a \sqrt{\frac{t}{\pi a}} \cdot \text{OD} = \frac{2}{\sqrt{\pi}} \cdot \text{OD} \cdot \sqrt{at}$$



$$\text{OC}' = \frac{\text{OD}}{\text{tg} \beta}$$

$$\text{C}'\text{OD} = \frac{1}{2} \frac{\text{OD}^2}{\text{tg} \beta} = \frac{1}{2} \text{OD} \sqrt{\pi at}$$

$$\frac{\text{COD}}{\text{C}'\text{OD}} = \frac{\frac{2}{\sqrt{\pi}} \text{OD} \sqrt{at}}{\frac{1}{2} \text{OD} \sqrt{\pi at}} = \frac{4}{\pi} = 0,79$$

Stel op tijd t_1 gaat zand om de top lopen.

Voor t_1 ($0-t_1$) geldt de 1^e groep vglⁿ. (zie vorig college)

Na t_1 geldt de 2^e groep vglⁿ. (zie laatstbehandelde)

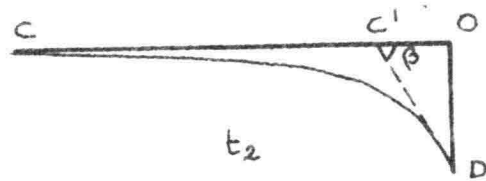
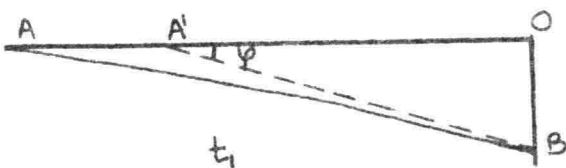
Volgens de laatste groep vergelijkingen een aangroevorm:



Volgens de eerste groep vergelijkingen een aangroevorm:



Deze twee theorieën moeten op t_1 aan elkaar sluiten



Op tijdstip van begin van de overgang moeten beide oppervlakken $\triangle OBA$ en $\triangle ODC$ gelijk zijn.

$\triangle OBA$

moet

$\triangle ODC$

$$\frac{\pi}{2} OBA'$$

=

$$\frac{4}{\pi} ODC'$$

$$\frac{\Delta OBA'}{\Delta ODC'} = \frac{8}{\pi^2} = \frac{tg \beta}{tg \varphi} \approx \frac{\beta}{\varphi}$$

(β en φ zijn klein)

β is gegeven als $f(OB, t) = f(OD, t)$

Door deze beide functies in () te substitueren wordt het verband gevonden tussen de resp. tijdstippen waarop volgens de beide groepen vergelijkingen een gelijk oppervlak wordt bereikt.

$$\beta = \frac{OD}{\sqrt{\pi at_2}} \quad \text{uit: } OD = \sqrt{\pi at_2} \cdot \beta$$

$$\varphi = \frac{OB}{2} \cdot \frac{\sqrt{\pi}}{\sqrt{at_1}} \quad \text{uit: } OB = \frac{2\sqrt{at_1}}{\sqrt{\pi}} \cdot \varphi$$

Een en ander gesubstitueerd levert:

$$\frac{8}{\pi^2} = \frac{OD}{\sqrt{\pi at_2}} \cdot \frac{2\sqrt{at_1}}{OB\sqrt{\pi}}, \quad \text{waarin: } OD = OB$$

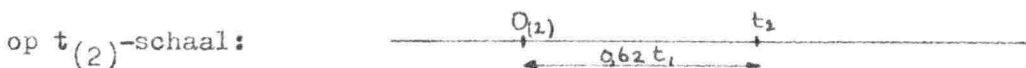
zodat

$$\frac{8}{\pi^2} = \frac{2\sqrt{t_1}}{\pi\sqrt{t_2}}$$

$$\frac{\sqrt{t_1}}{\sqrt{t_2}} = \frac{4}{\pi}$$

$\frac{t_1}{t_2} = \frac{16}{\pi^2}$ d.w.z. $t_1 > t_2$!, maar deze zouden gelijk moeten zijn; we hadden immers aangenomen dat einde van 1e groep (= t_1) is het begin van de 2e groep (= t_2)

$$t_2 = 0,62 t_1 \dots\dots\dots ()$$



Stel bij $O_{(1)}$ is dam gereed of zover dat het aanzanden van het strand al plaatsvindt.

Uit bovenstaande vergelijking van tijdschaal $t_{(1)}$ en $t_{(2)}$ volgt dat na t_2 voor $t_{(2)}$ geschreven mag worden: $t_{(2)} = t_{(1)} - 0,38 t_1$, waarbij t_1 een getalwaarde is op de tijdschaal $t_{(1)}$.

Een en ander gesubstitueerd in de zandtransportformule voor het geval dat zand rond de kop stroomt (voor de tijd op tijdschaal $t_{(1)}$ wordt in het vervolg t geschreven):

$$\begin{aligned} S_{\beta}(t) &= S_{\psi_0} \left[1 - \frac{OB}{\psi_0 \sqrt{\pi a (t - 0,38 t_1)}} \right] \\ &= S_{\psi_0} \left[1 - \frac{OB}{\psi_0 \sqrt{\pi a t_1 \left(\frac{t}{t_1} - 0,38 \right)}} \right] \text{ met } OB = \frac{2 \psi_0 \sqrt{a t_1}}{\sqrt{\pi}} \\ &= S_{\psi_0} \left[1 - \frac{2 \psi_0 \sqrt{\frac{a t_1}{\pi}}}{\psi_0 \sqrt{\pi a t_1 \left(\frac{t}{t_1} - 0,38 \right)}} \right] \end{aligned}$$

$$S_{\beta}(t) = S_{OB} = S_{kop} = S_{\psi_0} \left[1 - \frac{2}{\pi \cdot \sqrt{\frac{t}{t_1} - 0,38}} \right] =$$

$$S_{\text{kop}} = S_{\psi_0} \left[1 - \frac{0,638}{\sqrt{\frac{t}{t_1} - 0,38}} \right]$$

Fysische werkelijkheid:

als $t=t_1$ dan is er net nog geen zand transport om de kop.

Dit volgt echter niet uit bovenstaande theoretische formule, immers:

$$\left[S_{\text{kop}} \right]_{t=t_1} = S_{\psi_0} \left[1 - \frac{0,638}{\sqrt{0,62}} \right] \neq 0$$

Dit klopt, want op $t=t_1$, als de oppervlakken gelijk zijn is $(\beta < \psi)$, dus er moet volgens de tweede kromme al zand langs de kop lopen.

Een correctie op de gevonden theoretische formule is dus nodig.

De correctie wordt uitgevoerd als een vereffening van de oppervlakken van strandaangroeiing volgens 1e groep vergelijkingen en volgens 2e groep.

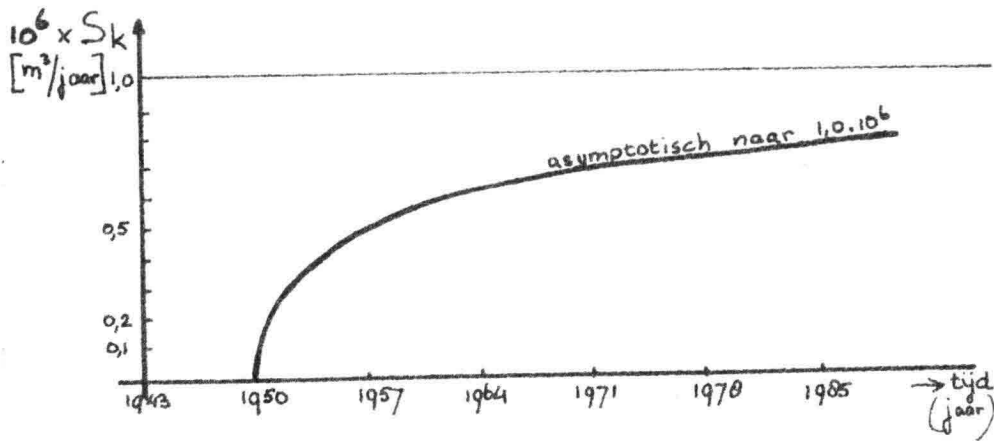
De resultaten van de ontwikkelde theorie en de correcties daarop kunnen in een tabel worden samengevat:

t/t_1	$S_{\text{kop}}/S_{\psi_0}$	gecorrigeerd	afgerond
1	0,189	0	0
1,25	0,315	0,298	0,30
1,5	0,397	0,394	0,39
2	0,498	0,500	0,50
3	0,605	0,607	0,61
4	0,665	0,667	0,67
5	0,703	0,704	0,70

Voorbeeld: stel dat $t_1 = 7$ jaar (tijdstip waarop voor het eerst zand langs de kop gaat)

gevraagd : hoeveel gaat er na 14 jaar om de kop?

oplossing: $t/t_1 = \frac{14}{7} = 2$. In tabel af te lezen 50% van de S_{φ_0} gaat dan om de kop.



Nu men dus kan berekenen na "n" jaren gaat $S \text{ m}^3/\text{jaar}$ rond de kop, rijst de vraag: bij welke S zal de zandbank ontoelaatbaar naar de vaargeul aangroeien, m.a.w. welke S zal groter zijn als de afvoerende capaciteit van de geforceerde jetstroom?

En wat moet er gedaan worden tegen dit ontoelaatbaar aangroeien?

Oppervlakkig bezien is het verleidelijk om het kleine beetje van de bank dat in de vaargeul ligt op een of andere manier mechanisch te verwijderen.

De leek denkt hier dan al snel aan een sleeophopperzuiger (trailer).

In dit geval kleven echter verschillende bezwaren aan de keuze van een trailer.

In de eerste plaats kost het mobiliseren van een sleeophopperzuiger, afhankelijk van zijn grootte en van de plaats waar hij vandaan moet komen, een bedrag in de orde van grootte van 10^6 , =

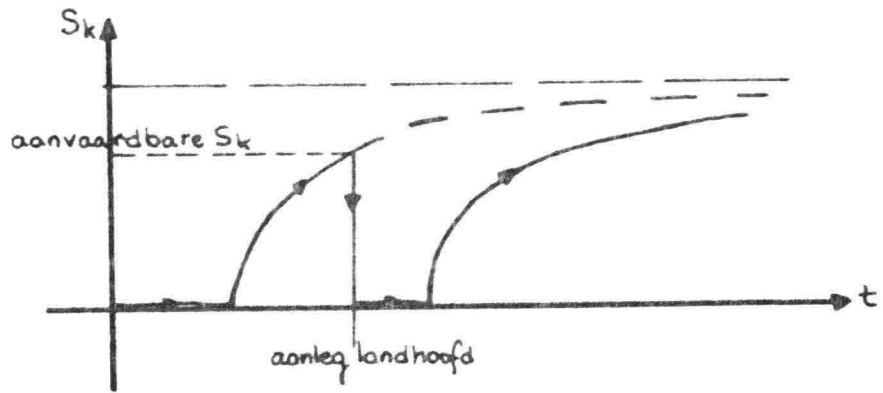
Bovendien is de vorm en de grootte van de zandbank nabij de kop zo, dat een sleeophopperzuiger niet met het hoogste rendement kan zuigen. Komt de hopper met de pijp op geschatte diepte vanuit de Golf van Guinea over de "Trou sans Fond" de geul binnen, dan zal hij de betrekkelijk korte weg te zuigen punt van de zandbank reeds gepasseerd zijn, voordat de zuigpijp op de optimale diepte is ingesteld. Een extra handicap bij dit zuigen kunnen nog de golven en de geforceerde jetstroom zijn.

Uit een model-onderzoek is gebleken dat het voldoende zou zijn om eens in de 5 jaren de punt van de zandbank weg te schrappen; bovendien zijn de weg te baggeren hoeveelheden niet groot. Dan denkt men al snel aan een oplossing waarbij een baggerapparaat gebruikt kan worden, dat zo dicht mogelijk in de buurt aanwezig is en voor korte tijd aan zijn normale werkzaamheden onttrokken kan worden. Dit blijkt in Abidjan inderdaad het geval.

Voor onderhoudswerkzaamheden aan kaden zou een drijvende grijperkraan wenselijk zijn, die aan zijn normale werkzaamheden gedurende korte tijd onttrokken zou kunnen worden om eens in de 5 jaren de punt van de zandbank bij de kop te verwijderen. Misschien is het zelfs voldoende om alleen de bodem wat om te woelen, waarbij dan het losgewoelde zand in suspensie door de jetstroom naar de "Trou sans Fond" getransporteerd wordt, waar het geen hinder meer veroorzaakt aan binnenkomende schepen.

De grijperkraan kan zó geconstrueerd worden, dat hij ook in golven kan werken (door een deining-compensatiesysteem wordt de knijper op constante hoogte gehouden bij slingeren van het ponton).

Een tweede oplossing kan zijn: strekdam op het aangegroeide strand. Zou men de dam zelf verlengen, hetgeen in principe juist zou zijn, dan zullen hoogstwaarschijnlijk verzakkingen - en misschien zelfs een geheel wegzakken - in de zeer in de nabijheid liggende "Trou sans Fond" optreden. Het strandhoofd op het reeds aangegroeide strand heeft een tijdelijk (evenwel over zeer lange periode) effect.



Constructie van havendammen.

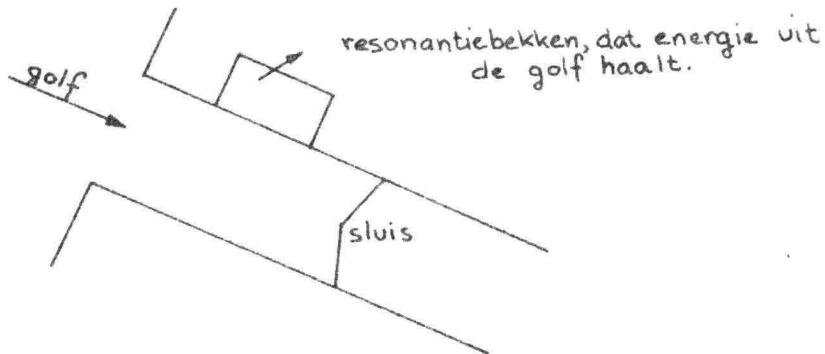
Alvorens in te gaan op de constructie van havendammen bepalen we eerst het doel en daarna de mogelijkheden in constructievormen.

- Doel: 1^e bescherming tegen golven (pier in IJmuiden)
2^e geleiding van de stroom (Abidjan)
3^e bescherming tegen aanzanding (IJmuiden, Abidjan, enz.)

Mogelijkheden:

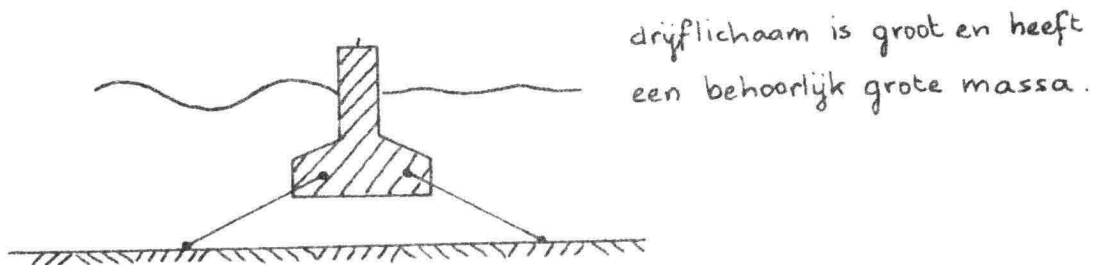
voor 1^e: a) pneumatische golfbreker, m.b.v. een luchtbellenscherm de golven dempen.

b) resonantie golfbrekers (b.v. Duinkerken)

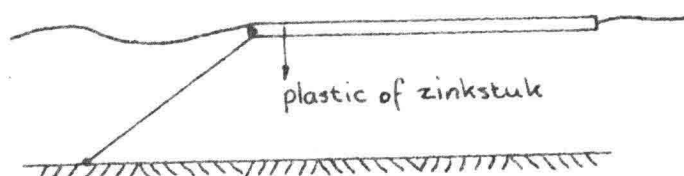


c) hydraulie breakwaters: buis juist onder het wateroppervlak, die water perst tegen de golf in, waardoor een golf breekt, wat energie kost en de golf doet dempen.

d) drijvende golfbrekers



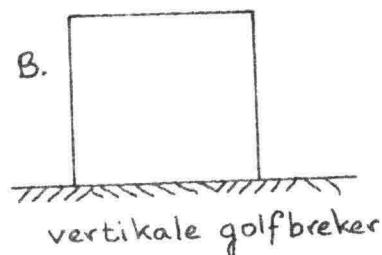
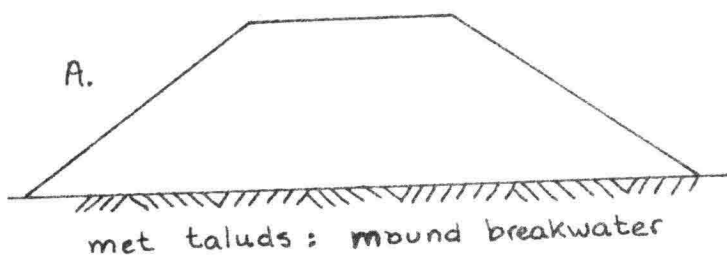
e) hoovering breakwaters; een lange buigzame constructie, die als "slab" op het water ligt, echter toch stijf genoeg om energie uit de golf te nemen, zodat deze dempt.



Behalve de resonantie-golfbrekers zijn de genoemde constructies min of meer tijdelijke constructies.

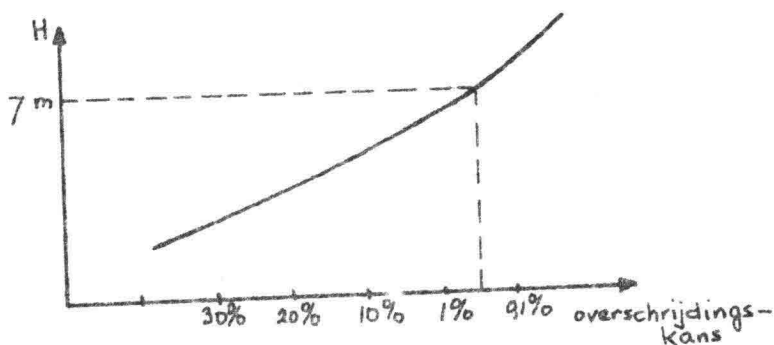
In IJmuiden heeft men overwogen een zinkstuk als hoovering breakwater te gebruiken. Dit om het aantal werkbau dagen te verhogen. Daarna kon men het zinkstuk voor bodembescherming gebruiken, hetgeen dus een aardige kostenbesparing zou meebrengen voor de hoovering breakwater.

De constructievormen voor 2^e) en 3^e) kunnen alleen echte constructies zijn, die uiteraard ook passend zijn voor 1^e). We zullen twee vormen bekijken en de voordelen ^(en nadelen) van beide onderzoeken.



Type A wordt minder door golven aangevallen dan type B.

Voor dimensionering is noodzakelijk de maatgevende golf te kennen. Deze bepalen we uit de grafiek, waarin H een relatie heeft tot de overschrijdingskans.

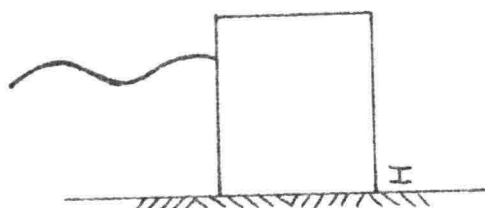
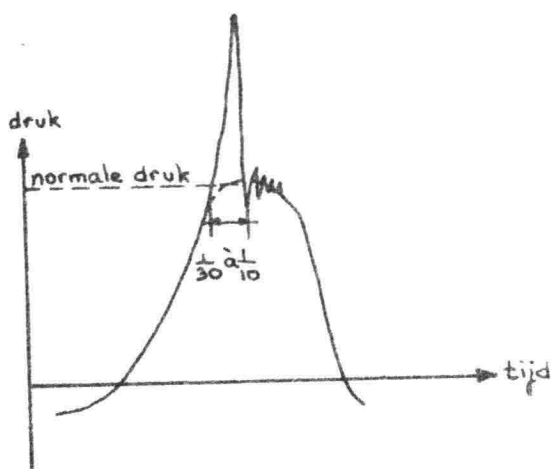


Wanneer we een kanskiezen vinden we daarbij een hoogte H, b.v. $H = 7$ m.

Toch zal er nog eens in de zoveel jaar een hogere golf optreden. Bij type A zal de schade ontstaan door die golf niet catastrofaal zijn. Men heeft in de economische berekening al een jaarlijkse schade ingevoerd, deze zal dus wat groter worden. We accepteren een bepaald percentage schade.

Echter bij type B kan de te hoge golf een golfklap veroorzaken, waardoor de gehele constructie kapot zou kunnen gaan.

Deze klap is doorgaans zeer kort. Normaal is het drukverloop tijdens de golf als in de figuur aangegeven: tijdens de klap echter, over een periode van $1/30$ à $1/10$ sec loopt de druk tot zeer hoge waarden op.

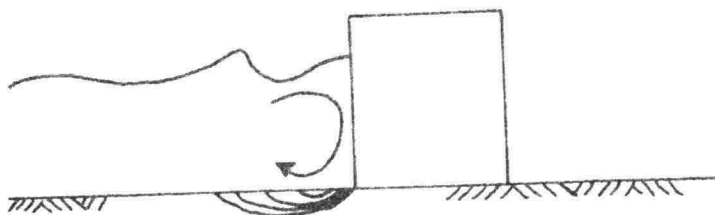


Voor een hoge druk, die zich door de constructie voortzet naar de bodem, kan bij punt I de korrelspanning niet toereikend zijn wanneer er wateroverspanning (liquifaction) kan optreden, hetgeen verzakking en wegschuiven van de constructie tot gevolg kan hebben.

In Hanstholm, waar de verticale golfbreker op kalksteen is gebouwd, is dit kalksteen verguizeld.

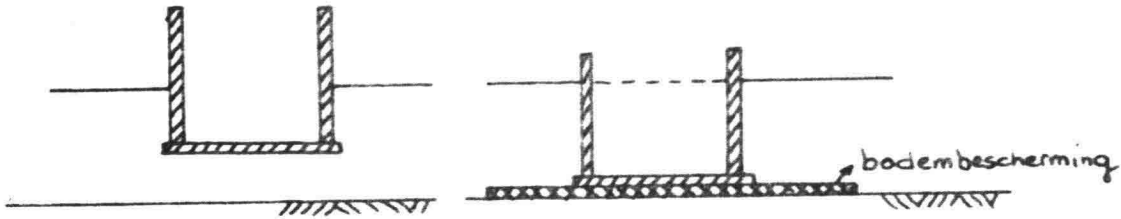
Uit dit alles blijkt, dat bij dimensionering van de verticale golfbreker, de eisen omtrent de maatgevende golfhoogte hoger gesteld moeten worden dan bij de golfbrekers met taluds.

Een ander nadeel van de verticale golfbreker is de uitschuring van de bodem, waardoor de constructie in zijn eigen "kuil" kan vallen.

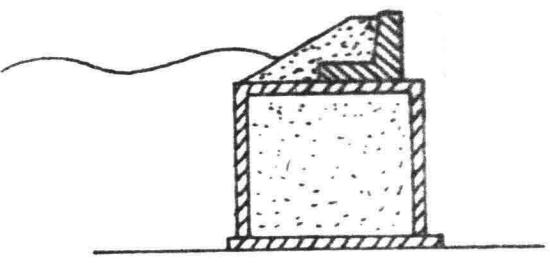


Er zijn echter ook voordelen van de verticale golfbreker t.o.v. de mound breakwater. Op grotere diepte (b.v. ± 60 m) zal de mound breakwater zo'n geweldig lichaam worden, dat het economischer is om een verticale golfbreker te bouwen. Bovendien zal het gevaar voor golfklappen bij grotere diepte afnemen, omdat de massa van de verticale golfbreker dan zoveel groter is geworden, zodat de klappen door de dam zelf meer worden opgenomen en dus minder doorgegeven naar de bodem.

Wanneer de dam tevens als kade gebruikt dient te worden, is de verticale golfbreker in het voordeel (is niet ideaal i.v.m. overtopping). Een ander voordeel is de snelheid van bouwen. Deze is bij verticale golfbrekers aanmerkelijk hoger door gebruik te maken van caissons (Marlborough).



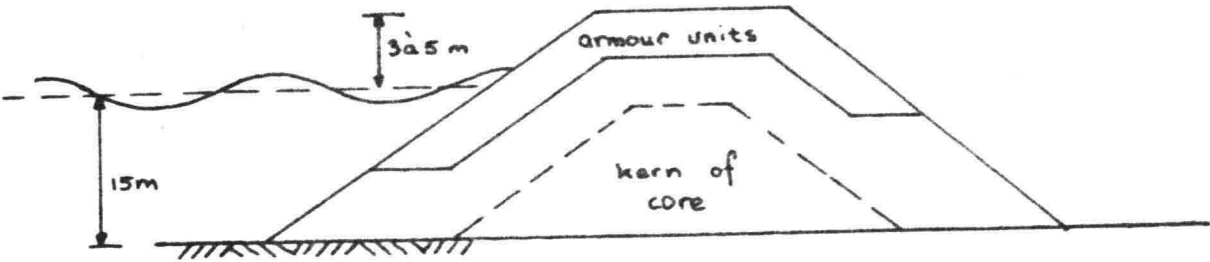
De caisson wordt drijvend aangevoerd, waarna hij op de juiste plaats tot zinken wordt gebracht. Tevoren moet op deze plaats een bodemverdediging aangebracht worden. Op deze manier dus in één handeling een stuk dam van b.v. ± 60 m lengte geplaatst. Het is alleen erg moeilijk om de opeenvolgende caissons exact op de juiste plaats te plaatsen, zodat bij de afwerking veelal nog een "crownwall" gebouwd wordt.



Deze oplossing heeft bovendien het voordeel dat juist daar, waar de golfklap zou optreden, nu een talud is, waardoor deze gedempt wordt.

Een voordeel van de verticale golfbreker kan ook nog zijn de betere stroomgeleiding, omdat er minder energieverlies langs de breker is.

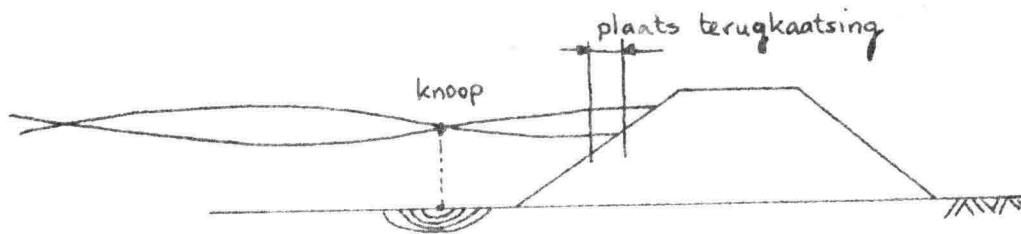
Constructie van de mound breakwater.



Aannames: zandbodem; hoogte dam 3 à 5 m boven waterstand; dit is een globale maat voor dammen zonder overslag. Deze dam moet dus zanddicht zijn: uitgangspunt een kern die hiervoor zorg

Ander uitgangspunt is dat aan de buitenkant zware eenheden voor de bescherming moeten zorgen (armour units).

Bovendien aan de buitenzijde een bodembescherming, deze als zinkstuk of zoals meestal in het buitenland een opeenvolging van steenlagen van fijn tot grof. We moeten rekening houden met nog enige terugkaatsing van de golf. Hierdoor zal een staande golf-effect ontstaan, waar/onder de knoop een uitschuring zal optreden. De plaats van deze uitschuring bepaalt de lengte van de bodemverdediging.

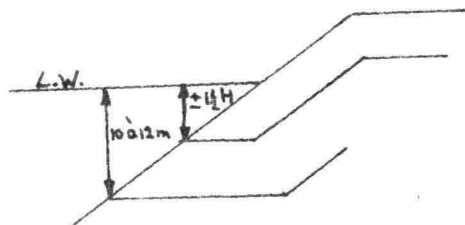


Tussen de armour units en de kern moet een overgang zijn van grof tot fijn materiaal. Globaal kan gesteld worden dat $W_2 = (1/20 \text{ à } 1/10)W_1$



De eerste schade bij dit soort dammen zal meestal optreden door overslaande golven aan de binnenzijde van de dam bij punt A. Daar is de richting van de klap en de zwaartekracht-richting hetzelfde gericht. Oplossing is eigenlijk alleen de massa van de armour units daar te vergroten.

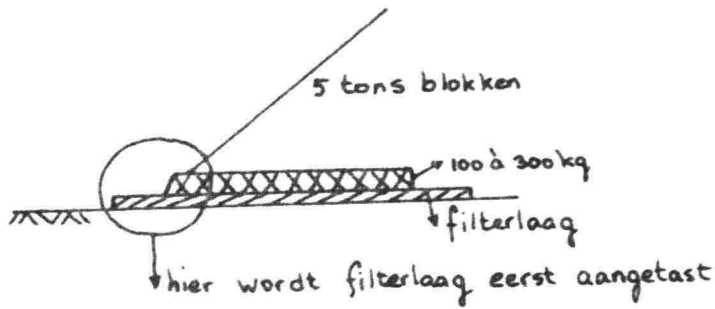
Andere globale regel is de diepte tot waar de armour units moeten doorlopen. Deze wordt vaak gesteld op $\pm 1\frac{1}{2} H$. De diepte aan de overgangsblokken op ongeveer 10-12 meter.



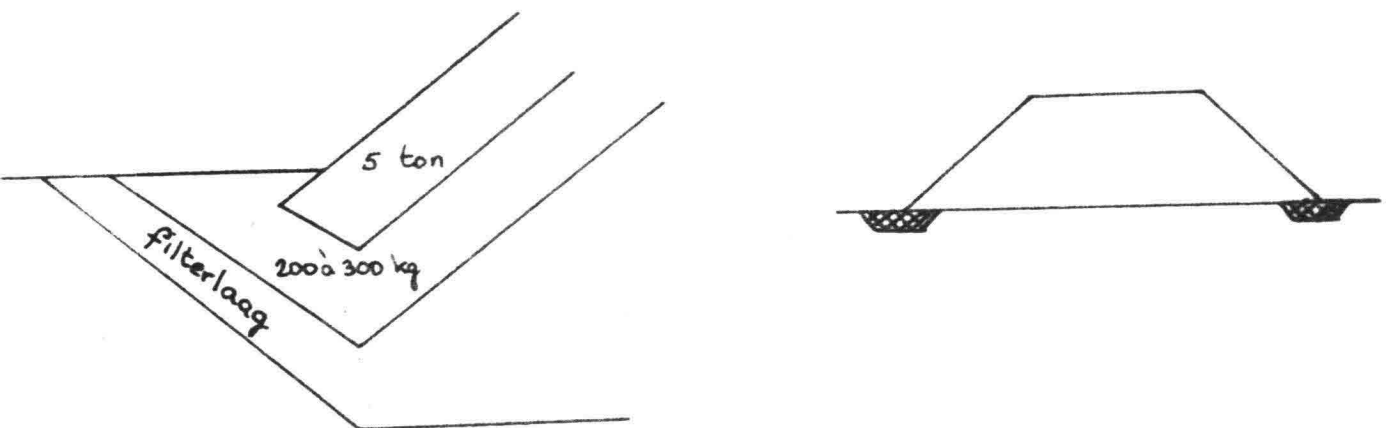
Bij ondiep water levert de maat van 10 à 12 m wel eens problemen, omdat dan rechtstreeks op de zandbodem zware blokken (b.v. ± 5 ton) gestort zouden moeten worden. Trouwens, ook op dieper water moeten onder de overgangsblok-

tegen de golfaanval blokken

ken van 5 ton. Deze zakken echter zo weg, dus onder deze blokken een laag aanbrengen met blokken van 100 à 300 kg. Deze is echter niet zanddicht, dus ook nog een filterlaag aanbrengen. De filterlaag blijkt niet bestendig te zijn tegen de golfaanval. Dus deze oplossing is niet juist.

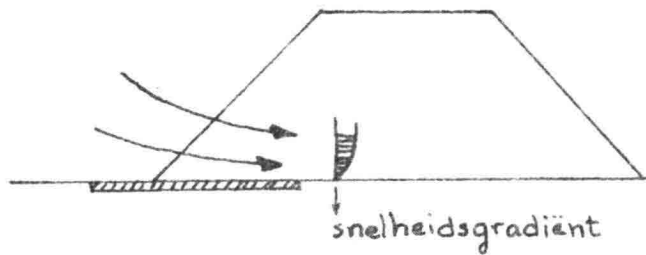


Juiste oplossing: de lagen inbaggeren, zoals de figuur laat zien.



Wanneer er uitschuring juist aan de teen zou zijn, zou deze oplossing ook niet voldoen, omdat de filterlaag en de 200 à 300 kg blokken daar niet tegen bestand zijn. Volgens informatie van Amerikaanse zijde wordt op het ogenblik regelmatig geweven kunstvezelfolie (polypropyleen) als bescherming onder zware stenen gebruikt. Alleen een dun laagje grind tussen grote blokken (tot 20 ton toe) om beter krachtoverdracht te krijgen. In dat geval is dus geen dure inkassing nodig.

Het is mogelijk dat in het steenlichaam van de dam nog zulke grote snelheidsgradiënten voorkomen, dat zand van de bodem meegenomen wordt. Dit verschijnsel zal in modellen gemeten moeten worden. Oplossing is de bodembescherming naar achteren door te trekken.



Het gewicht van de armour units is een belangrijk punt. Heel belangrijk op dit gebied is geweest Irribarren. Voortgaande op zijn kennis kwam Hudson tot de volgende formule:

$$K_{\Delta} = \frac{H^3 \rho_{\text{steen}}}{W \Delta^3 \cot^2 \alpha}$$

waarin: K_{Δ} = een coëfficiënt lopend van 3 voor ruwe blokken tot 15 voor gladde.

H = golfhoogte

W = gewicht blokken

$$\Delta = \frac{\rho_{\text{st}} - \rho_{\text{w}}}{\rho_{\text{w}}}$$

α = de hoek van het talud.

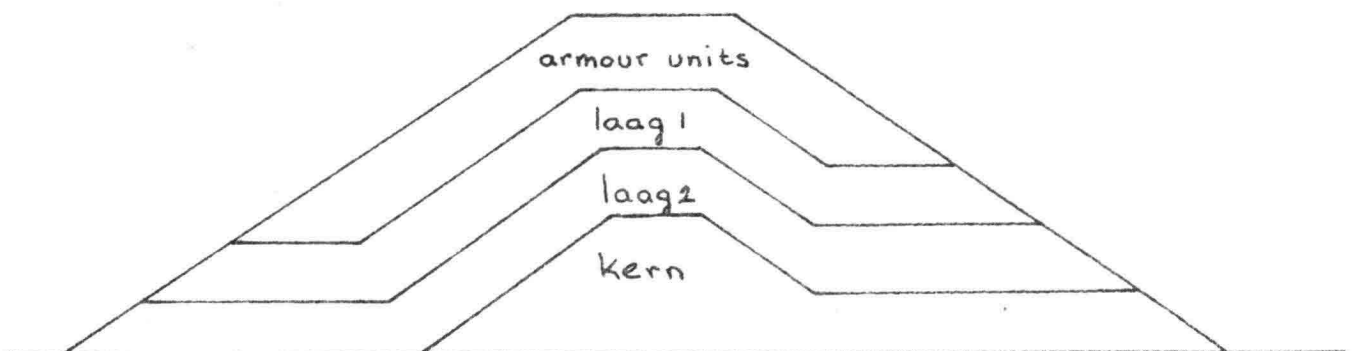
Waarden van K_{Δ} worden gegeven in TH4 van de C.E.R.C.

Ondanks alle bovengenoemde ontwerpgegevens is het ook van belang op welke wijze de dam wordt geconstrueerd.

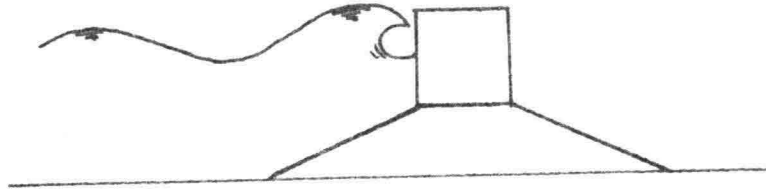
Er moet gestreefd worden naar een meest economisch ontwerp, met inachtnaam van bouwkosten, onderhoud en schadeverwachting - optimal design.

Wat aan het begin gesteld werd als kern is nu het totaal binnen de verschillende blokkenlagen.

Kern of core bestaat uit fijn materiaal, b.v. afval van de steengroeve (tout venant of quarry-run); deze is dus zanddicht, hij hoeft niet waterdicht te zijn.



samengestelde golfbreker :



nadeel: de aankomende golf breekt op talud, zodat de brekende golf met veel geweld tegen de verticale wand slaat.

voorbeeld: IJmuiden.

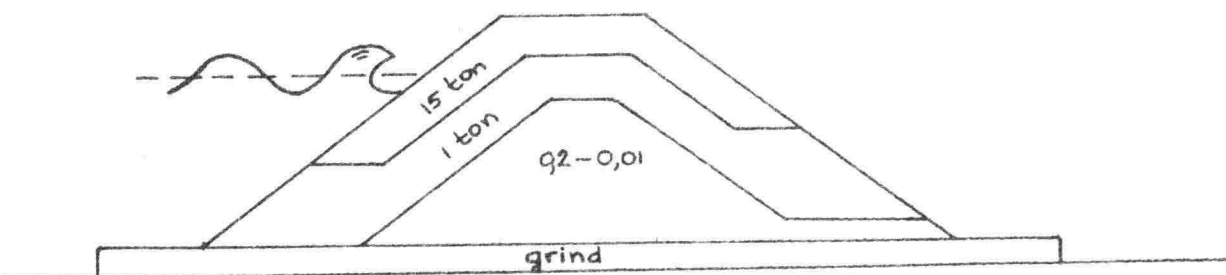
Op het talud zijn blokken van 30 ton per stuk geplaatst, die bij zeer zware stormen over de constructie geworpen worden!

Constructie van de golfbreker

a) Principe opbouw

De verschijningsvorm van de golfbreker is afhankelijk van de erop werkende krachten, de te stellen eisen wat betreft doel en uitvoering en soms van de voorhanden zijnde materialen.

Principe-opbouw van de golfbreker:

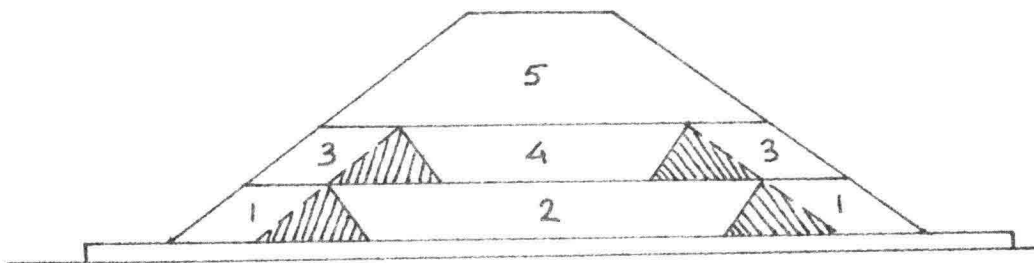


De constructie wordt bijna nooit in den droge uitgevoerd.

Op de plaats waar de golfbreker gemaakt wordt, zijn golven en stroom aanwezig, zodat de fijnere delen van de dam (200-10 kg) niet zullen blijven liggen, zonder beschermende afdekking van de zwaardere delen.

De dam kan daarom ook niet zondermeer als op bovenstaande principeschets worden uitgevoerd.

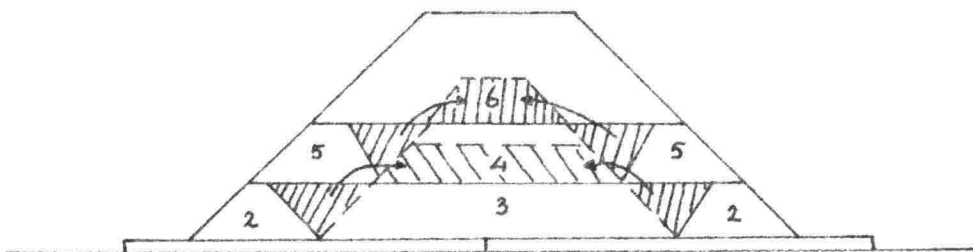
Daarom bouwt men de dam wel als volgt op.



Het nadeel is dat de gearceerde oppervlakken gevuld zijn met zwaardere en dus meestal duurder steen.

Dit kan men accepteren wanneer geen al te grote prijsverschillen optreden vergeleken bij de prijs van de principe-opbouw.

Wordt het prijsverschil wél te groot, dan kan men overgaan tot een uitvoeringswijze als:



Het ontgraven van gedeelte van 3 en storten van 4 (zelfde materiaal dus) gebeurt met een zeer goed gefixeerde grijperkraan (vgl. Lepelaar) en in een periode met rustig weer.

Het werken onder water wordt de kraanmachinist vergemakkelijkt door een tableau waarop de situatie en de plaats van de knijper aangegeven staat.

In Europoort gebeurt het steenstorten met een speciaal vaartuig, dat auto-

matisch gecommandeerd wordt. De stortplaats is in een Deccapatroon aangegeven. Wanneer het vaartuig buiten de aangegeven situatie zou geraken, wordt hij automatisch gecorrigeerd. Een dergelijk systeem is kostbaar, maar nauwkeurig. Voor een grotere nauwkeurigheid van het storten zijn minder over-hoeveelheden nodig, zodat op materiaal bespaard wordt.

b) Grondonderzoek

Een grondonderzoek vóór het ontwerpen van de dam is steeds nodig. Dat bij het nalaten hiervan narigheden optreden bewees de golfbreker aan de mond van de Escravos (Nigeria).

Het bleek dat de ondergrond zeer slap was, met het gevolg dat de golfbreker al tijdens de bouw de bodem in verdween. Door er maar snel genoeg meer materiaal op te storten is men er nog net in geslaagd om de dam bij de oplevering boven water te krijgen; vrij spoedig verdween de dam weer onder water.

Door het opstorten van alleen de bovenste materiaalsoort (zware grote blokken) is de dam nu bovendien niet meer zanddicht. De moraal van dit drama:

- 1^e) nooit zonder grondgegevens te werk gaan;
- 2^e) als "consultant" niet vergeten voor eventueel meer hoeveelheden te storten materiaal een lagere prijs bij de aannemer te bedingen (de aannemer baseert immers zijn prijs per m^3 op het ontwerpprofiel van de dam);
- 3^e) let op dat schetsontwerp niet als definitief ontwerp gebruikt wordt.

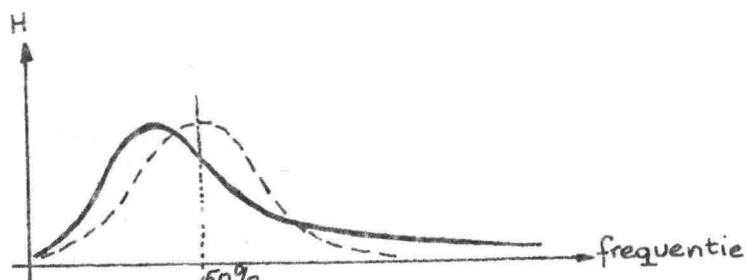
Nedeco (overkoepelende organisatie van Nederlandse raadgevend ingenieurs bureau's) had het schetsontwerp voor Escravos gemaakt, maar een Engelse firma heeft het werk overgenomen en is met dit (schets-) ontwerp zonder nader onderzoek de dam gaan bouwen.

c) Ontwerp golfhoogte

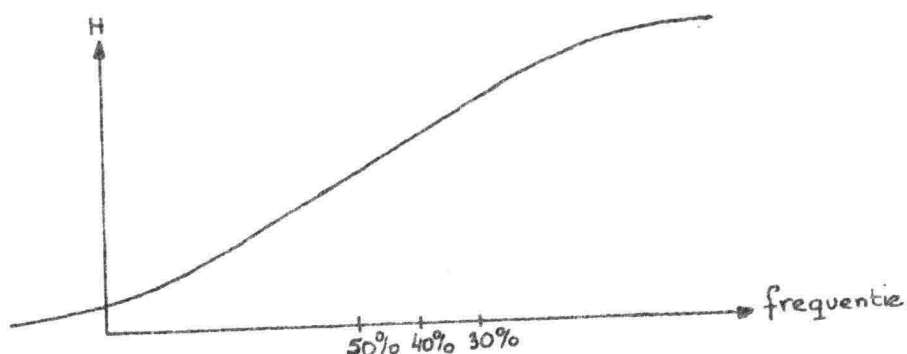
Wat is "golfhoogte"?

Een golf komt niet op zichzelf in één hoogte voor. Golven komen steeds in een onregelmatig spectrum voor. Aan dit spectrum kan men wel een bepaalde H toe-kennen.

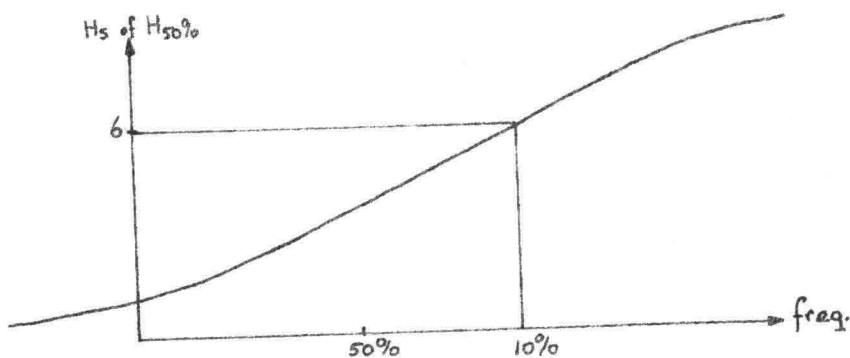
De verdeling van de golven in een spectrum zou men de micro-verdeling kunnen noemen.



Men meet b.v. met behulp van een golfpaal de golfhoogte van de individuele golven. De frequentie-verdeling blijkt dan een "asymmetrische Gauss-verdeling" te zijn (dus géén Gauss-verdeling, maar een Rayleigh-verdeling). De cumulatieve frequentie-verdeling bestaat op half-logaritmisch papier, uitgezet uit een krom en een recht gedeelte. Het onderste kromme deel is een gevolg van vaste ondergrens $H = 0$. Het bovenste deel een gevolg van het feit dat de golven niet onbeperkt kunnen groeien.

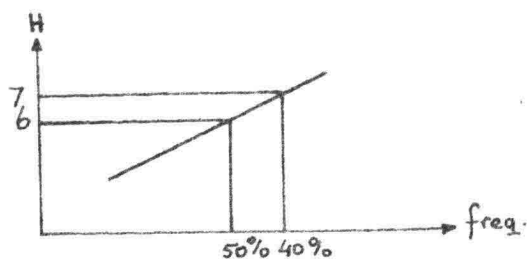


Wanneer men uit deze verdeling een representatieve grootte kiest (b.v. $H_{\text{sign.}}$ of $H_{50\%}$), kunnen deze golfhoogten op dezelfde wijze in de zgn. macroverdeling worden uitgezet.



Voorbeeld: $f = 10\% \longrightarrow H_s$ of $H_{50\%}$ of andere uitgezette representatieve grootte van de microverdeling is 6 meter.

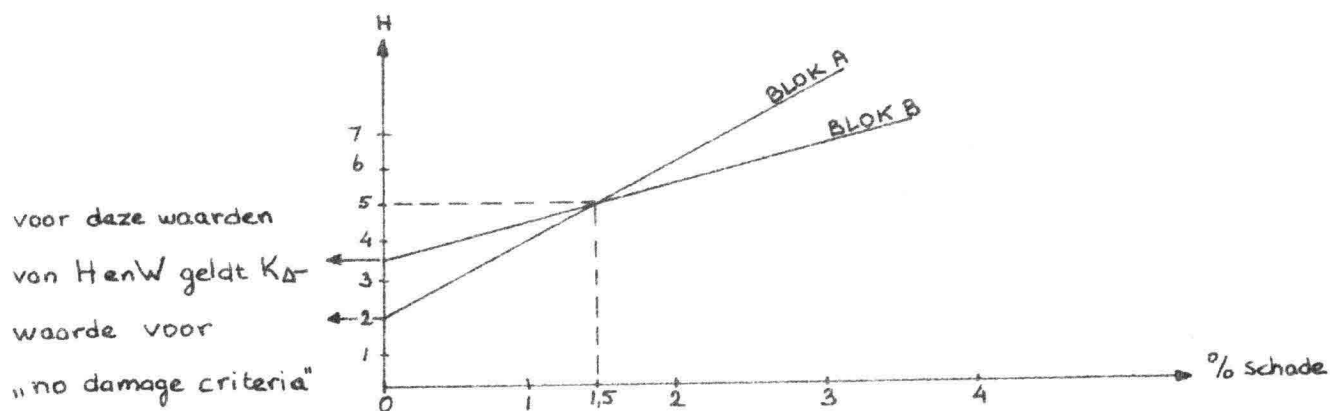
In de microverdeling kan men nu aflezen hoeveel % groter of kleiner is dan deze H_s ($H_{50\%}$).



Het spectrum met H_s (of $H_{50\%}$) = 6 (m) kan men nu in een golfgoot, waar men b.v. een golfbrekerconstructie wil beproeven, nabootsen.

Wanneer men een taludbekleding in een goot gaat beproeven is het van belang dat de proeven over een voldoende groot gebied, wat betreft golfhoogte, genomen worden.

Het volgende voorbeeld moge dit illustreren:



Stel: kosten blok A = kosten blok B

Vraag: welk blok moet toegepast worden?

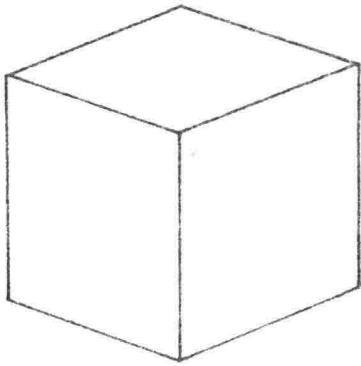
Dét blok moet toegepast worden, waar/bij toename van de golfhoogte de schade minder is. Men kiest voor golven hoger dan 5 meter het blok A.

Had men proeven gedaan met golven die lager dan 5 meter waren, dus in het gebied waar de schade aan blokken A groter was dan de schade aan blokken B, dan had men blokken B gekozen.

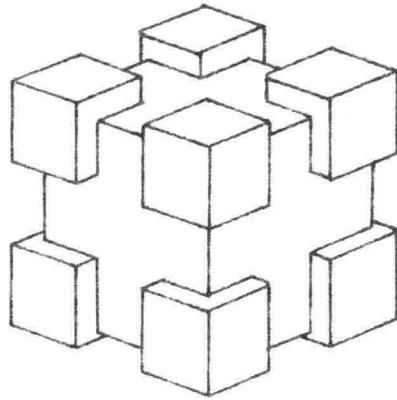
De lage schadewaarde accepteert men, de hogere niet, zodat de keus op blok A valt.

In bedoelde proeven was blok A het zgn. BH-3-blok en blok B een even groot en dus zwaarder glad beton blok.

De gladde beton blokken bleken op den duur glijdvlakken te vormen. De BH-3-blokken haken meer in elkaar.



glad blok (B)



BH-3 blok (A)

Nog steeds is geen antwoord gegeven op de vraag:

wat is de ontwerp-golfhoogte?

Bij het ontwerp van de constructie spelen een belangrijke rol:

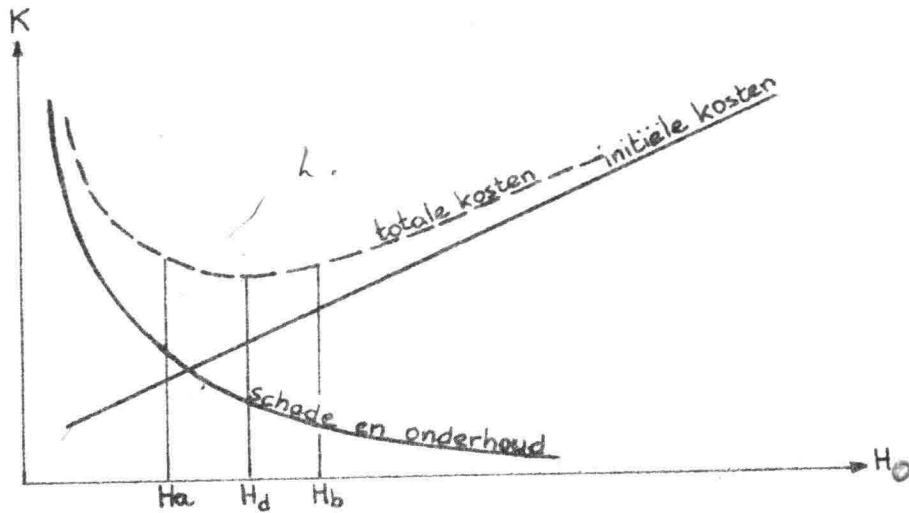
- 1) materiaaltransport
- 2) golfdoordringing in de mond
- 3) sterkte van de dam

ad 1). Het materiaaltransport door golven wordt vnl. beheerst door de gemiddelde golfhoogte (H_{50}) over het jaar.

ad 2). Golfdoordringing door zeer hoge golven geeft een onwerkbaar weer situatie in de mond, die men zoveel mogelijk wil vermijden. Men staat b.v. een golf^{hoogte} toe, die na aanleg van de haven tweemaal per jaar onwerkbaar weer veroorzaakt in de haven, (dus niet gedurende de constructie).

ad 3). Bij het bepalen van de golfhoogte gaat men als volgt te werk: de initiële kosten en de te verwachten economische schade en onderhoud worden uitgezet tegen de golfhoogte.

Het minimum van de som van alle kosten geeft de ontwerphoogte.

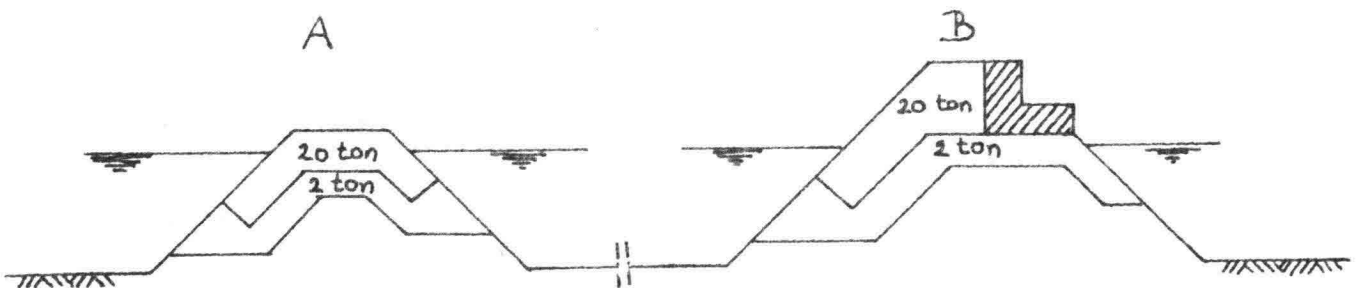


Omdat $\left| \frac{\left(\frac{dK}{dH} \right)}{H_a} \right| > \left| \frac{\left(\frac{dK}{dH} \right)}{H_b} \right|$,

is de fout die men maakt bij een ontwerpgolf die iets te klein wordt gekozen ^(om) dan bij één die iets te groot wordt gekozen. Het is daarom veilig bij keuze-mogelijkheid i.v.m. vrij vlak verloop van de totale kostenkromme bij het minimum wat aan de hoge kant te blijven.

Zie voor andere benadering van decisieprobleem met zijn randvoorwaarden e.d. het college b 74 en "De Ingenieur", no. 6, 1969.

Als voorbeeld van een kostenvergelijking van golfbrekers wordt behandeld: een vergelijking van twee "rubble-mound structures" A en B.



Overwegingen bij A: 1. aanzienlijke overslag die aan de binnenzijde schade geeft.

2. bezwijkcriterium: 10% schade

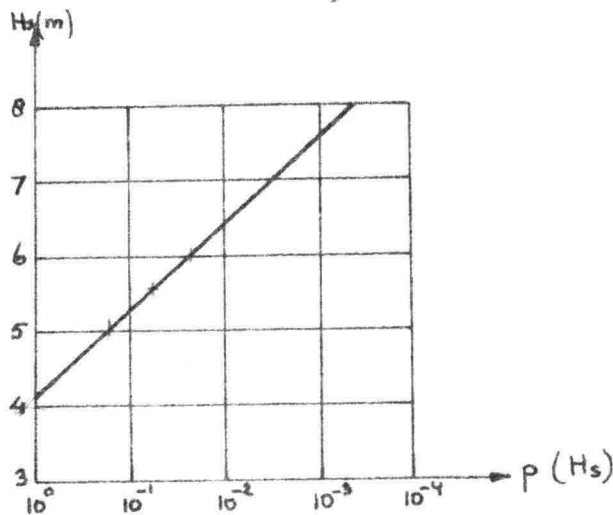
Overwegingen bij B: 1. overslag minder

2. bezwijkcriterium: 30% schade aan buitentalud en overslag, waardoor schade aan binnentalud, die door veel lichtere steen daar, fataal is.

3. de monoliet-constructie op de kruin is aanwezig als steun voor de akmons, tetrapoden of andere soorten "kunstmatig" in elkaar hakende armour-units.

Aan het uiteinde van een dam (die zwaar aangevallen wordt) treft men, omdat daar geen steun gevende constructie aanwezig kan zijn, meestal gewichtverdediging, d.w.z. geen hakende maar door-gewicht-plaatsvaste blokken, aan.

Men gaat uit van een ontwerpgolfhoogte $H_{50} = 6$ (m)



Voor de volgende golfhoogten worden in modelproeven de schade bepaald:

$$1 < \frac{H_s}{H_{50}} < 1,3 \quad 1,3 < \frac{H_s}{H_{50}} < 1,45 \quad \frac{H_s}{H_{50}} \geq 1,45$$

Schade aan een havendam wil nog niet zeggen economische schade aan de bedrijven die in de beschutting van de dam opereren.

Als havendam van IJmuiden iets beschadigd is, kunnen schepen nog zeer goed binnenvaren. Snel verzanden van de havenmond zal ook niet optreden.

Bij volledige "collapse" zal dit wél gevolgen hebben voor de economie, maar deze toestand van de dam wordt voorkomen en in de kostenvergelijking niet beschouwd.

In de kostenvergelijking voor de twee rubble-mounded breakwaters wordt de factor economische schade, daarom voorlopig verwaarloosd.

Uit de modelproeven is gebleken dat, wanneer direct na de bouw van de golfbreker eerst een lichte storm plaatsvindt, de dam gezet wordt en later bij zwaardere stormen minder schade oploopt, dan wanneer direct na de bouw een zware storm had plaatsgevonden en de dam dus niet de gelegenheid had gekregen zich te zetten.

Zoals bovenvermeld worden de schadebedragen bij de verschillende golfhoogte intervallen bepaald (ΔW). De schadebedragen (ΔW) worden dan vermenigvuldigd met de corresponderende schadefrequentie-intervallen, immers de verwachte schade is groter als de kans dat een bepaalde golfhoogte meer voorkomt, ook groter is. Dit komt in wezen neer op de gemiddelde reparatiekosten die betaald moeten worden over een oneindig lange tijd als de havendam zou blijven bestaan, of over een zeer groot aantal, niet met elkaar in verband staande, projecten met gelijk risico p .

In de tabel zijn nu aangegeven de schaden die optreden in de resp. golfintervallen en de kans Δp dat deze gevallen optreden. De totale schade bij steeds repareren is dus $\sum \Delta p * \Delta W$. Indien niet tussentijds wordt gerepareerd, is de schade $\sum (\text{tot. reparatie}) = p_{\text{collapse}}$.

Voor de lage golfbreker met Akmons zal bezwijken optreden als $H_s/H_{s0} = 1,45$ waarbij H_{s0} de significante ontwerpgolf is.

Het is dus duidelijk dat niet repareren in dit geval gunstiger is, omdat wordt aangenomen dat de schade zo snel ontstaat dat de schade bij een hoge golf, onafhankelijk is van het al dan niet aanwezig zijn van schade veroorzaakt door een lagere golf. Dit gaat uiteraard lang niet altijd op. (Dijken, havendammen met steen-asfalt bekleding).

In het voorbeeld is bovendien aangenomen dat bij volledig bezwijken de herbouwkosten gelijk zullen zijn aan de oorspronkelijke kosten. Dit is vermoedelijk te somber. Dit alles is samengevat in tabel 4 (blz. 60)

Om nu schadeverwachting per jaar (=s) te vergelijken met de initiële kosten van de dam wordt s gekapitaliseerd.

Voor kapitalisatie geldt de formule:

$$S = s \int_0^T e^{-\frac{\delta}{100} t} dt$$

waarin:

S = gekapitaliseerde schade

s = schadeverwachting per jaar

δ = rentevoet

t, T in jaren

Voorbeeld: voor T = 100 jaar
$$S = \frac{100}{\delta} s (1 - e^{-\delta}) \approx \frac{100}{\delta} \cdot s$$

voor T = 10 jaar en $\delta = 3,5\%$
$$S = \frac{100}{\delta} s (1 - e^{-\delta/10}) \approx 0,3 \frac{100}{\delta} \cdot s$$

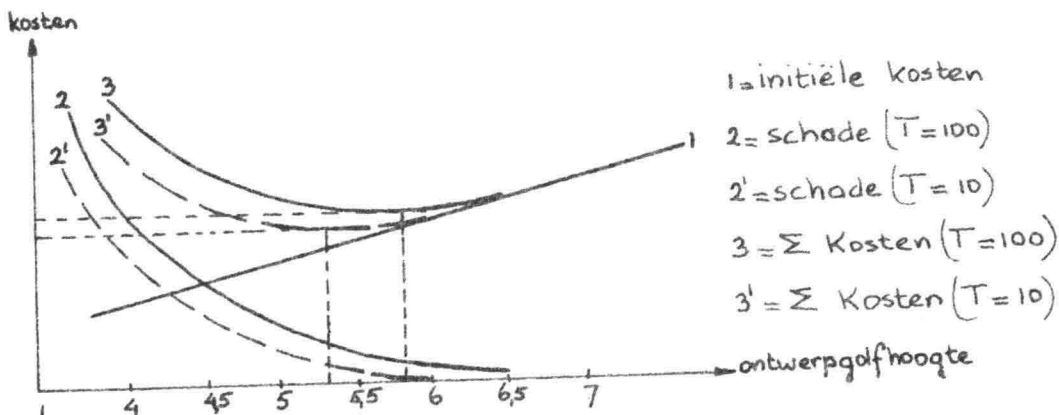
Het blijkt dus dat wanneer men gedurende kortere tijd risico loopt dat de
 dam schade oploopt de gekapitaliseerde schade belangrijk lager is. Dit is
 logisch, de "verzekeringspremies" of de gemiddelde onderhoudskosten moeten
 over een kortere tijd worden betaald.

Zoals uit onderstaande figuur blijkt, zullen dan ook de totale kosten lager
 uitkomen.

In tabel 2 is e.e.a. samengevat. Uit de tabel blijkt dat bij niet direct re-
 pareren van kleine schade men goedkoper uit is! Bovendien is men bij het be-
 rekenen van de vermelde getallen ervan uitgegaan dat repareren per strekkende
 meter evenveel kost als nieuwbouw per strekkende meter; dat is slechts zeer
 zelden waar. Immers, men zal opnieuw mensen en materieel van elders moeten
 mobiliseren; dit zal altijd duurder zijn dan dezelfde hoeveelheid werk tij-
 dens de oorspronkelijke uitvoering.

De kosten (initiële- en schade-) kunnen worden gesommeerd en tegen de ont-
 werpgolfhoogte worden uitgezet.

Er blijkt een minimum te zijn van de kosten met bijbehorende ontwerpgolf-
 hoogte.



Tabel 1.

H_{so} (m)	I_s	I_{cl}	$1 < H_s/H_{so} < 1.3, n=4\%$			$1.3 < H_s/H_{so} < 1.45$ $n=8\%$			$H_s/H_{so} \geq 1.45; \text{collapse}$		
			Δp	ΔW	$\Delta p \cdot \Delta W$	Δp	ΔW	$\Delta p \cdot \Delta W$	Δp	ΔW	$\Delta p \cdot \Delta W$
4	13900	5280	1,01	420	430	$5,2 \cdot 10^{-2}$	860	40	$3,8 \cdot 10^{-2}$	13900	530
5	15220	6600	$1,6 \cdot 10^{-1}$	530	80	$4,7 \cdot 10^{-3}$	1060	5	$2,8 \cdot 10^{-3}$	15220	40
5.5	15900	7280	$6,3 \cdot 10^{-2}$	580	40	$1,6 \cdot 10^{-3}$	1160	-	$7,1 \cdot 10^{-4}$	15900	10
6	16540	7920	$2,5 \cdot 10^{-2}$	630	15	$5,2 \cdot 10^{-4}$	1260	-	$1,8 \cdot 10^{-4}$	16540	3

Tabel 2.

H_{so} (m)	Met schade reparatie		Zonder schadereparatie	
	$s = \sum \Delta p \Delta W$	$S = \frac{100}{\delta} s$	s	S
4	1000	30000	530	15900
5	125	3750	40	1200
5.5	50	1500	10	300
6	18	540	3	90

Tabel 3.

H_{so} (m)	Met schade reparatie			Zonder schadereparatie	
	I	S	K	S	K
4	13900	30000	43900	15900	29800
5	15220	3750	18970	1200	16420
5.5	15900	1500	17400	300	16200
6	16540	540	17080	90	16630
6.5	17200	100	17300	20	17220

I in guldens

n = gemiddeld schadepercentage waar dam op gedimensioneerd is

$I_d = \sqrt{I_{\text{cover layers}}/m^2}$

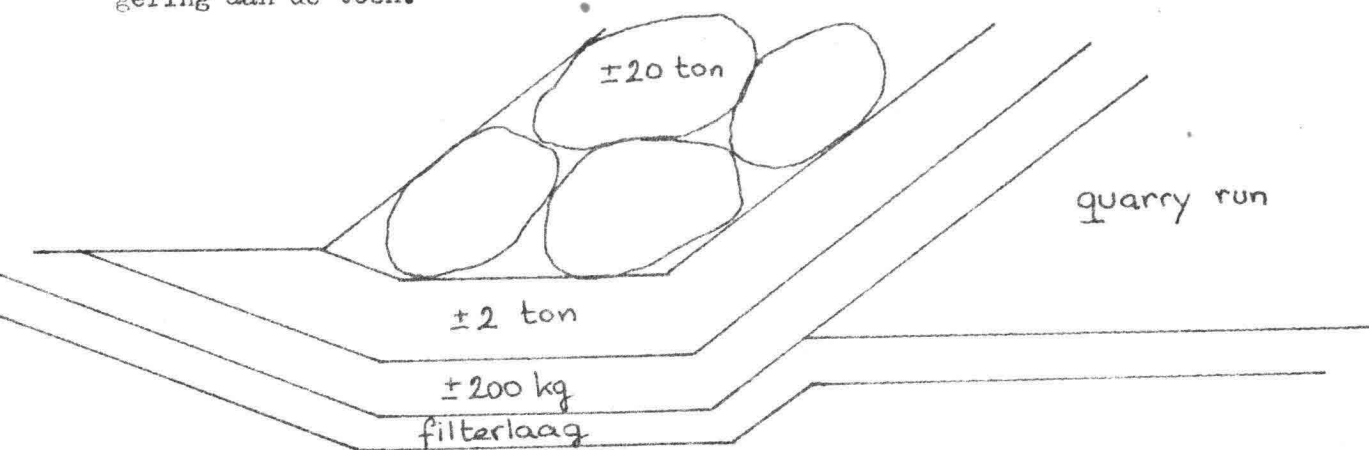
$I_s = I_{\text{structure}}/m^2$

K = I + S

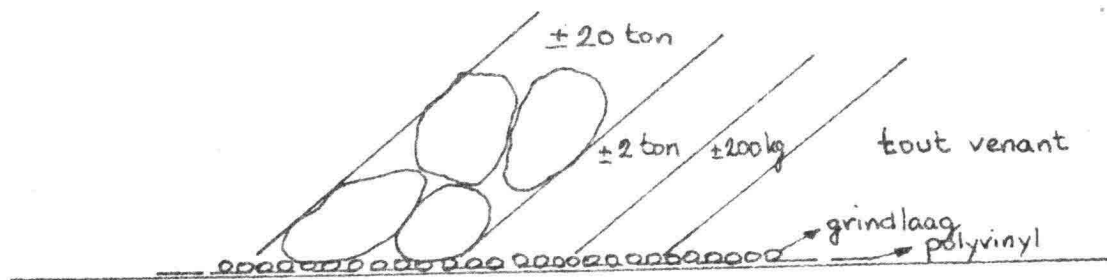
Uit: On optimal breakwater design
D.H. Lab. publ. 31
v.d. Kreeke & Paape

Opm.: met nadruk wordt erop gewezen, dat het voorbeeld slechts geldt voor de rubble-mound breakwaters en niet voor b.v. een caissonconstructie. Bij de caisson-golfbreker is een duidelijke scheiding tussen golfbreker-zijn en het-niet-meer-golfbreker-zijn (collapse). Een beschadigde rubble-mound breakwater kan nog zeer goed zijn functie vervullen, de caisson gaat spoedig ten gronde.

In het voorgaande hebben we gezien hoe we o.a. moeten oplossen de overgang van zware armour units en een zandige bodem. Dit deden we door een uitbagering aan de teen.



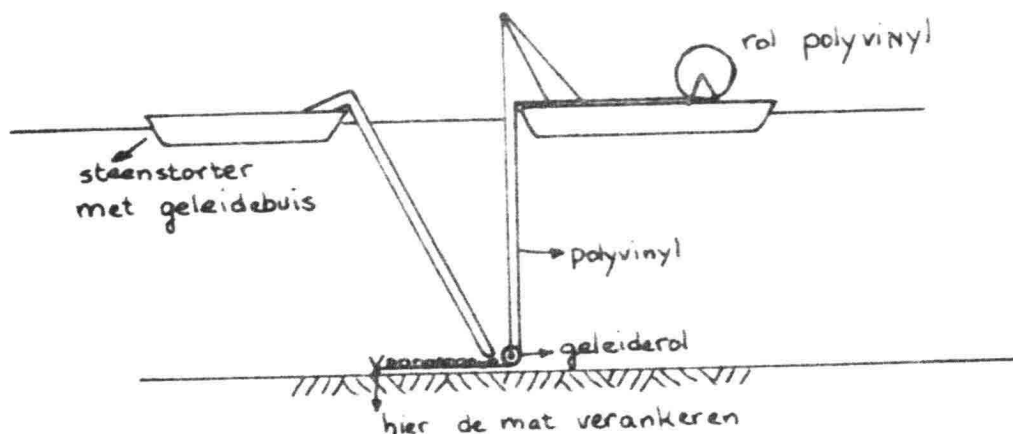
De laatste jaren wordt in de Verenigde Staten echter een systeem toegepast dat veel eenvoudiger werkt, vooral op ondiep water. Men brengt op de bodem een mat aan van geweven kunstvezel, waarop een dunne laag grind. Op het grind kunnen nu rechtstreeks de lagen gestort worden.



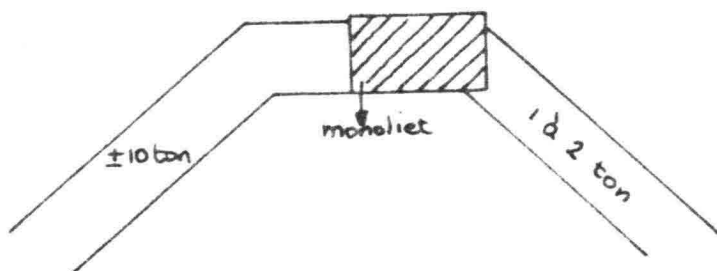
Het geweven kunstvezeldoek moet de eigenschap hebben wel zanddicht te zijn doch niet waterdicht.

Voorwaarde voor het gebruik van deze constructie is een redelijke ondergrond. Wanneer de ondergrond te zacht is, komt er plaatselijk een te grote spanning in het doek, wat verzakking tot gevolg heeft, waardoor het polyvinyl zal scheuren.

Een probleem is hier ook het doek op een juiste manier op de bodem te plaatsen. Dit kan b.v. met behulp van een schip, waarop een rol met het doek, dat langs de achterkant van het schip naar de bodem geleid wordt via een geleide rol. Vlak achter dit schip vaart mee een steenstorter met een geleide buis, die direct een laagje grind op de mat neerlegt.



Betere oplossing is waarschijnlijk de rol polyvinyl zelf boven een bodem te hangen en deze rol daar uit te rollen.



Voor de damconstructies (zie schema) worden de bezwijkcriteria aangenomen op:

- 1) 30% schade door golfaanval aan de voorzijde
- 2) 10% schade door overslag aan de achterzijde, en door de veel lichtere steen treedt deze enigszins belangrijke overslag direct op.

De vraag is nu: hoe hoog moet deze dam ontworpen worden.

Als oplossing hiervoor: de criteria volgens 1) en 2) gelijk stellen.

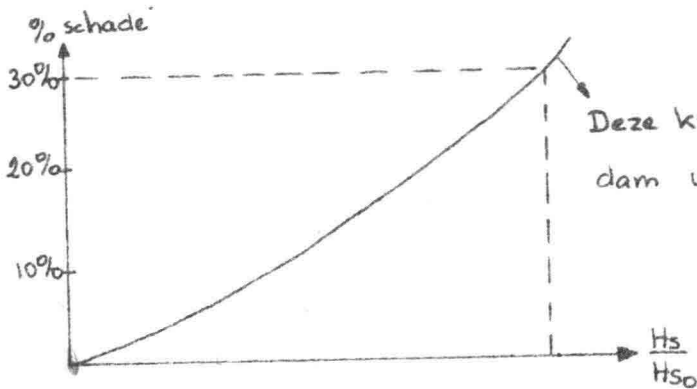
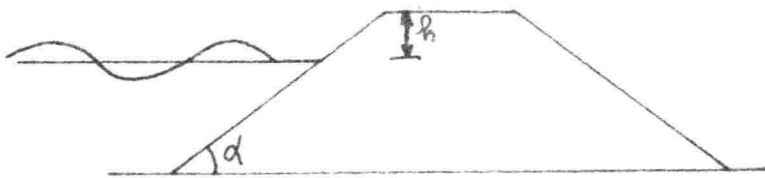
Volgens Hudson geldt voor $\frac{H}{L} = 0,06$: $H'_{s0} = \frac{h\sqrt{\cot\alpha}}{1,35}$, als begin van

overslag; waarin H'_{s0} = de golfhoogte

h = hoogte van de dam boven stilwaterstand, in dit geval dus gelijk aan de golfoploop.

α = hoek van het talud.

Uit proeven zullen we moeten bepalen welke de verhouding is tussen de H'_{sign} en de H'_{s0} , de ontwerp golfhoogte in verband met de schade.



b.v. bij $\frac{H_s}{H_{so}} = 1,5$ een schade van 30%

d.w.z. $H_{so}^1 = 1,5 H_{so}$

$$1,5 H_{so} = \frac{h \sqrt{\cotg \alpha}}{1,35}$$

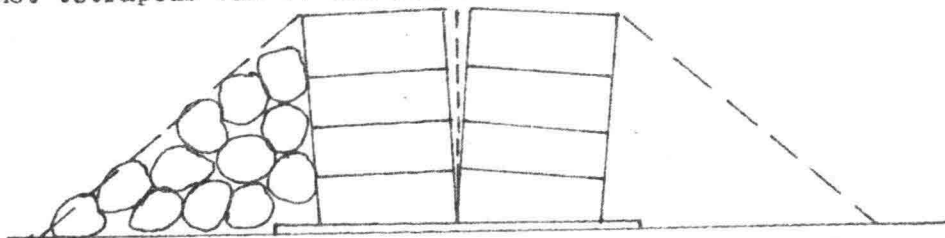
$$\text{ofwel: } h = \frac{1,5 \times 1,35 H_{so}}{\sqrt{\cotg \alpha}}$$

Nu dus de damhoogte gevonden.

De formule van Hudson geldt echter niet voor dammen met steenasfalt, alleen voor dammen met rotsblokken e.d.

Ander probleem: wanneer gebruiken we betonblokken of b.v. tetrapods, akmons, e.d.

Voorbeeld: de dam van Karachi: deze is opgebouwd uit betonblokkenlagen. De dam is na lange tijd (+ 50 jaar) vervormd volgens de stippellijn. Als oplossing voor reparatie dacht men de gestippelde taluds aan te brengen met tetrapods. Er was een kraan van 25 ton beschikbaar (zeer belangrijk gegeven). Uit proeven nu bleek dat wanneer men betonblokken van 22 ton zou nemen de dam stabiel zou zijn. Met tetrapods van 11 ton zou de dam ook stabiel zijn.



Dit levert dus materiaalbesparing op voor de "armor units", maar in totaal niet bij deze dam, omdat de ruimte onder de tetrapods ook met beton gevuld moest worden. Daarom was het hier goedkoper om de zwaardere betonblokken te kiezen.

We willen nu bekijken de ontwikkeling van het dwarsprofiel van de havendam bij IJmuiden van het 1^e ontwerpstadium tot de definitieve oplossing.

De genoemde afbeeldingen zijn uit de bijlagen I en II .

Afbeelding 1 toont ons het 1^e ontwerp, met tetrapods. Uit proeven bleek wat eigenlijk al bekend was, dat de eerste schade optreedt aan de binnenzijde door overslag. Verhoging van de dam om overslag te verminderen zou te duur worden, omdat de voorzijde, die al sterk genoeg bleek dan ook hoger wordt.

Daarom is men gekomen tot afbeelding 2. De bovenste tetrapods weglaten tot onder N.A.P. Maar nu komt er een gedeelte van de laag 1-5 ton bloot, welke niet stabiel genoeg is. Daarom liet men (volgens afb. 3) eerst dit gedeelte penetreren, maar al snel hierna liet men de boven bitumenlaag volgens afb. 3 doorlopen tot de tetrapods en daarna volgens afb. 4 zelfs tot de blokken 3-6 ton, ter vervanging van de tetrapods.

Maar nu komt eigenlijk het grootste probleem om de hoek kijken. Aan de buitenzijde is de dam geheel poreus, terwijl nu aan de binnenzijde de waterdichte steenasfaltlaag aanwezig is. Tegen deze laag komt door golfaanval een grote druk te staan, waardoor gevaar voor opdrukken ontstaat. Als eerste oplossing hiertegen dacht men de binnenzijde plaatselijk niet met asfalt te penetreren, waardoor er "poriën" zouden ontstaan, afb. 5. De oplossing is echter het ontstaan van de druk weg te nemen, met andere woorden: ook aan de buitenzijde een steenasfaltlaag te construeren, zoals in afb. 6. Deze oplossing heeft dus geen tetrapods meer.

Nu echter kan de dam ook wel lager worden. Er mag nu gerust meer overslag optreden. Toch is men hier om praktische redenen niet toe overgegaan, immers: mocht men plotseling op de dam moeten komen bij slecht weer, dan is een hoogte van 2.00⁺ absoluut te laag. Daarom gekozen voor oplossing van afb. 8, met een monoliet constructie als afwerking op de dam.

In afb. 9 zien we welke de materiaalbesparing is ten opzichte van het eerste ontwerp.

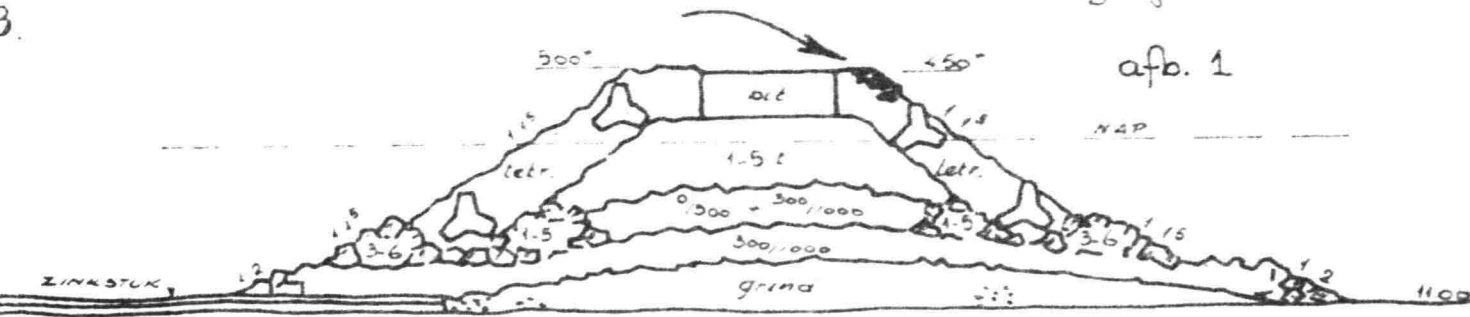
Er blijven ook nu nog enige problemen over, de monolietconstructie heeft een verticale wand, hetgeen dus klappen van de golf veroorzaakt. Liever ook hier nog een talud van steenasfalt tegen de wand. Maar steenasfalt is stijf tegen niet te lange belasting, het reageert echter plastisch tegenover langdurige drukken, dus dit steile talud zal op den duur uitlopen.

Ook de luchtafsluiting in de dam kan een probleem zijn door extra drukken van binnen uit. Valt bij IJmuiden echter erg mee, omdat de onderzijde van de steenasfaltlaag aan de kruin vrijwel op L.W. ligt.

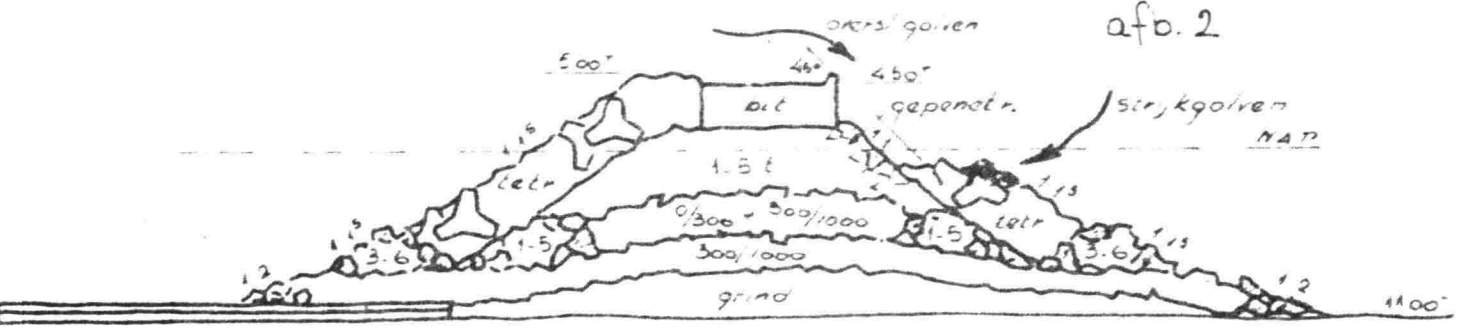
Een dikte van de asfaltlaag ^{van} 3 $\frac{1}{2}$ meter, een onderbegrenzing op -7 $\frac{1}{2}$ meter onder water, blijkt voldoende te zijn.

Bijlage I

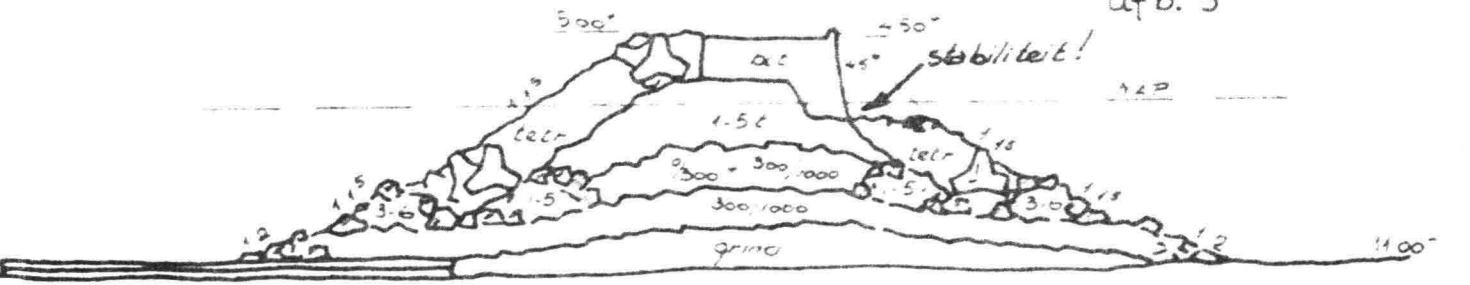
afb. 1



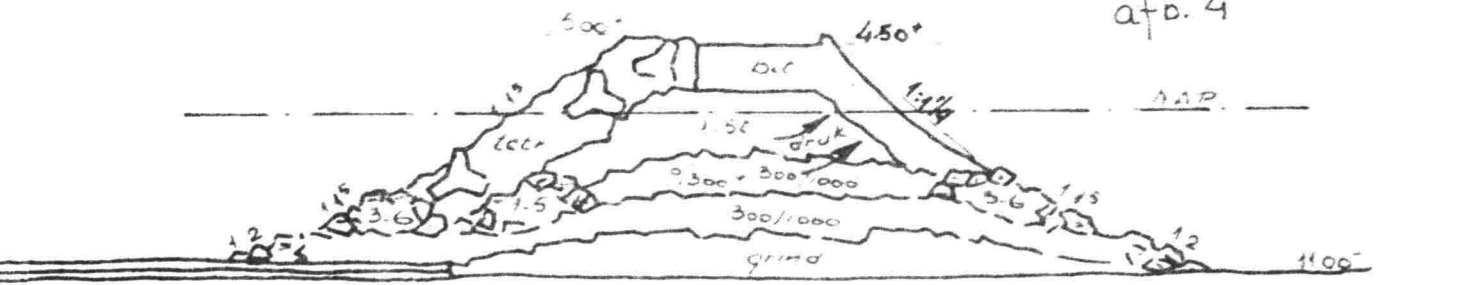
afb. 2



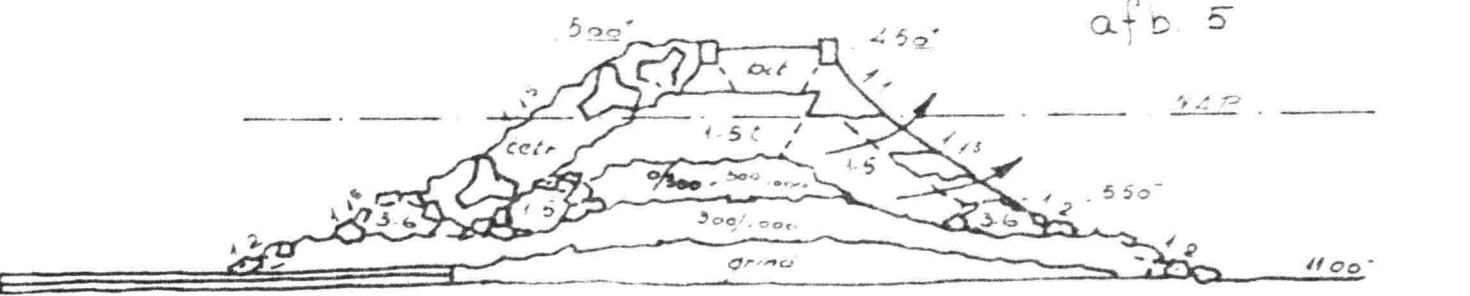
afb. 3



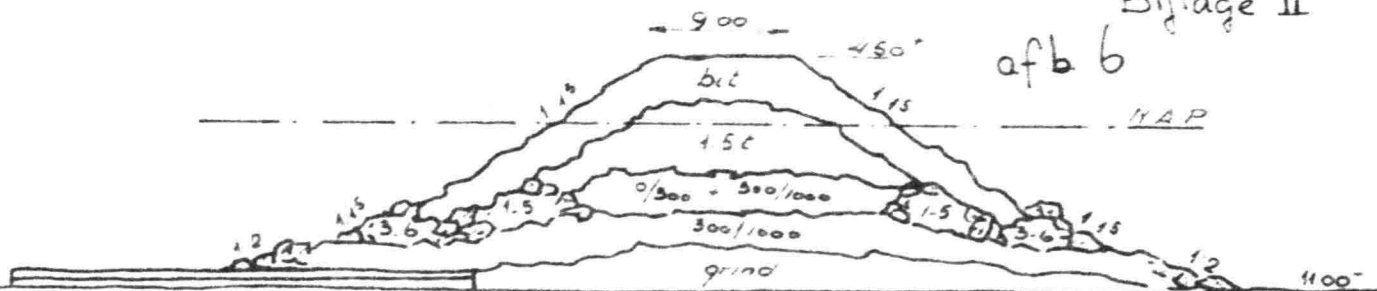
afb. 4



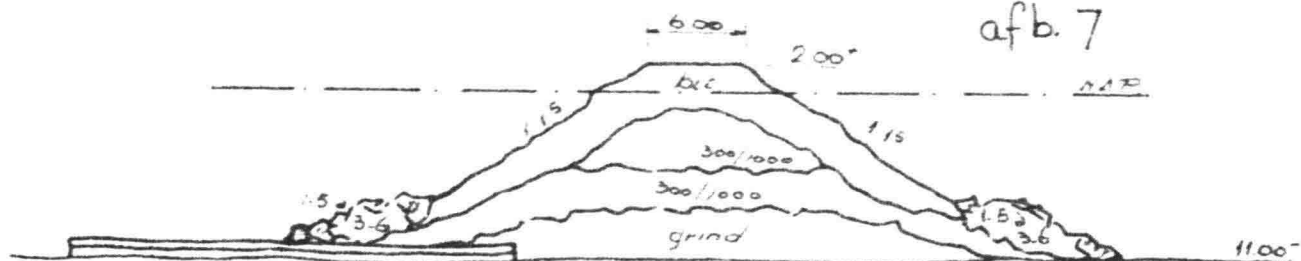
afb. 5



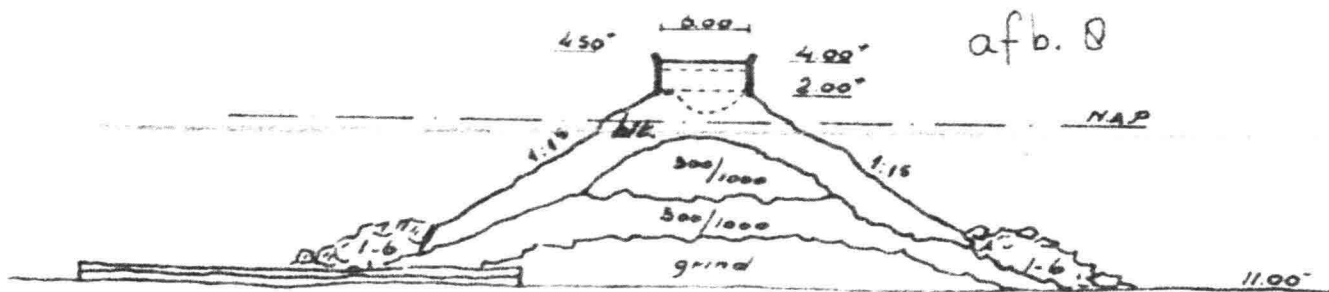
afb. 6



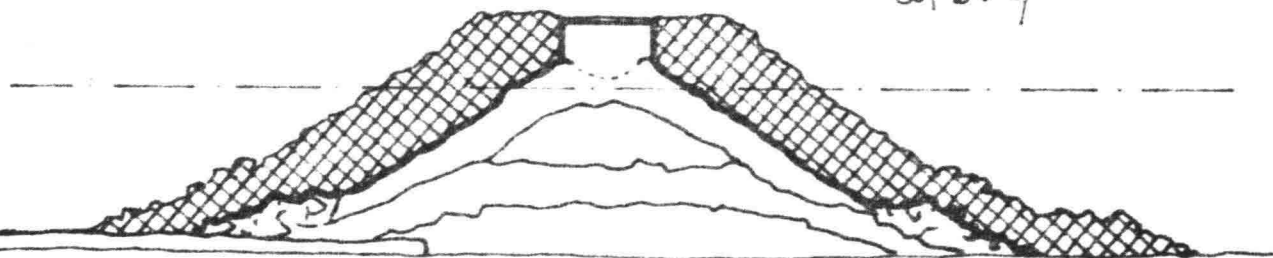
afb. 7



afb. 8

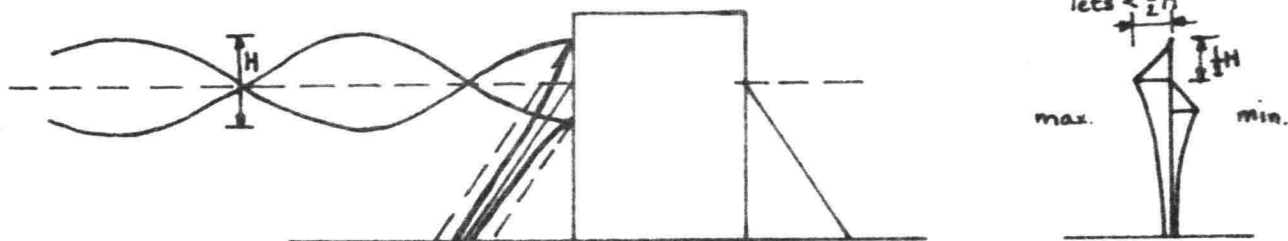


afb. 9

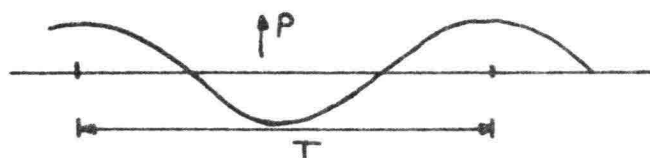


BESPARING TETRAPODEN EN STEEN afb. 8. tov. afb. 1

Verticale havendammen.

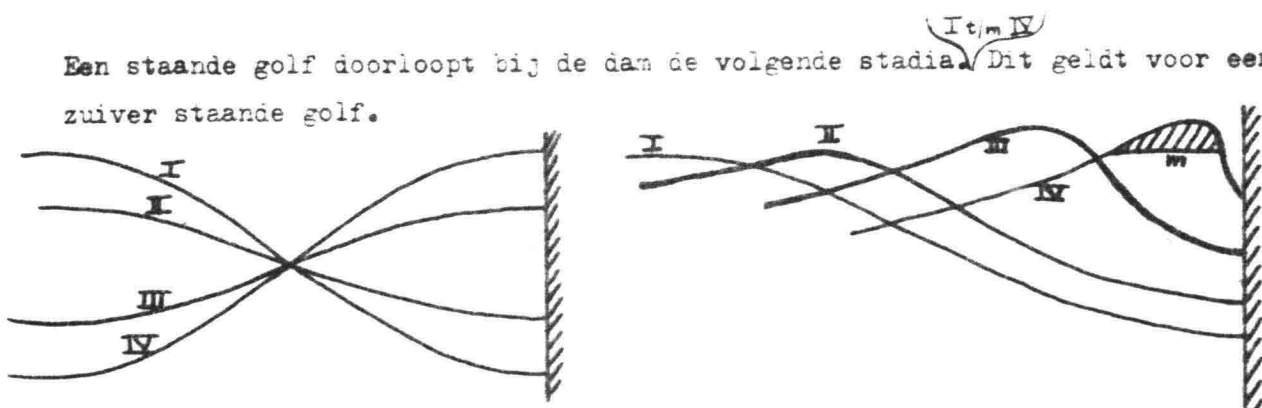


We bekijken een verticale havendam, waarop een staande golf een zgn. "clapotis" (Fr.) werkt. Achter de dam is de normale hydrostatische druk aanwezig. Voor de dam zal echter de druk door de golf variëren. Niet hydrostatisch, dus niet volgens de stippellijn, maar door de orbitale beweging in het water zal de druk naar de bodem minder dan hydrostatisch zijn in de top van de golf en meer dan hydrostatisch in het dal, m.a.w. de drukverschillen zullen enigszins genivelleerd worden. Deze drukverschillen treden op met de periode van de golf.

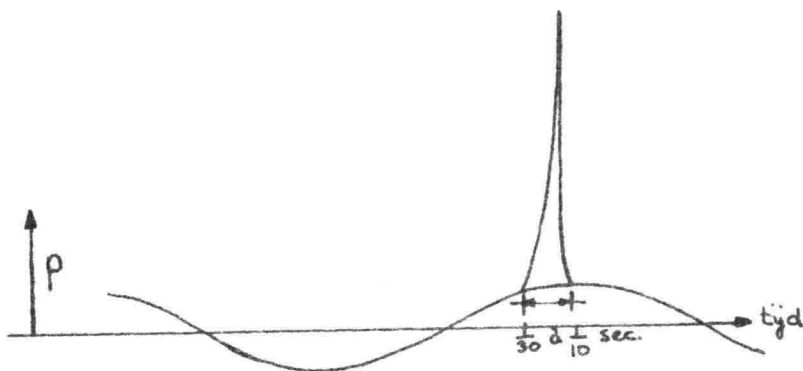


p = drukverschil
 T = periode van de golf

Een staande golf doorloopt bij de dam de volgende stadia. Dit geldt voor een zuiver staande golf.



In werkelijkheid zal echter de top voor de dam meestal wat opgestuwd worden, door b.v. een licht talud voor de dam, door wind en door de onregelmatige golven. De snelheid, waarmee de top verschuift, blijkt dan ongeveer de golfsnelheid te zijn. Nu blijkt dat in stadium IV er een massa water tegen de dam slaat, hetgeen in zeer korte tijd een zeer hoge druk geeft. Dit slaan noemt men een golfklap, meestal gedurende $1/30$ à $1/10$ sec. Op de top komt nu een hoge korte piek.



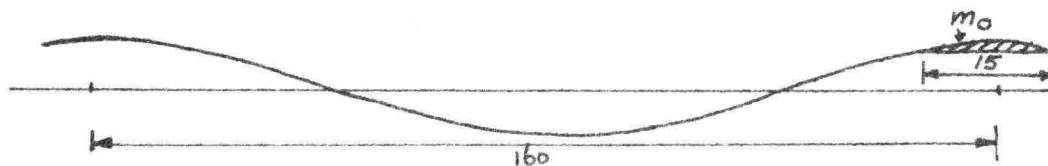
Berekenen we de klap globaal met de volgende gegevens:

$T = 10 \text{ sec.} = \text{golfperiode}$

$h = 10 \text{ m.} = \text{waterdiepte}$

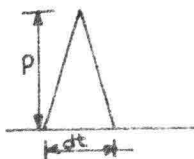
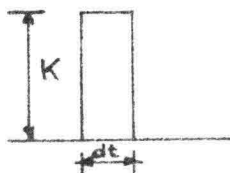
Voor diep water: $C = \sqrt{g h} = 10 \text{ m/sec.}$

Hoe groot is de massa? B.v. bij een golf met lengte $\pm 160 \text{ m}$ is de lengte van de kop $\pm 15 \text{ m}$.



Nu is: $K dt = d(mv)$

$K dt$ voor een rechthoek:



in ons geval is de piek een driehoek:

dan geldt: $\frac{1}{2} P dt = d(mv)$

voor $dt = 1/10 \text{ sec.}$

$$\frac{1}{2} \cdot P \cdot 1/10 = 15 \cdot 1 \cdot 10^3 \cdot 10$$

$$P = 3 \cdot 10^6 \text{ Newton/m}^2$$

Bij een normale golf kunnen we een druk verwachten in de orde van grootte van $\pm 5 \cdot 10^4 \text{ N/m}^2$. Een groot verschil dus.

De waarheid ligt echter tussen de voorgaande waarden in. Bij proeven heeft men slechts zelden $300 \cdot 10^4 \text{ N/m}^2$ gemeten. Uit de proeven bleek ook dat de klappen niet over de constructie gelijkmatig verdeeld waren, maar op bepaalde plaatsen geconcentreerd optraden.

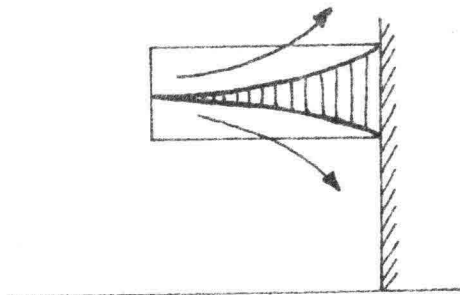
Er bleek nu dat niet de gehele massa m_0 de klap veroorzaakte, omdat een gedeelte van die massa zijdelings weg kon.

de rechthoek is m_0 (zie onderstaande figuur)

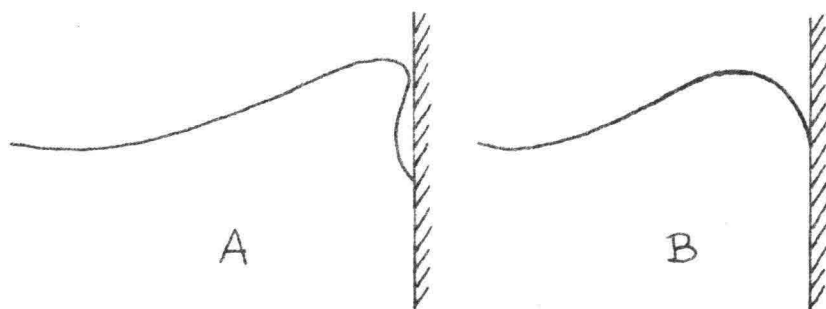
het gearceerde gedeelte veroorzaakt de klap, de rest ontwijkt.

Deze "wig" is ongeveer $1/3 m_0$, dus $P \approx 100 \cdot 10^4 \text{ N/m}^2$.

(dit is inderdaad de orde van grootte die men gemeten heeft)



Er zijn twee mogelijkheden gegeven waarop de golf de dam kan benaderen. In geval A wordt er lucht tussen golfkop en wand ingesloten, in geval B niet. Bij welke zal nu de druk het grootst zijn?



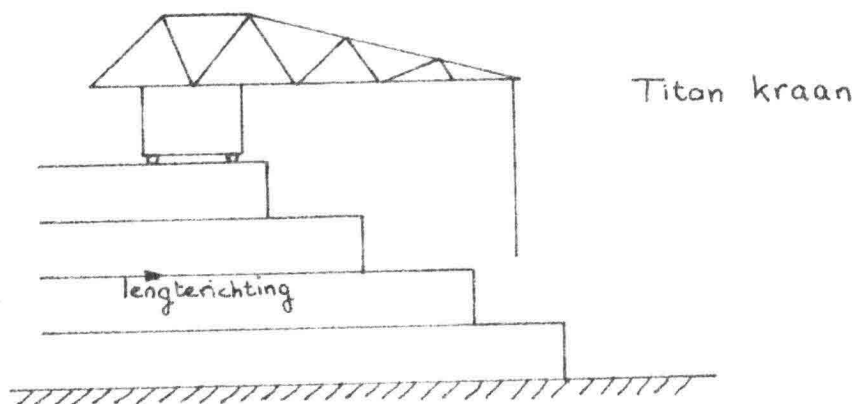
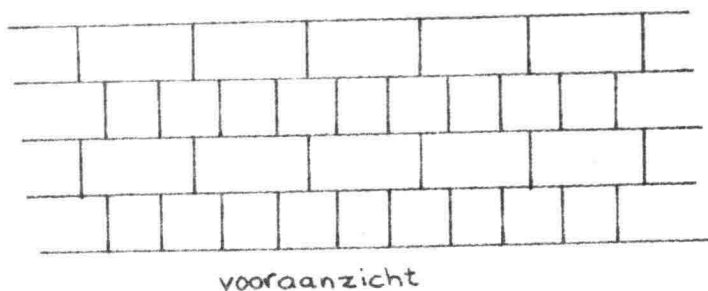
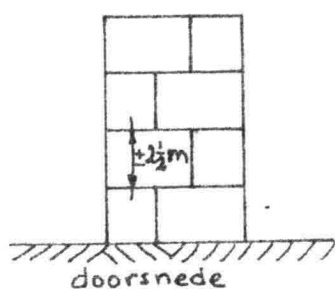
In geval A zal de ingesloten lucht als buffer werken, zodat de klap aanzienlijk minder is, daar de energie door het samenpersen van de lucht geleidelijker wordt opgenomen. De ontsnappende lucht veroorzaakt spuiters. In geval B komt de volle energie tegen de wand.

Vroeger nam men wel aan dat de ingesloten lucht een voorwaarde was voor het ontstaan van de golfklap.

Welke is nu de invloed van deze grote klappen met zo'n korte tijd op een zwaar lichaam (dam)?

Bij b.v. stalen schuiven zoals in de Haringvliet-sluizen is het gevaarlijk, door de door de klap opgewekte trillingen die de slappe constructie moet opnemen.

Bij zware lichamen is het gevaar dan ook niet zo groot, echter wel voor details van de dam, zoals b.v. de voegen bij dammen, opgebouwd uit blokken.

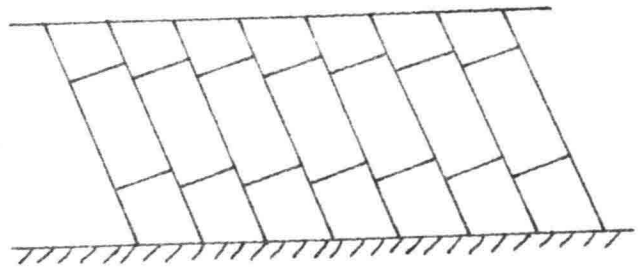
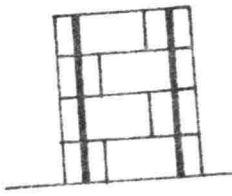


De blokken moeten goed in verband liggen, anders bestaat het gevaar dat in "karachi" optrad, het "openbarsten" van de dam.

De voegen moeten verder goed dicht zijn, anders door wave impact uitspoeling van de voegen. De golfklap geeft dan ook druk in de voeg, niet over de volle breedte, maar kan zodoende toch een kracht van b.v. $\pm 50 \cdot 10^4$ N veroorzaken. Blokken b.v. ± 60 ton, zodat de wrijving zeer sterk gereduceerd is. Na verloop van tijd, misschien enige jaren, kan de dam dan kapot gaan.

De controle bij het bouwen moet dan ook goed zijn, men werkt met duikers, die de blokken controleren. Deze duikers en het secuurstellen van de blokken, geven een beperking aan de werkbaarheid.

Een "oplossing" tegen de wrijvingsvermindering tussen de blokken zou kunnen zijn, dat men verticaal gaten maakt waarin stalen staven, b.v. oude spoorrails ingestort worden.



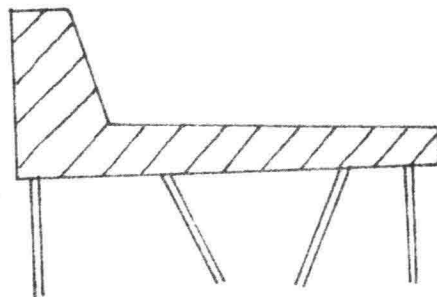
Het grote probleem echter bij verticale damwanden blijft: de zetting van de ondergrond.

In landen, waar weinig geschoold personeel aanwezig is, kan een goedkope oplossing de volgende zijn:

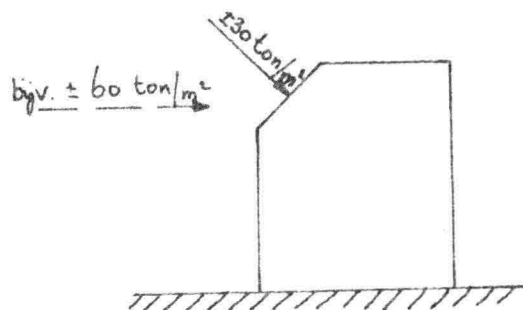
De lagen worden schuin gestapeld, zodat we een enigszins "flexibele" constructie krijgen.

Deze oplossing heeft men toegepast in Lagos, Nigeria, waar weinig geschoold personeel aanwezig was. Voor de bouw van kademuren, in Nederland, waar wél geschoold personeel is, zal men een oplossing kiezen zoals bij veel kademuren in Nederland, op palen en met gewapend beton.

Bij de constructie van bovenstaande figuur blijft het bezwaar van de wave impact bestaan.

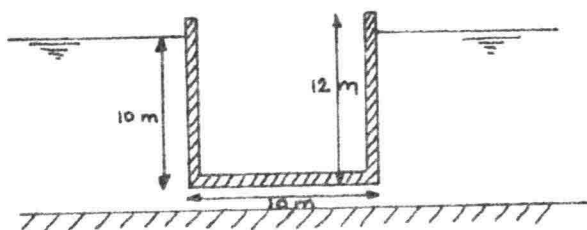


Om de golfklappen te verminderen past men wel toe een afschuining aan de voorkant. Dit is toegepast in Hanstholm (Denemarken). Prof. Lundgren noemt dit "chamfered breakwater". Het idee is van het Waterloopkundig Laboratorium.



De stenen constructie is een vrij traditionele. Om snel te bouwen past men tegenwoordig caissons toe. B.v. een caisson van 12 m hoogte, 10 m breedte en 40 m lengte. Als deze vervoerd wordt met een diepgang van 10 m, dan heeft zo'n caisson een waterverplaatsing van 4000 ton. Dit is een klein

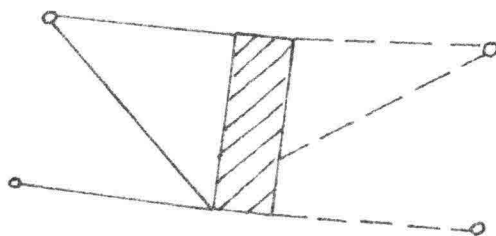
zeeschip. Wanneer hij bijna gezonken is zelfs ± 5000 ton.



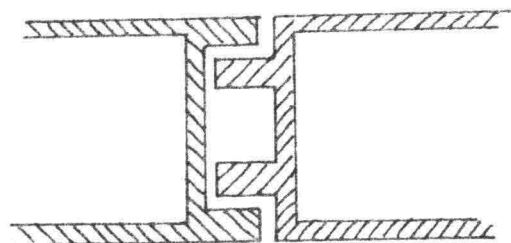
De caisson is dus moeilijk manoeuvreerbaar. Golven die altijd wel aanwezig zijn geven drukverschillen die door verankerde kabels nog wel op te nemen zijn, de ontstane horizontale krachten liggen in de orde van grootte van b.v. $80 \cdot 10^4$ Newton, deze zijn door drie kabels op te nemen. Maar dan mag de caisson niet bewegen, immers door beweging komen er in korte tijd veel grotere krachten in de kabels. Deze kunnen wel oplopen tot $400 \cdot 10^4$ N.

We zouden dan de caisson ook aan de andere kant (stippellijn) kunnen vastzetten. Dit zal echter in de praktijk niet doenlijk zijn.

Daarom manoeuvreren we de caisson met sleepboten, echter accepteren we nu dat de caisson exact op z'n plaats komt, omdat de sleepboten een geringe capaciteit

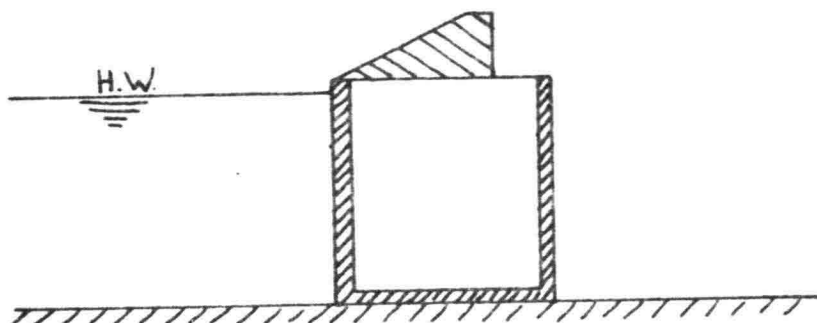


hebben ten opzichte van de waterverplaatsing van de caisson. Om toch nog enige grotere nauwkeurigheid te verkrijgen, heeft men daarom wel ^(de onderstaande) constructies uitgedacht. De tussenruimte moet opgevuld worden, het is aan te raden er ook fenders tussen te plaatsen om stoten op te vangen.

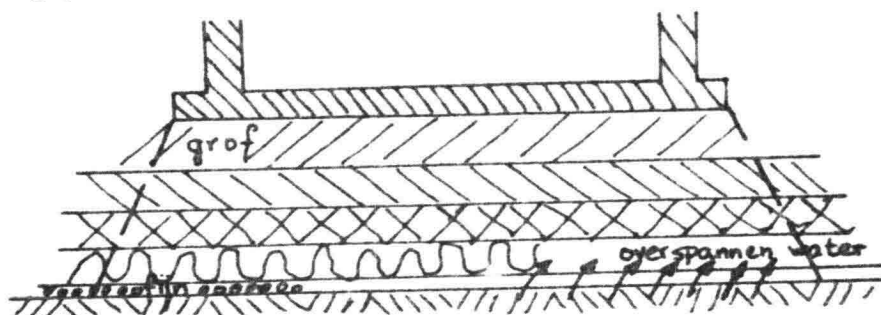


Desalniettemin krijgen we met de caissons geen keurige rechte dam. Daarom heeft men wel een caisson ontworpen, die iets boven de hoogwaterlijn ligt,

en met op de caisson, ter afwerking een talud. Dit is tevens gunstig als middel tegen de golfklappen.

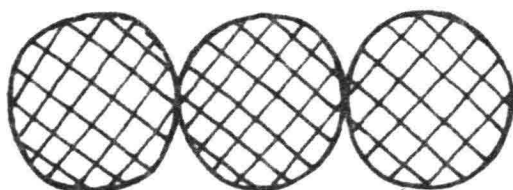


Andere constructie: een dam in Noord-Afrika: hier waren geen mogelijkheden voor een dam met talud, omdat er geen goede harde steen in de omgeving was. Daarom heeft men een oude tanker aan de grond gezet, als tijdelijke golfbreker. Deze verzakte echter door liquifaction. Een mogelijkheid is wellicht een filter onder een caisson aanbrengen. Via dit filter kan dan het overspannen water uit de bodem ontwijken, zodat de reden van de liquifaction weggenomen is. Bovendien is de spreiding van de druk naar de ondergrond gunstiger. Filter \pm 2 m dik. Deze constructie moet evenwel beproefd worden, dit kost tijd,



te veel tijd voor de dam in Noord-Afrika.

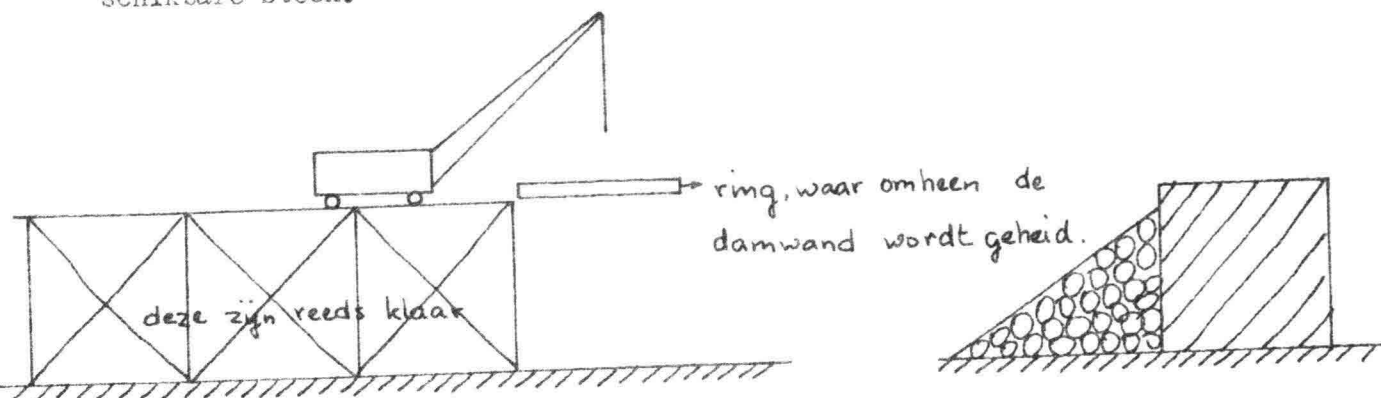
Men koos een andere constructie, men heide namelijk slappe cirkelvormige wanden. De wanden zijn van gewone staalprofielen. Direct na het heien moet de ruimte binnen de wand volgestort worden met beton of zand.



Het construeren van deze damwand verliep als volgt:

de damwand werd geheid rond een grote ring, met een heil-installatie, die voor zich uitwerkte. Voor de wand stortte men nog een talud van de vrij slechte be-

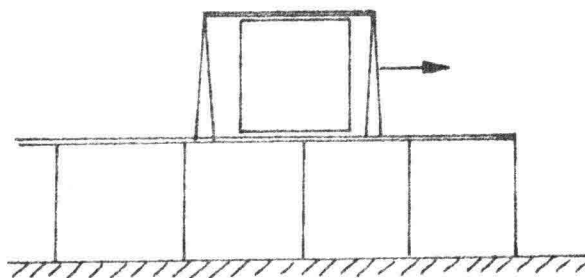
schikbare steen.



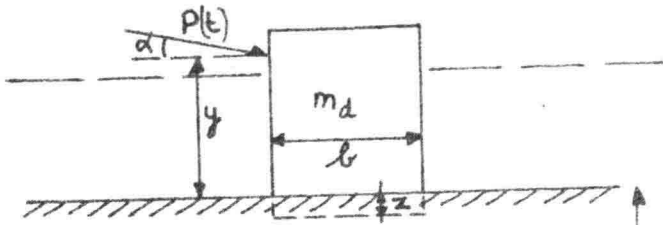
Wanneer de dam, gebruikt als kademuur voor beperkte duur wordt gebruikt, zoals voor oliehavens, dan hoeft een stalen wand eventueel niet kathodisch beschermd te worden.

De berekening van deze constructie is heel moeilijk, vooral door de trillingen. De ronde vorm is nodig omdat de wand slap is. Daarom is het onnodig ronde caissons te maken, daar deze stijf genoeg zijn. Dit zou alleen maar meer geld kosten.

Toch heeft men in Hanstholm de ronde caisson gekozen. Deze caissons werden bovenlangs aangevoerd met een speciale kraan. Deze betonnen ringen werden in één keer geplaatst, dit is gemakkelijker in golven dan varende caissons.



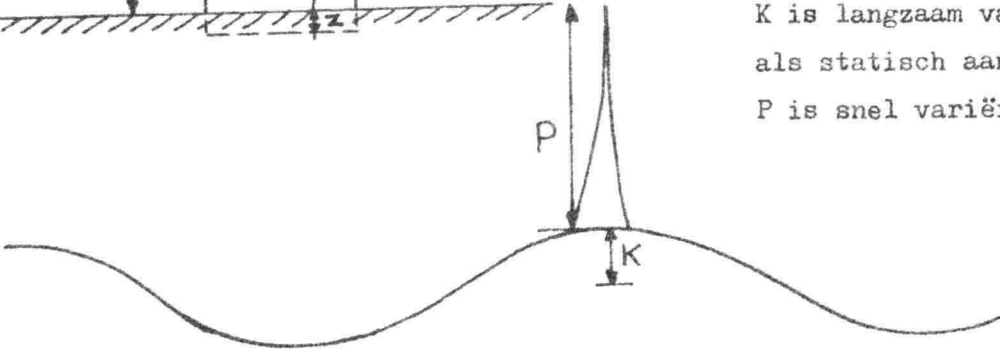
Nadere beschouwing over het evenwicht van de verticale golfbreker.



$P(t)$ is de kracht die zou kunnen aangrijpen, de kracht door de klap.

K is langzaam variërend, wordt als statisch aangenomen.

P is snel variërend.



verder blz. 80

Voor de statische belasting geldt:

$$\begin{array}{l} \text{verticaal: } K \cdot \sin \alpha \downarrow \\ c \cdot z \uparrow \\ m_d \cdot g \downarrow \\ \rho_w \cdot g \cdot b \cdot h \uparrow \end{array}$$

waarin: z = verticale verplaatsing
 c = elasticiteitsconstante
 van de grond

dus: $K \sin \alpha + (m_d - \rho_w \cdot b \cdot h)g = c \cdot z$ waarin alleen z onbekend is.

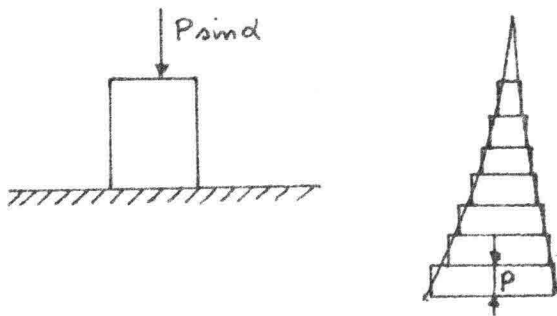
horizontaal: $K \cos \alpha \cdot y$ = moment van de grondspanningsverdeling in het bodemvlak.

Voor de dynamische piekbelasting is het anders, we zagen reeds hoe groot deze kracht kan worden in korte tijd.

Om het principe te belichten, bekijken we alleen de verticaal ontbondene.

1) De piek wordt geschematiseerd, we maken er een blokfunctie van.

2) We beschouwen één blokje met hoogte p .



Het evenwicht alleen ten gevolge van de dynamische belasting wordt nu:

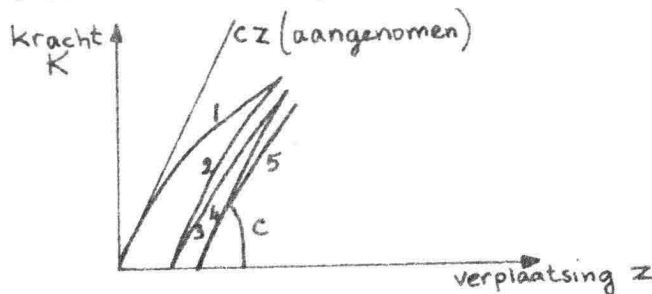
$$\begin{array}{l} P \sin \alpha \downarrow \\ c \cdot z \uparrow \\ (m_d + m_g) \ddot{z} \uparrow \end{array} \quad \begin{array}{l} \text{Er komt een traagheidskracht bij.} \\ \text{Door de klap trilt niet alleen de dam, maar tevens} \\ \text{een deel van de ondergrond. Dit gedeelte behoort} \\ \text{dus bij de traagheidskracht, in de formule de } m_g. \end{array}$$

De trilling wordt in de grond echter uitgedempt. De verplaatsing z van de trillende gronddeeltjes is niet voor de hele trillende massa dezelfde. Daarom rekenen we met een fictieve grondmassa m_g en wel zo dat:

m_{grond} = equivalente grondmassa die in z'n geheel trilt met een amplitude z , de amplitude van het oppervlak van de grond en daarbij gelijke hoeveelheid energie opneemt als de werkelijk trillende grondmassa.

We hadden aangenomen in de term $c \cdot z$ dat de grond elastisch was, dit is beslist niet waar, in werkelijkheid verloopt de c zoals in de figuur is aangegeven van 1 tot 5 (enz.), waarbij na verloop van tijd de lijn voor belasting en ontlasting vrijwel gaan samenvallen.

Daarom moeten we een c nemen die optreedt na enige zettingen.



We hebben nu gekregen een massa-veer systeem, waarbij ook de veer (de grond) een massa heeft.

$$P \sin \alpha - (m_d + m_g) \ddot{z} = c z \quad (\text{alleen voor dynamische belasting}).$$

Oplossing van deze differentiaal vergelijking : $z = + \frac{P \sin \alpha}{c} (1 - \cos \omega t)$

waarin: $\omega = \sqrt{\frac{c}{m_d + m_g}}$

We moeten wel bedenken dat de trekspanningen in de grond moeilijk worden opgenomen, echter normaal ook niet voorkomen door de ~~ware~~ spanning ten gevolge van de statische druk en belasting.

Kracht op de bodem is: $= P \sin \alpha - m_d \ddot{z}$

hier alleen de massa van de dam meerekenen

$$K_{\text{bodem}} = P \sin \alpha - m_d \ddot{z}$$

$$z \text{ is bekend} = \frac{P \sin \alpha}{c} (1 - \cos \omega t)$$

$$\dot{z} = + \frac{P \sin \alpha}{c} \cdot \omega \cdot \sin \omega t$$

$$\ddot{z} = \omega^2 \frac{P \sin \alpha}{c} \cos \omega t = \frac{P \sin \alpha \cdot \cos \omega t}{m_d + m_g}$$

deze betrekking substitueren in de bodemkracht formule:

$$K_{\text{bodem}} = P \sin \alpha \left[1 - \frac{m_d}{m_d + m_g} \cos \omega t \right]$$

$$K_{\text{max bodem}} = P \sin \alpha \left(1 + \frac{m_d}{m_d + m_g} \right)$$

hierin is $\frac{m_d}{m_d + m_g} = \chi$, de vergrotingsfactor is $1 + \chi$

We nemen nu aan: blokfunctie P oneindig lang

maximale waarde van de vergrotingsfactor: $1 + \chi = 2$

treedt op als de dam zwaar is t.o.v. de meebewegende grond, dit zal zijn bij harde grond, minder zetting.

minimale waarde van de vergrotingsfactor: $1 + \chi = 1$

dit als de dam licht is en we slappe grond hebben.

Wat doet nu de w ?

bij harde grond: hoge c	}	w zal groot zijn
kleine m_g		
bij slappe grond: geringe c	}	w laag
vrij grote m_g		

$T = 0,04$ voor harde bodem

$T = 0,4$ voor slappe bodem

Orde van grootten zoals destijds voor de dam van Hanstholm berekend:

De uiteindelijke grootte en vorm van de belasting die doorgegeven wordt aan het grondvlak van de dam wordt bepaald door de duur van de verschillende blokvormige belastingen in vergelijking met de periode T van de trilling van het dam-grond systeem. Een voorbeeld van de vergroting van een golfklap zal later worden gegeven.

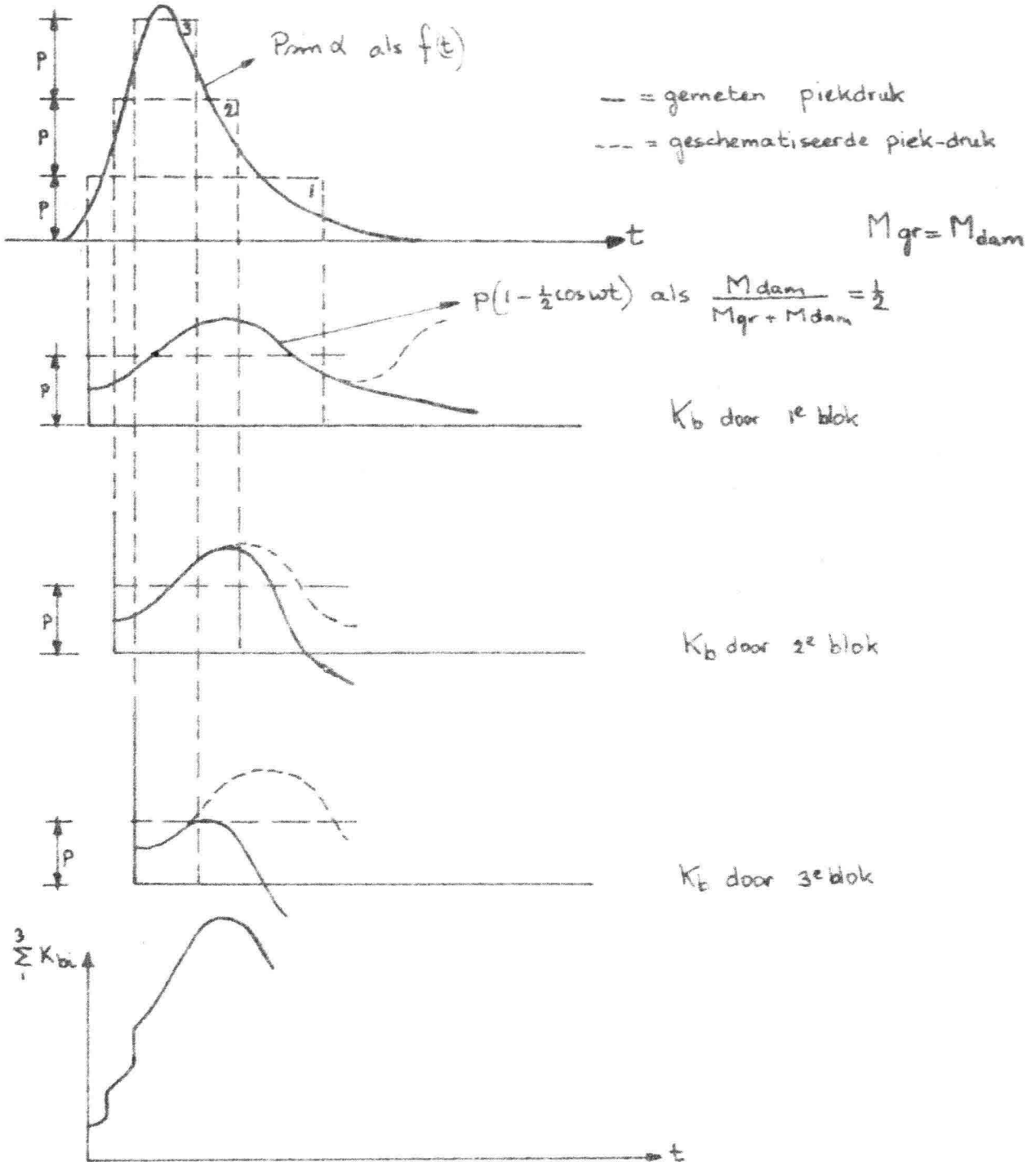
Samenvattend kan worden gesteld:

T groot, slappe grond, relatief lichte dam;
kleine vergrotingsfactor.

T klein, harde grond, relatief zware dam;
grote vergrotingsfactor.

Voorbeeld berekening vergrotingsfactor door golfklap.

Bedenk P is de kracht op de dam door de golf en K is de kracht onder aan de dam.



Door kleinere onderverdeling van de piek kan een minder discontinue sommatie-kromme worden geconstrueerd. Deze stappen-methode is typisch iets voor een rekentuig.

De op deze wijze geconstrueerde piek levert juist een vergrotingsfactor op van 1.

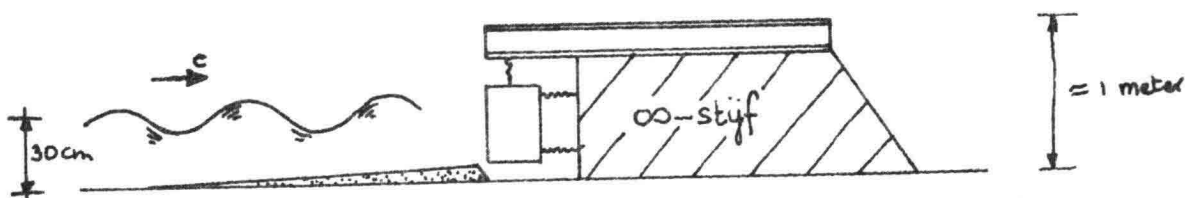
De vergrotingsfactor onder aanname $M_{\text{grond}} = M_{\text{dam}}$, zonder de beperking van de duur van de belasting en de geleidelijke toename in aanmerking te nemen, zou 1,5 zijn; immers $\chi = \frac{M_{\text{dam}}}{M_{\text{dam}} + M_{\text{grond}}} = \frac{1}{2}$ en dus vergrotingsfactor $1 + \chi = 1,5$.

Het meten van de krachten in een model.

In principe is meten van de grootte van de golfklap eenvoudig.

Men meet de kracht op een damlichaam m.b.v. 3 verplaatsingsmeters, waarvan bekend is onder welke belasting ze een bepaald bedrag van lengte veranderen.

Door het lichaam (dam) statisch bepaald op te leggen wordt direct de kracht door de golfklap in richting en grootte bepaald.



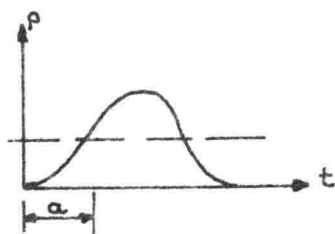
Het model bootst niet volkomen de werkelijkheid na; immers de meeverende grondmassa ontbreekt. Dit is echter ook niet de bedoeling. De "grond" die in het prototype de veer vormt heeft een eigen zeker niet te verwaarlozen massa. De veren in het model (de krachtmeters) hebben een te verwaarlozen massa, zodat:

$$\chi = 1 + \frac{M_{\text{dam}} + M_{\text{w}}}{M_{\text{w}} + M_{\text{dam}} + 0} = 2 !$$

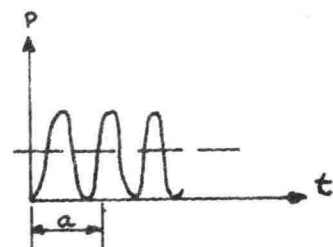
M_{w} = meetrillende massa water om het damlichaam; deze is $\approx h^2$ (h=waterdiepte).

Men vraagt zich af: moeten de krachtmeters ("veren") slap of stijf zijn.

Slappe veer:



Stijve veer:



$a = \text{duur van de klap.}$

Bij de slappe veer duurt de klap korter dan de halve periode van het massa (=dam) -veer (=krachtmeter)- systeem.

De top van de te meten kracht wordt dus niet gemeten. (Zie 3^e blok van voorbeeld).

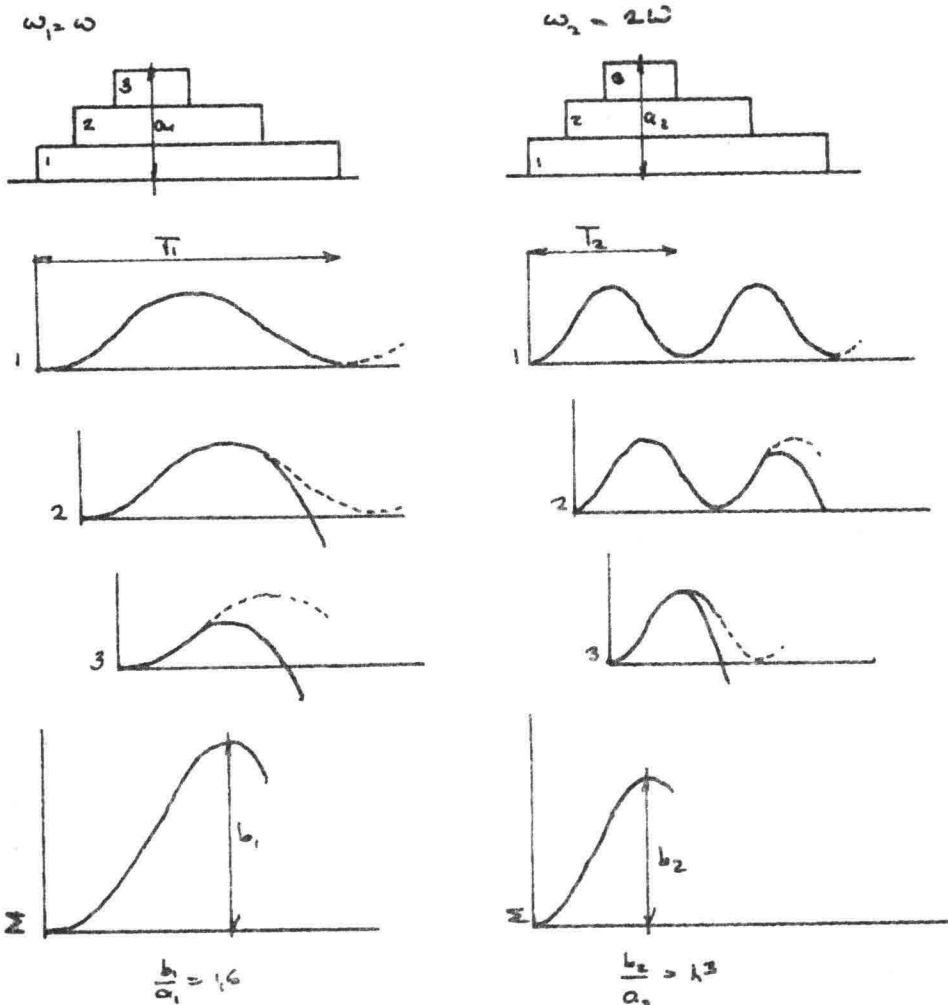
Men wil de w van het systeem groter maken: $w = \sqrt{\frac{c}{M_{\text{dam}} + M_w}}$

c = veerconstante ($P = c \cdot \Delta l$). Maakt men c groot en M_{dam} klein, dan wordt w groter. Populair kan men zeggen dat de stijve veer alle bewegingen in zeer korte tijd volgt.

Een nadeel is dat de verlengingen resp. verkortingen van de veer klein zijn ($\Delta l = \frac{P}{c}$) en dus met zeer gevoelige apparatuur geregistreerd moeten worden;

Temperatuur-uitzettingen worden ook gemeten; hebben de veren een verschillende temperatuur na het ijken gekregen, dan moet men een kracht die er niet is.

Constant besproeien met water houdt de temperatuur van de veren gelijk.

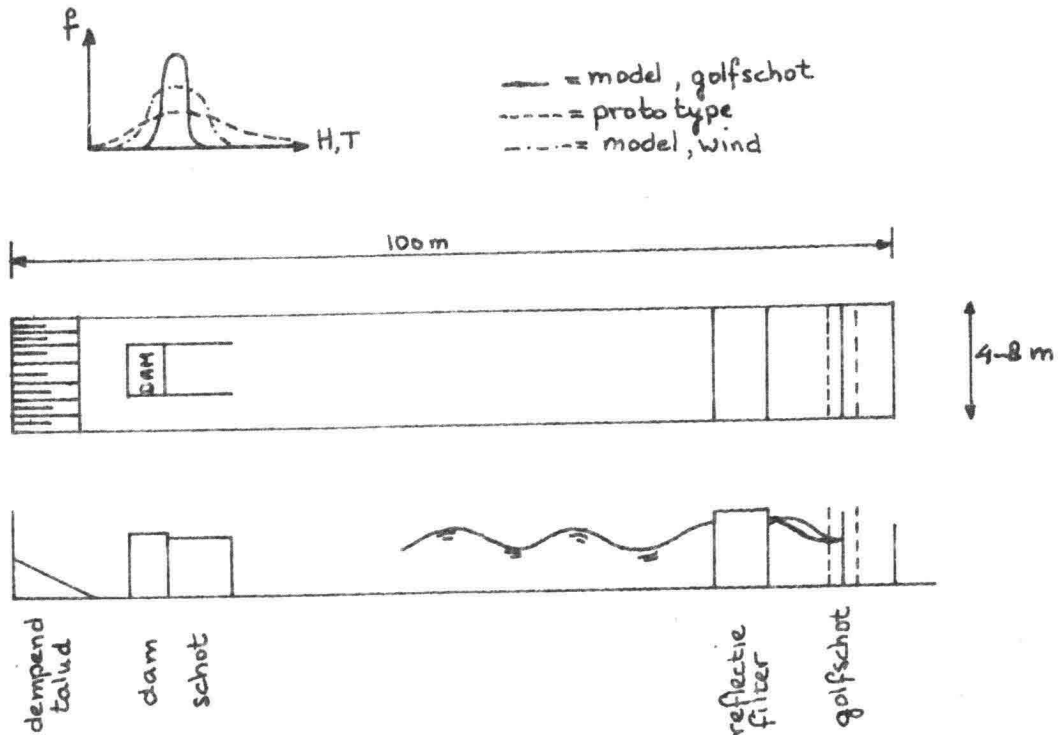


De golfklapkracht kan ook direct gemeten worden met behulp van drukdozen. Een ruimte is aan de waterzijde afgedekt met een membraan. Verkorting van afstand b door overdruk buiten de doos wordt m.b.v. rekelementjes gemeten en geeft een indicatie van de op het membraan uitgeoefende druk. Worden deze drukdozen in een reeks naast elkaar op de voorkant van het damlichaam geplaatst,

dan kan tevens de verdeling van de golfklap over de breedte van de constructie worden nagegaan.

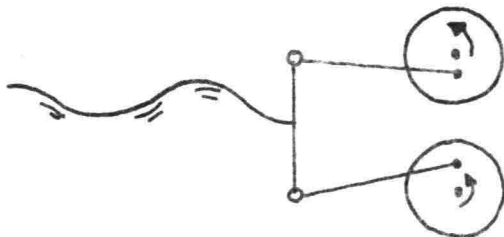


De golven worden opgewekt door een golfschot of door wind.
Een golfschot produceert een regelmatig golfspectrum.
In de werkelijkheid is het golfpatroon niet zo regelmatig.
Door wind opgewekte golven geven een betere benadering van de werkelijkheid.



Het langsschot voor de damconstructie dient om een recht op de dam afkomende golf te verkrijgen en geen hinderlijke reflectiegolven van de zijkant van de golfgoot.

Om echter een volledig golfspectrum te simuleren is het niet voldoende regelmatige golven met wind te corrigeren, maar moet een onregelmatige golf worden opgewerkt met een voorgeschreven onregelmatigheid. Dit kan met een zogenaamd geprogrammeerd golfschot worden gerealiseerd, door hydraulische aandrijving van het golfschot op twee punten, met een elektronische besturing volgens een bepaald voorgeschreven programma.



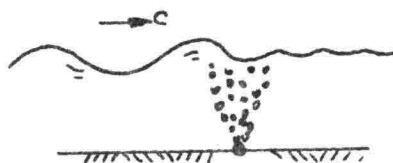
Iedere orbitale beweging en hoogte en periodewerdeling is nu na te bootsen.

Diverse minder gebruikelijke typen golfbrekers worden nu nog behandeld:

1) Pneumatische golfbrekers

Idee: golven (= zeer regelmatig turbulentie) met turbulentie uitdempen.
(Ph. Brasher).

De turbulentie met luchtballen te forceren:

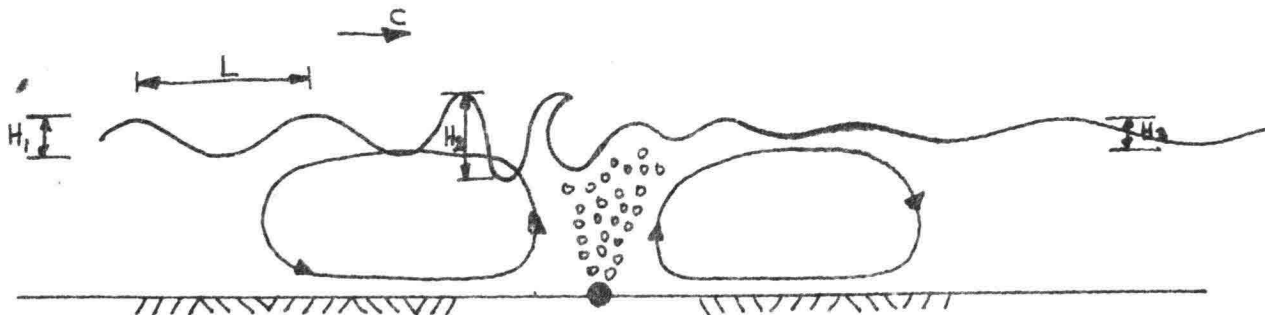


Laurey construeerde een bubble-gun voor de steiger van de veerboot in Dover. Een zeer grote hoeveelheid lucht wordt om de 3 à 4 seconden op de bodem van de haven losgelaten.

Uit recente onderzoekingen in het Waterloopkundig Laboratorium van Delft bleek dat niet de opgewekte turbulentie, maar de waterstroom die door de luchtballen wordt veroorzaakt, de golven dempt. Door de tegenstroom aan de oppervlakte worden de golven hoger (periode blijft dezelfde) en breken tenslotte.

De constructie werkt goed in niet al te hoge golven.

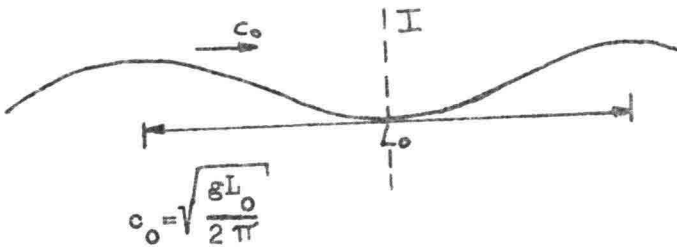
Deze golfbreker-constructie vindt toepassingen wanneer niet continu rustiger water nodig is, maar alleen op bepaalde tijden (veerboot)



$H_1 < H_2$

$H_3 < H_1$

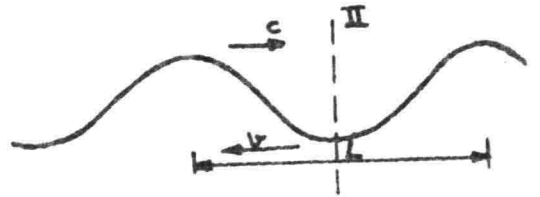
Pneumatische golfbrekers
(zie Wiegel - Oceanography)



$$T = \frac{L_0}{c_0} \cdot c = \frac{\omega}{k_0} = \sqrt{\frac{g}{k_0}}$$

$$\omega = \sqrt{gk_0} = g/c \text{ of } c = g/\omega = \frac{g}{2\pi} \cdot T = 1,56T$$

$$k_0 = \frac{\omega^2}{g} \text{ of } L_0 = \frac{g}{2\pi} T^2 = 1,56 T^2$$



$$c = \sqrt{\frac{gL}{2\pi}} = \sqrt{\frac{g}{k}} \text{ als } k = \frac{2\pi}{L}$$

(k=golfgetal)

c is de golfsnelheid t.o.v. een vast assenkruis. met de stroom (v) meebewegend

de resultante t.o.v. een vast assenkruis is (c - v)

Er gaan door I zowel als door II evenveel golven per tijdseenheid, dus de periode is voor beide dezelfde, d.w.z.

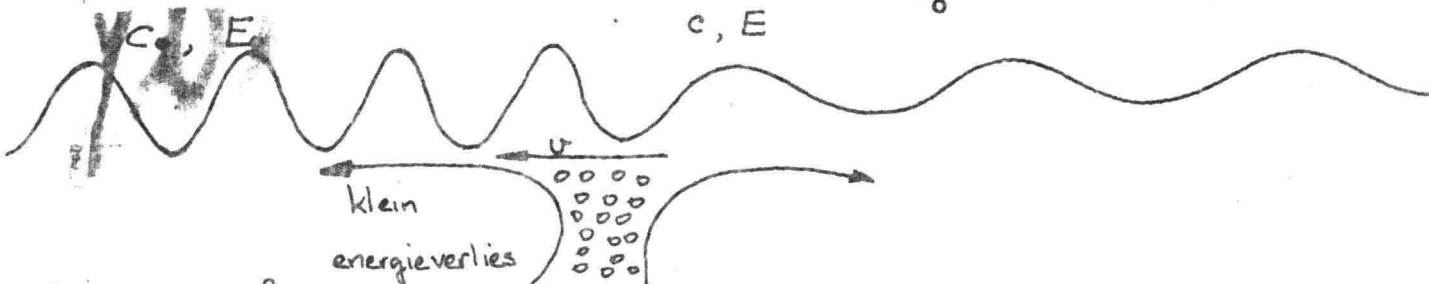
$$T = \frac{L_0}{c_0} = \frac{L}{c-v}$$

ofwel $\frac{2\pi c_0}{g} = \frac{2\pi c^2}{(c-v)g} \rightarrow c^2 - c_0 \cdot c + c_0 \cdot v = 0$

deze vergelijking heeft de volgende oplossingen: $c_{1,2} = \frac{c_0 + \sqrt{c_0^2 - 4c_0v}}{2}$

of: $c = \frac{c_0 \pm c_0 \sqrt{1 - \frac{4v}{c_0}}}{2}$

Deze oplossing heeft reële waarden voor c als: $\frac{4v}{c_0} < 1$, dus als $v < \frac{c_0}{4}$



Als $v > \frac{c_0}{4}$, dus als er geen reële snelheid c meer kan zijn, dan pas werkt dit soort "golfbrekers", de golf breekt.

Het is mogelijk dat de aankomende golf reeds de maximale steilheid heeft, te weten $\frac{H_0}{L_0} = \frac{1}{7}$, dan heeft de golf weinig nodig om reeds te breken, in zulke gevallen werkt de pneumatische golfbreker goed.

Het energietransport is:

$$\frac{1}{2} c_0 \cdot E_0 = \frac{1}{2} c E - v E = E(\frac{1}{2}c - v)$$

$$\text{ofwel: } \frac{E}{E_0} = \frac{\frac{1}{2} c_0}{\frac{1}{2}c - v}$$

Nu is de energie een functie van ondermeer H^2 , immers $E = f(H^2) = \frac{1}{8} \rho g H^2$

$$\text{zodat: } \frac{E}{E_0} = \frac{H^2}{H_0^2} = \frac{\frac{1}{2} c_0}{\frac{1}{2}c - v}$$

$$\text{ofwel: } \frac{H}{H_0} = \sqrt{\frac{\frac{1}{2} c_0}{\frac{1}{2}c - v}} = \sqrt{\frac{1}{\frac{c}{c_0} - \frac{2v}{c_0}}}$$

Uit de vergelijkingen : $c = \frac{c_0 \pm c_0 \sqrt{1 - \frac{4v}{c_0}}}{2}$ willen we de L bepalen t.o.v. L_0

$$c_0^2 = \frac{g}{2\pi} \cdot L_0 \quad \theta^2 = \frac{g}{2\pi} \cdot L$$

dit levert door substitutie : $\frac{H}{L_0} = \frac{1}{4} (1 + \sqrt{1 - \frac{4v}{c_0}})^2$

Hiermee hebben we $\frac{L}{L_0}$ uitgedrukt als functie van c_0 en v .

Dit doen we ook voor $\frac{H}{H_0}$:

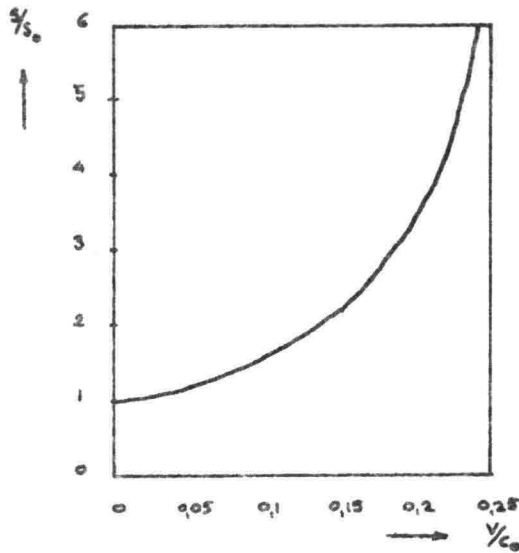
$$\text{immers: } \frac{H}{H_0} = \sqrt{\frac{1}{\frac{c}{c_0} - \frac{2v}{c_0}}}, \text{ hierin substitueren : } \frac{c}{c_0} = \frac{1}{2} (1 \pm \sqrt{1 - \frac{4v}{c_0}})$$

$$\text{zodat: } \frac{H}{H_0} = \sqrt{\frac{1}{\frac{1}{2} \pm \sqrt{1/4 - \frac{v}{c_0}} - \frac{2v}{c_0}}}$$

De steilheid S: $S = \frac{H}{L}$

$$\frac{S}{S_0} = \frac{H}{L} \times \frac{L_0}{H_0} = \frac{H}{H_0} \times \frac{L_0}{L} = \frac{1}{\frac{1}{2} - \frac{2v}{c_0} \pm \sqrt{1/4 - \frac{v^2}{c_0^2}}} \cdot \left\{ \frac{1}{\frac{1}{2} \pm \frac{1}{2} \sqrt{1/4 - \frac{v^2}{c_0^2}}} \right\}$$

In grafiek:



Voorbeeld: $1,56 T^2 = 100m = L$

$T = 8 \text{ sec.}$

$H = 2m$

$S_0 = 2/100 = 1/50$

Voor breken: $S=1/7$

$\frac{S}{S_0} = \frac{1/7}{1/50} = 7$ zeer hoog

maar toch $v/c_0 < 0,25$

Andere golf: $H = 0,2 \text{ m}$, andere gegevens als in het vorige voorbeeld

$\frac{S}{S_0} = 70$. Extreem hoog, maar weer $v/c_0 < 0,25$.

Nog een andere golf: $H = 10 \text{ m} \rightarrow S_0 = \frac{10}{100} = 0,1$

$\frac{S}{S_0} = \frac{10}{7} = 1,4$

Uit de grafiek volgt: bij $\frac{S}{S_0} = 1,5 \rightarrow \frac{v}{c_0} = 0,10$ wanneer dus $\frac{v}{c_0} > 0,10$

dan breekt de golf. Hier is dus duidelijk geringere snelheid nodig.

Algemene afleiding: $\omega = \frac{2\pi}{T}$

$\omega^2 = g \cdot k$, grondformule voor een golf

$k = \frac{2\pi}{L}$

ofwel: $\frac{(2\pi)^2}{T^2} = g \frac{2\pi}{L} \rightarrow L = \frac{g}{2\pi} T^2$



We willen op het golfverschijnsel $\omega^2 = gk$ de snelheid v superponeren, dan krijgen we: $(\omega + kv)^2 = gk$.

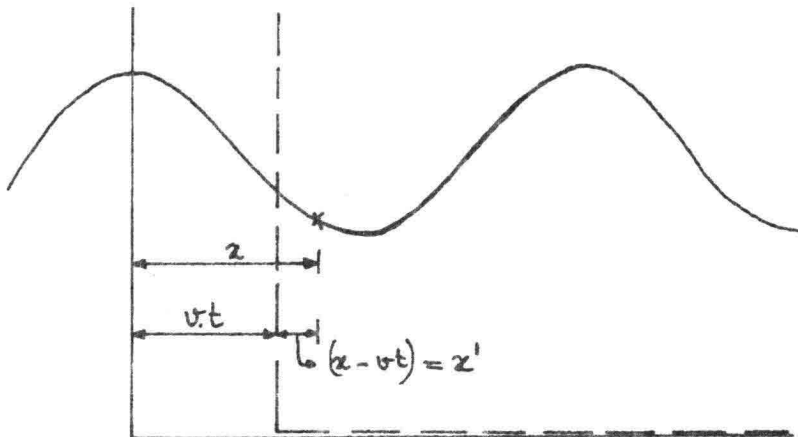
Verduidelijking:

$\xi = \chi \cdot \cos(kx - \omega t)$ d.w.z. dit is een verschijnsel, dat zich in positieve x -richting voortplant met $c = \frac{\omega}{k}$.

Immers: $kx_0 - \omega t_0 = kx - \omega t$.

Begin: $x_0 = 0$, dan $kx = \omega t$, ofwel: $\frac{x}{t} = c = \frac{\omega}{k}$

$t_0 = 0$



Stippelijns: verplaatst assenkruis. Dankzij de verplaatsing worden alle x -waarden $v \cdot t$ kleiner. Voor gestippeld assenkruis: $\xi = \chi \cos[k(x' + vt) - \omega t]$
 $= \chi \cos[kx' - (\omega - kv)t]$

Dit is de verandering van ω als het assenkruis in positieve x -richting verplaatst.

$$(\omega + kv)^2 = gk = \omega^2$$

Dit is een verplaatsing van het assenkruis tegen de golfrichting in.

Dit levert: $\omega' > \omega$

$$T' < T$$

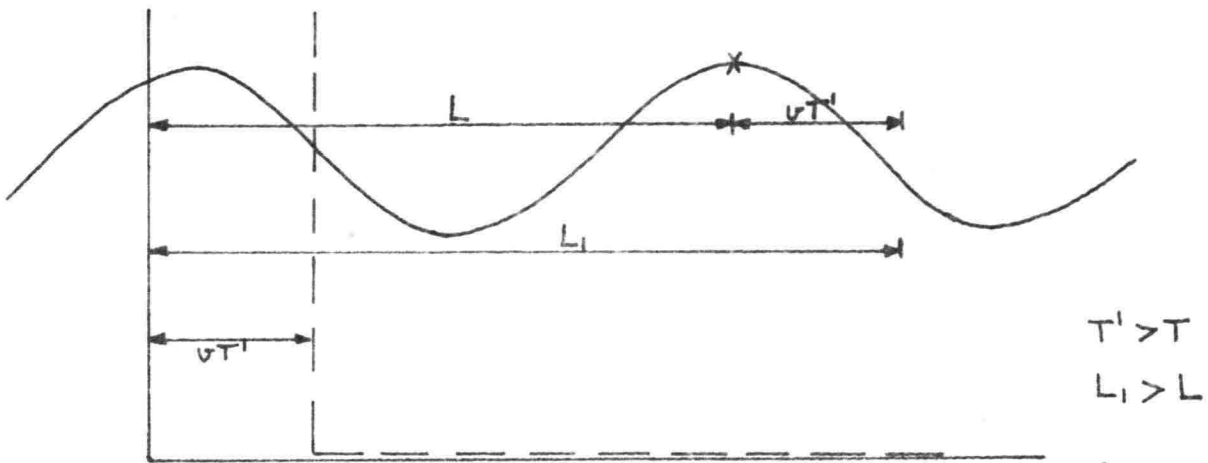
$$L' < L$$

$$c' < c$$

In positieve richting: $\omega' = \omega - kv$

$$\omega' < \omega$$

$$T' > T$$



Andere afleiding:

We hebben nu: $L' = L + vT'$

$$cT' = cT + vT'$$

$$(c-v)T' = cT$$

$$\frac{T'}{T} = \frac{c}{c-v} = \frac{1}{1-v/c}$$

ofwel:

$$\frac{2\pi}{\omega'} \times \frac{\omega}{2\pi} = \frac{1}{1-v/c} \quad \omega' = \omega - v/c \cdot \omega$$

Nu is: $\frac{\omega}{c} = \frac{2\pi}{cT} = \frac{2\pi}{L} = k$ dus: $\omega' = \omega - kv$.

Dit als het assenkruis met de golf meebeweegt.

$\omega' = \omega + kv$ dan wanneer het assenkruis tegen de golf in beweegt, wat in bovenstaande redenering aangetoond is.

De afleiding voor tegenstroom wordt nu: $(\omega + \frac{2\pi}{L}v)^2 = g \frac{2\pi}{L}$

$$\omega^2 L^2 + 2\pi \cdot (2\omega v - g)L + 4\pi^2 v^2 = 0$$

ofwel:

$$\frac{L}{2\pi} = \frac{-2\omega v + g \pm \sqrt{(2\omega v - g)^2 - 4\omega^2 v^2}}{2\omega^2}$$

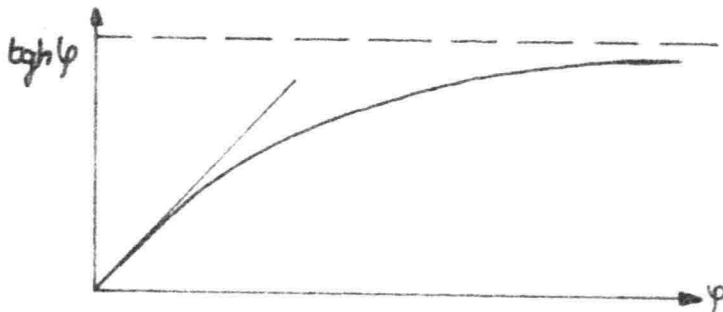
Deze oplossing heeft reële waarden wanneer: $(2\omega v - g)^2 \geq 4\omega^2 v^2$

ofwel: $v \leq \frac{g}{4\omega} = \frac{1}{4} c_0$

Tot nu toe spraken we steeds over golven in diep water. We willen nu golven in ondiep water bekijken.

Hiervoor geldt: $(\omega + kv)^2 = g \cdot k \cdot \tanh(k \cdot h)$

$$\left(\omega + \frac{2\pi v}{L}\right)^2 = g \frac{2\pi}{L} \tanh \frac{2\pi h}{L}, \text{ dit is de golf formule.}$$



We stellen nu: $g \operatorname{tanh}(k \cdot h) = g'$

zodat: $\left(\omega + \frac{2\pi v}{L}\right)^2 = g' \frac{2\pi}{L}$

De eerste eis is dat in ondiep water de snelheid moet voldoen aan:

$$v = \frac{g'}{4\omega} = \frac{g \operatorname{tanh}(k \cdot h)}{4\omega}$$

Een andere eis is: $\left(\omega + \frac{2\pi v}{L}\right)^2 = \frac{2\pi g}{L} \operatorname{tanh} \frac{2\pi h}{L}$

De eerste eis is niet direct uit te rekenen, immers de golfsnelheid is een functie van de golflengte die weer een functie van de snelheid is.

Hoe dan toch L te bepalen? Dit moet via de andere eis gebeuren door itereren;

Afleiding voor zeer ondiep water, waarbij $tgh k \cdot h = k \cdot h$

Dan is de voorwaarde voor onbestaanbaar zijn van L, dus voor breken:

$$v = \frac{gk \cdot h}{4\omega}$$

Dus $k = \frac{4 \omega v}{gh}$

Deze waarde moet ook voldoen aan de basisvergelijking, dus aan $(\omega + kv)^2 = gh \cdot k^2$.

Dit geeft:

$$\left(\omega + \frac{4\omega}{gh} v^2\right)^2 = 16 \omega^2 v^2 gh$$

$$(\omega gh + 4\omega v^2)^2 = 16 v^2 gh \omega$$

$$(gh + 4v^2)^2 = 16 v^2 gh$$

$$16 v^4 + 8 v^2 gh + g^2 h^2 - 16 v^2 gh = 0$$

$$16 v^2 - 8 v^2 gh + g^2 h^2 = 0$$

$$(4v^2 - gh)^2 = 0$$

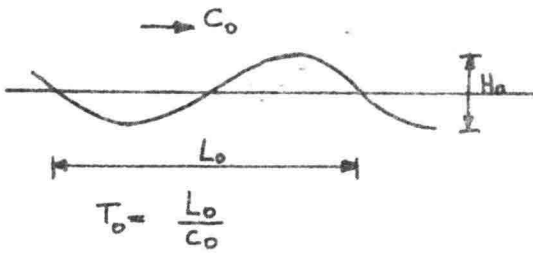
$$v = \frac{1}{2} \cdot \sqrt{gh} = \frac{1}{2} c$$

Hierin is c de golfsnelheid voordat deze wordt beïnvloed door de pneumatische golfbraker.

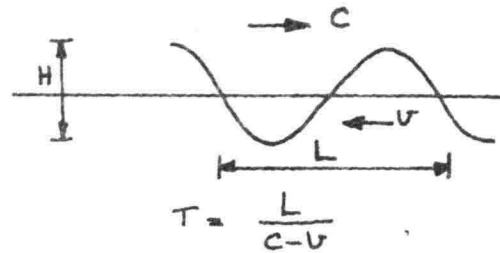
Afgeleid voor golven met tegenstroom zijn de formules

$$(\omega + kv)^2 = gk \operatorname{tgh} kh$$

$$v = 1/4 \frac{g \operatorname{tgh} kh}{\omega}$$



ongestoorde golf in diep water



golf met tegenstroom ($\leftarrow + v$)

Stel voortplantingssnelheid van de ongestoorde golf in diep water $c_0 = \sqrt{\frac{g}{2\pi} L_0}$

De periode vóór het inblazen van lucht en erna blijft gelijk, dus $T_0 = T$,

dus ook $\frac{L_0}{c_0} = \frac{L}{c-v}$

$$L_0(c-v) = L c_0 \quad \approx \quad \frac{c_0}{L_0} \text{ geeft:}$$

$$c_0(c-v) = \frac{L}{L_0} c_0^2$$

$$c_0(c-v) = \frac{L_0 \frac{g}{2\pi} L_0}{L_0} = L \frac{g}{2\pi} = c^2$$

$$c_0(c-v) = c^2$$

De positieve wortel uit deze VKV is : $\frac{c}{c_0} = \frac{1}{2} \left(1 + \sqrt{1 - \frac{4v}{c_0}} \right)$

of: $\frac{c}{c_0} = \frac{1}{2} \left(1 + \frac{1}{2} \sqrt{1 - \frac{v}{c_0}} \right)$

De invloed op de hoogte wordt gevonden door aan te nemen dat energietransport van de golfbeweging door de opgewekte stroom niet ^{wordt} beïnvloed, dus dat:

$$\frac{1}{2} c_0 E_0 = \left(\frac{1}{2} c-v \right) E$$

$$\frac{E}{E_0} = \frac{\frac{1}{2} c_0}{\frac{1}{2} c-v}$$

De golfenergie E is evenredig met het kwadraat van de golfhoogte, dus:

$$\frac{H}{H_0} = \sqrt{\frac{\frac{1}{2} c_0}{\frac{1}{2} c_0 - v}}$$

Door de gevonden uitdrukking voor $\frac{c}{c_0}$ te substitueren vindt men:

$$\frac{H}{H_0} = \sqrt{\frac{1}{\frac{1}{2} + \sqrt{\frac{1}{4} - \frac{v}{c_0} - \frac{2v}{c_0}}}}$$

De verhouding van de steilheden wordt:

$$\frac{S}{S_0} = \frac{H}{L} \times \frac{L_0}{H_0} = \frac{H}{H_0} \times \frac{c_0^2}{c^2}$$

$$\frac{S}{S_0} = \frac{\sqrt{\frac{1}{\frac{1}{2} + \sqrt{\frac{1}{4} - \frac{v}{c_0} - \frac{2v}{c_0}}}}}{\frac{1}{4} \left(1 + \frac{1}{2} \sqrt{\frac{1}{4} - \frac{v}{c_0}}\right)^2}$$

Neemt men b.v. aan dat een golf met steilheid 1 op 7 breekt, dan kan hierbij de "breeksnelheid" van de golf worden uitgerekend.

E.e.a. is te vinden in publicatie no. 42 van het Waterloopkundig Laboratorium, waarin een uitgebreide literatuurlijst is opgenomen. ("pneumatic breakwaters", pg. 9).

Voor diep of ondiep water is de c direct te bepalen

$$c_{\text{ondiep}} = \sqrt{gh}$$

$$c_{\text{diep}} = 1,56 \cdot T \left(= \frac{g}{2\pi} T = \frac{g}{\omega} \right)$$

De algemene formule voor c luidt: $c = \sqrt{\frac{g}{2\pi} cT \operatorname{tgh} \frac{2\pi h}{cT}}$

De c is hier lastig uit op te lossen.

Op een iteratieve manier wordt, uitgaande van de twee afgeleide vergelijkingen, v als functie van de c (of $\frac{g}{\omega}$) bepaald.

Het eenvoudigst is deze procedure aan de hand van het volgende voorbeeld te volgen.

$h = 10 \text{ m}$ $H = 3 \text{ m}$ $T = 8 \text{ sec.}$ $w = 0,79$

$$(w + kv)^2 = gk \operatorname{tgh} (kh)$$

$$v = \frac{g \operatorname{tgh} (kh)}{4w} = \frac{(w + kv)^2}{kw}$$

L	$\frac{h}{L}$	kh	$\operatorname{tgh} kh$	$gk \operatorname{tgh} kh$	v	kv	$(w + kv)^2$
70	.143	.90	.72	.65	2.2	.20	.98
60	.67	1.05	.78	.82	2.4	.25	1.08
50	.2	1.26	.85	.99	2.6	.33	1.25
40	.25	1.57	.92	1.44	2.8	.44	1.52
30	.33	2.07	.97	2.03	3.0	.62	1.98

Tabellen voor $\frac{h}{L}$, $\operatorname{tgh} \frac{h}{L}$ e.d. zijn in het Technica Report No. 4 gegeven.

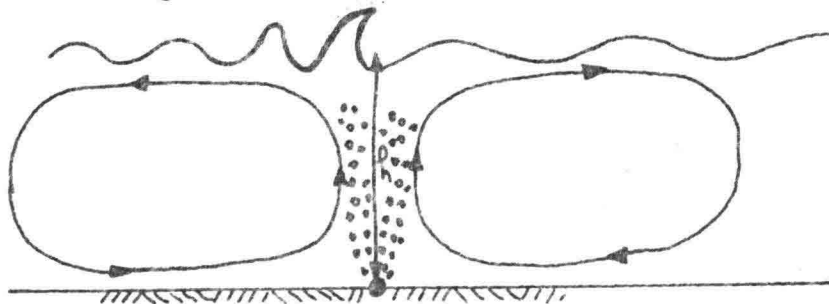
Uit de tabel blijkt dat voor $v = 2,9 \text{ m/sec}$ $(w+kv)^2 = gk \operatorname{tgh} (kh)$

Voor diep water is $\operatorname{tgh} kh \approx 1$ en dus $v = \frac{1}{4} c = \frac{1}{4} \frac{g}{w} = 3,1 \text{ m/sec}$.

Deze waarde wijkt nauwelijks af van de met veel rekenwerk gevonden $2,9 \text{ m/sec}$.

Men gebruikt daarom meestal de - aan de veilige kant - vuistregel $v = \frac{1}{4} \cdot c$

Hoe wordt de V verkregen?



q_0 = hoeveelheid lucht bij 1 atm. per m^2 per sec.

Volledig empirisch is een formule voor de hoeveelheid in te brengen lucht, afhankelijk van de te forceren snelheid gevonden:

$$v = 1,46 (g q_0)^{1/3} \left(1 + \frac{h}{h_a}\right)^{-1/3}$$

waarin: v = snelheid water aan opp. (m/sec)

h = diepte waarop lucht ingevoerd wordt (m)

h_a = atmosferische druk (m.w.k.)

q_0 = luchtdebiet ($m^3/m^2/sec$)

$g = 9,81 \text{ (m/sec}^2\text{)}$

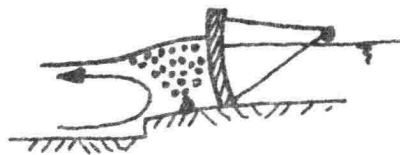
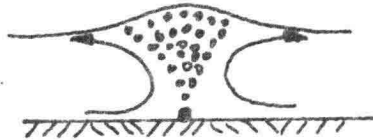
In het begin van de ontwikkeling van de pneumatische golfbrekers vond men vaak dat in het model (waterdiepte 50 cm) de golfbreker niet werkte, maar het prototype wel.

De luchtbelletjes hebben ± 2 m nodig om op hun maximale snelheid te komen. Wil men een modelonderzoek in een laboratorium doen, dan is dus minstens deze waterdiepte vereist;

Het model krijgt dan bijna de afmetingen van het prototype, of in het model moeten passende maatregelen worden genomen om te verzekeren dat de watersnelheden de goede waarde hebben.

De gegeven formule voor bepaling van q_0 bij een vereiste v kan vereenvoudigd worden tot:

voor dubbelzijdige afstroming: $q_0 = \left(\frac{v}{2,6}\right)^3 l^3$



voor enkelzijdige afstroming: $q_0 = \left(\frac{v}{3,2}\right)^3 l^3$

Hoeveel vermogen moet de compressor opbrengen om de vereiste hoeveelheid lucht in te brengen?

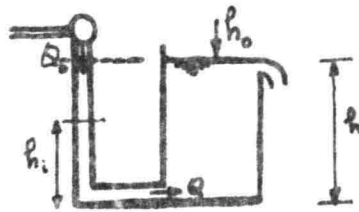
Stel water wordt in ^{een} bak gepompt (water is onsamendrukbaar).



Vermogen = $\frac{\text{arbeid}}{\text{tijd}} = \frac{\text{kracht} \times \text{weg}}{\text{tijd}} = \text{druk} \times \text{doorsnede} \times \text{snelheid}$

Vermogen = $Q \times \rho g h \left(\frac{L^3}{T^3} \times \frac{M}{L^3} \cdot \frac{L}{T^2} \cdot L = ML^2T^{-3} = \text{Nm/sec} = \text{Watt} \right)$

Er wordt lucht ingepompt dat w^pel samendrukbaar is, dus:



Boyle: $PV = \text{constant}$ (temperatuur kan buiten beschouwing worden gelaten, omdat het water de luchttemperatuur constant houdt)

$$\rightarrow q_o \times h_o = q_i \times (h_o + h_i) \rightarrow q_i = \frac{q_o h_o}{h_o + h_i}$$

$$dV = \text{snelheid} \times \text{opp.} \times dp = q_i \times \rho g dh_i$$

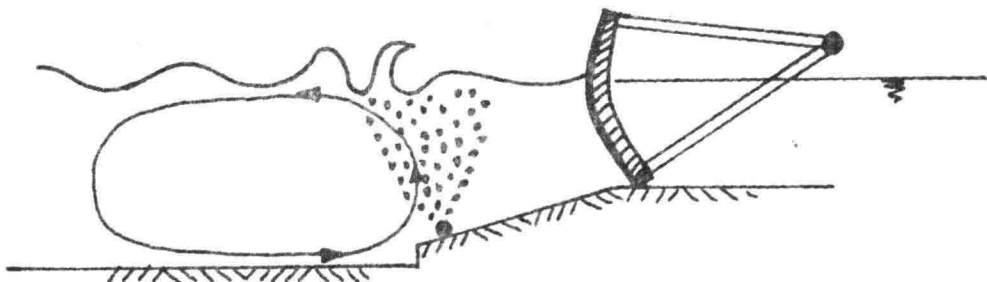
$$V = \rho g \int_0^h q_i dh_i = \rho g \int_0^h \frac{q_o h_o}{h_o + h_i} dh_i$$

$$V = \rho g h_o q_o \ln(h_o + h_i) \Big|_0^h$$

$$V = \rho g h_o q_o \cdot 2,3 \{ \log(10+h) - \log 10 \} (h_o = 10 \text{ mwk})$$

$$V = 23 \rho g q_o [\log(10+h) - 1]$$

Hoeveel zou nodig zijn om de golfaanval op de Haringvliet-sluizen te reduceren?



$$T = 8 \text{ (sec)} \rightarrow V = 3,2 \text{ (m/sec)}$$

$$\text{eenzijdige afstroming: } q_o = \left(\frac{v}{3,2} \right)^3 = 1 \text{ (m}^3/\text{s/m}^1)$$

$$b = 1000 \text{ m} \rightarrow Q_o = 1000 \text{ (M}^3/\text{sec)}$$

$$\text{Zodat: vermogen} = 23 \cdot 10^3 \cdot 10^4 \cdot \log 17 - 1$$

$$V = 50 \text{ (mega watt.)}$$

Stel per jaar 10 uur een storm die zonder pneumatische golfbreker een ontoelaatbare golf tegen de constructie zou veroorzaken.

De golfbreker kost dan: $5 \cdot 10^5 \text{ (kW)} \times 10 \text{ (h)} \times 0,07 \text{ (f/kWh)} = \text{f } 35.000,-$

Dit is nog al wat; bovendien werkt deze golfbreker niet meer als de aankomende golven grotere periode krijgen.

B.v. : $T = 16 \text{ (sec)} \rightarrow V = 12 \text{ (m/sec)}$

$$\text{dan } q_0 = \left(\frac{12}{3,2}\right)^3 = 54 \text{ (m}^3\text{/sec/m}^1\text{)}$$

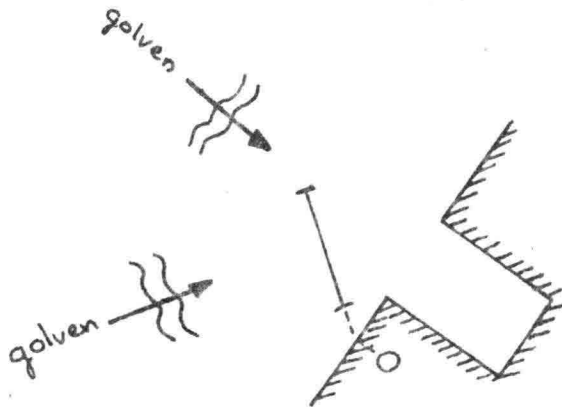
Dit is zeker economisch niet haalbaar meer.

Een ander nadeel van de bellengordijn-toepassing hier is dat, als de compressoren uitvallen, er bij de grote golfaanval calamiteiten zullen optreden, omdat men op de gereduceerde golf gerekend had. Daarom is de constructie nu sterker gemaakt, die de (ongereducerde) grote golfkrachten kan opnemen. Iets grotere golven zullen dan wellicht wat schade geven, maar niet ineens bezwijken. Anders is het bij golfbrekers voor een Ferry-haven.

Als hier de pneumatische golfbreker buiten dienst raakt, treden nog geen calamiteiten op. De invaart zal wat moeilijker worden of de Ferry-boot heeft enige tijd vertaging omdat hij helemaal niet kan binnenvaren.

Een kostenvergelijking van pneumatische met stenen golfbreker:

$$h = 10 \text{ (m)} \\ V \sim 3,1 \text{ (m/sec)} \rightarrow q = \left(\frac{3,1}{2,6}\right)^3 = 1,4 \text{ (m}^3\text{/s/m}^1\text{)}$$



Stel de geperforeerde buis op zeebodem ($h=10\text{(m)}$) en 200 (m) lang.

Stel de golfbreker is 100 dagen per jaar 10 uur per dag nodig dan $fl. = 200 \cdot 100 \cdot 10 \cdot \left\{ 23 \cdot 10^4 \cdot 1,4 \left(\log 20 - 1 \right) \right\} \times 0,07 =$

$fl. = 1,5 \cdot 10^6$ per jaar

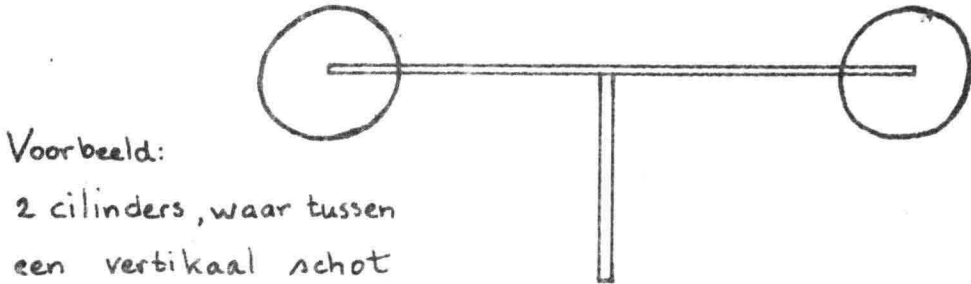
Een stenen golfbreker kost $f \frac{1}{10} \times 30.000$ per m^1 per jaar, zodat voor $f.1,5 \cdot 10^6$ een dam van 500 (m) gebouwd kan worden.

Voor andere (kortere) golven is echter voor de pneumatische golfbreker een aanzienlijk minder bedrag nodig.

Het wordt dan weer het bekende optimalisatie-vraagstuk.

Pneumatische golfbrekers zijn, zoals we reeds zagen, vooral geschikt voor tijdelijk werk, b.v. tijdens havenwerkzaamheden.

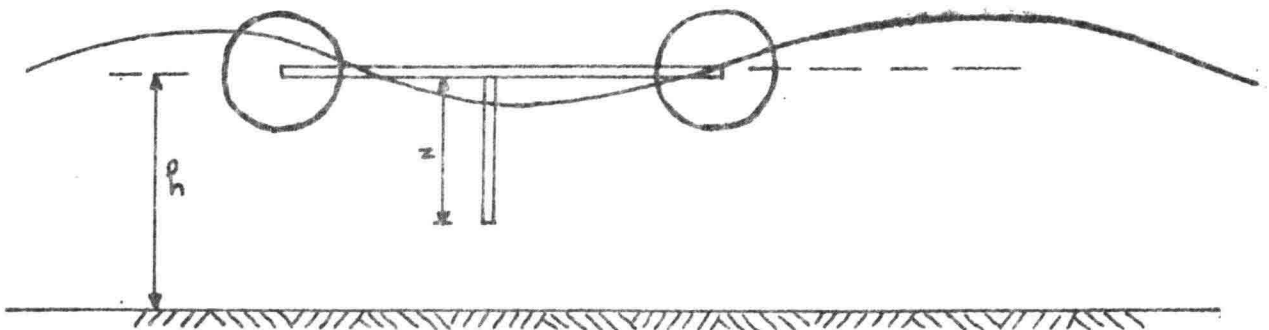
Andere mogelijkheid voor tijdelijk werk zijn ~~driftende~~ drijvende constructies. Deze geeft men o.a. gebruikt bij het uitbouwen van de havendam in Escravos.



Welk criterium moeten we aannemen voor een goede werking van dit soort constructies?

Als de cilinders op grote afstand van elkaar ^{staan} enige golflengte, dan zal het schot nagenoeg verticaal blijven, werkt dus goed, maar is erg duur.

Nemen we de cilinderafstand kleiner, dan gaat het schot op en neer en ook enigszins slingeren. Enige slingeren is niet erg. De werking van het schot is immers dat het de orbitaal beweging dempt als het schot maar genoeg verticaal blijft, m.a.w. de slingerbeweging van het schot moet afgestemd zijn op de golfbeweging.



De damping wordt bekeken via een energie-beschouwing. $\frac{H_{\text{transmitted}}}{H_{\text{incident}}}$

Hiervoor werd gevonden: $\frac{H_t}{H_i} = \sqrt{\frac{2k(h-z) + \sinh 2k(h-z)}{2kh + \sin 2kh}}$

Als het schot precies met de golf mee beweegt is het effect nihil, er treedt geen demping op.

V.b. golf: $T_{\text{golf}} = 8 \text{ sec.}$

Als $T_{\text{constructie}} \ll 8 \text{ sec.}$, dan gaat de constructie met de golf meebewegen

Als $T_{\text{constructie}} \gg 8 \text{ sec.}$, het schot is dan veel trager dan de golf slingert dus bijna niet mee, goede werking.

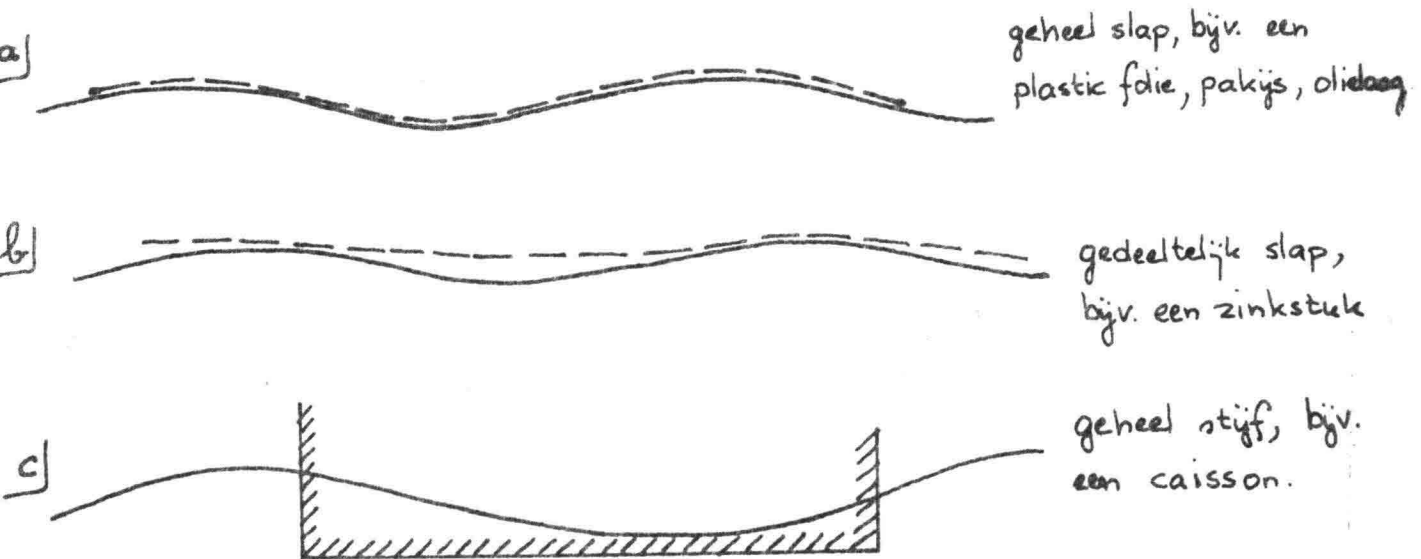
Literatuur: 1) Wiegel Oceanografie

2) Vinjé Publicatie 42 . Delft Hydraulic Laboratory
oktober 1966.

De bovenstaande constructie noemt men: Kleine breedte platform.

De werking wordt in de diepte gezocht.

Andere constructie: hier geschetst in drie fasen van geheel slap via gedeeltelijk tot geheel stijf.



ad a) Vermoedelijk moeten we hier de demping zoeken in de wrijving[■] voor de folie is een vrij grote wrijving vereist.

■ tussen folie en water

We bekijken geval b), de gedeeltelijk stijve plaat.

Voor een vastgekozen plaat:
$$\frac{H_t}{H_i} = \left(1 + \frac{\pi^2 w^2}{\lambda^2}\right)^{-\frac{1}{2}} = \frac{\lambda}{(\lambda^2 + \pi^2 w^2)^{\frac{1}{2}}}$$

waarin: λ = golflengte

w = breedte constructie

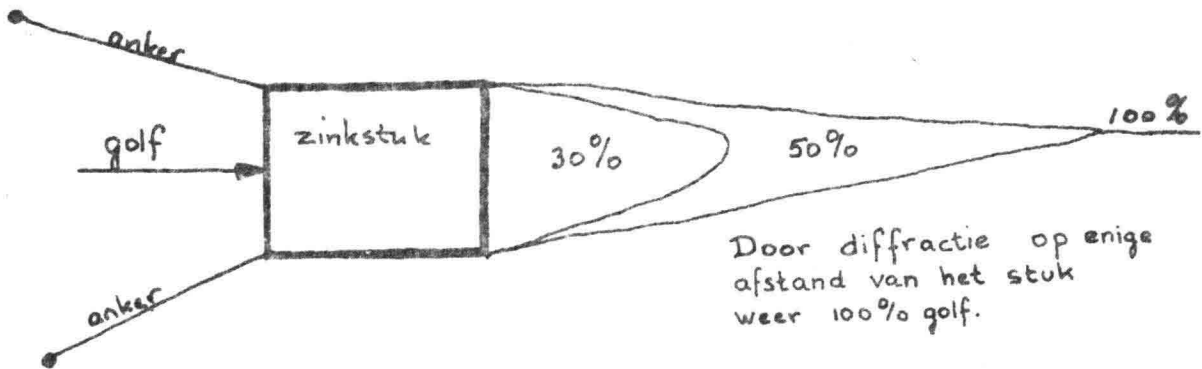
Als de plaat niet wordt vastgehouden is de demping geringer, dan moet de plaat dus langer worden.

Men komt dan vaak tot zinkstukken, vooral wanneer elders voor het werk zinkstukken zijn vereist. Echter zinkstukken meestal niet breder dan 50 m, daarom de stukken verstijven m.b.v. sparren e.d.

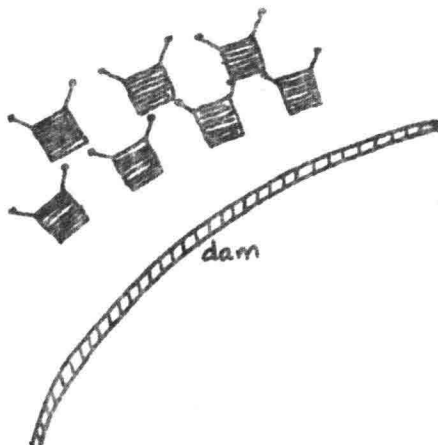
Ook in het buitenland zijn wel zinkstukken toegepast van bamboetakken, deze zijn echter niet goed zeewater resistent.

Het hout van de zinkstukken moet voldoen aan: 1^e zeewater resistent, 2^e voldoende sterk tegen beschadiging; 3^e niet te snel verzadigd met water raken.

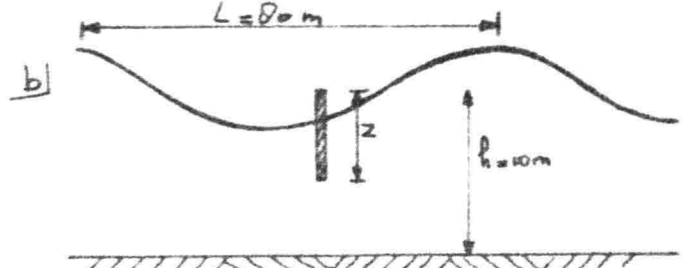
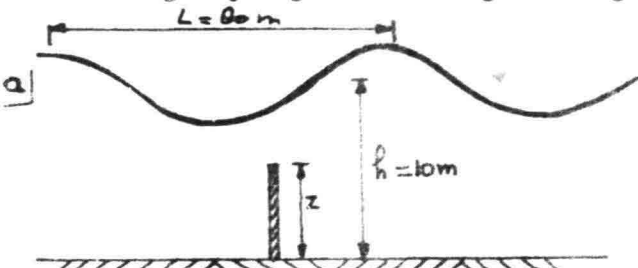
Demping van zinkstukken: $\pm 50\%$ afhankelijk van de lengte



Daarom is het zaak een serie zinkstukken op een slimme manier neer te leggen, b.v.



Vergelijking van de volgende 2 gevallen:



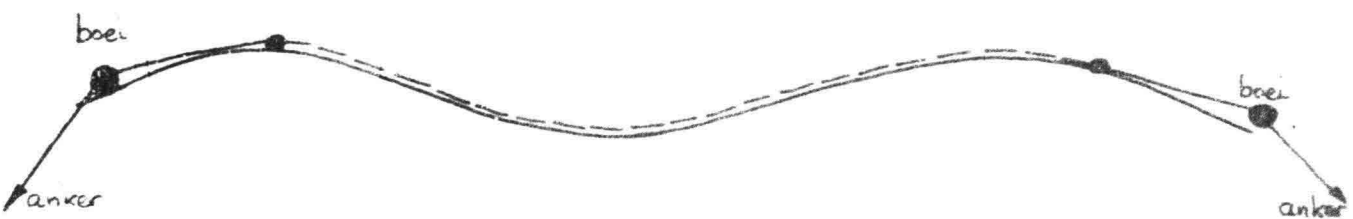
Aangenomen dat plaat oneindig dun is:

$$\frac{H_t}{H_i} = \sqrt{\frac{1 - \frac{2k(h-2)}{\sinh 2k(h-2)} + \frac{\sinh 2k(h-2)}{\sinh 2k}}{1 + \frac{2kh}{\sinh 2k}}}; \quad \frac{H_t}{H_i} = \sqrt{\frac{2k(h-2) + \sinh 2k(h-2)}{2kh + \sinh 2kh}}$$

Voor $k = 0,08 = \frac{2\pi}{80}$
 $2kh = 20 \times 0,08 = 1,6$
 $\sinh 0,08 = 0,08$
 $\sinh 1,6 = 2,4$

Dit geeft voor geval a) $\frac{H_t}{H_i} = 0,6$ dus 40% demping
 voor geval b) $\frac{H_t}{H_i} = 0,2$ dus 80% demping

Idee: plastic folie onder spanning zetten door deze aan 2 zijden te verankeren.



Probleem: dit levert zeer grote ankerkrachten.
 boeien nodig om het onder water geraken van de folie te verhinderen.

Volgens publ. 42 D.H.L.:	$\frac{\text{lengte slab}}{\text{lengte golf}} = 2$	→	20% demping
	" = 5	→	50% "
	" = 10	→	80% "

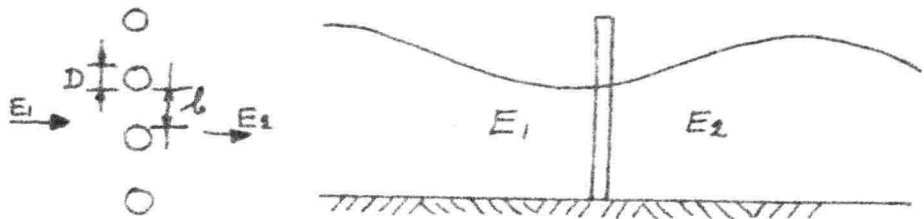
Hoovering breakwaters: slab van met water gevulde zakken.

$$\frac{H_t}{H_1} = \frac{\lambda}{L} \approx 2 \rightarrow 50\% \text{ demping}$$

Het mogelijke principe van deze Hoovering breakwaters: snleheid van de golf in de zakken kleiner dan de snleheid langs de zakken \rightarrow demping, (er treedt een faseverschil op).

Vaste constructies

Palenrijs:



$$\frac{E_2}{E_1} = \frac{b}{b+D} = \frac{H_2^2}{H_1^2}$$

ofwel: $\frac{H_2}{H_1} = \sqrt{\frac{b}{b+D}}$

Stel $b=D$; kleiner kan b niet worden om praktische redenen

$$\frac{H_2}{H_1} = 0,7$$

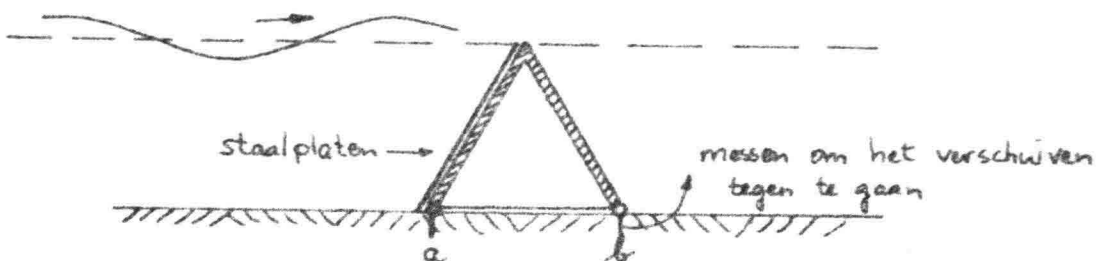
Deze oplossing is dus weinig effectief.

Normale steiger: $\left\{ \begin{array}{l} b + D = 5 \text{ m} \rightarrow \frac{H_2}{H_1} = 0,9 \text{ geeft dus nagenoeg geen demping} \\ D = 1 \text{ m} \end{array} \right.$

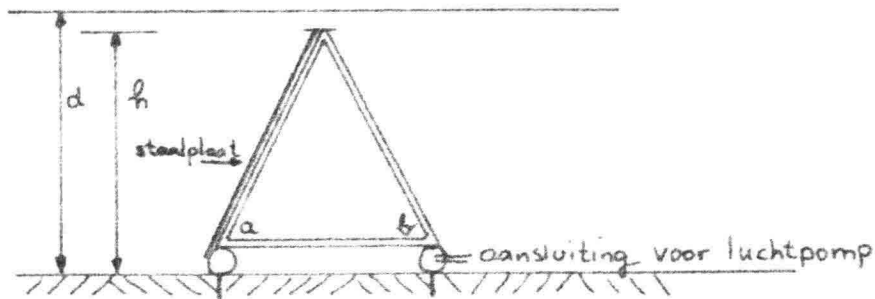
Grotere constructies: caissons of oude tankers.

Effect afhankelijk van de eigen slingertijd: moet groot zijn t.o.v. golfperiode.

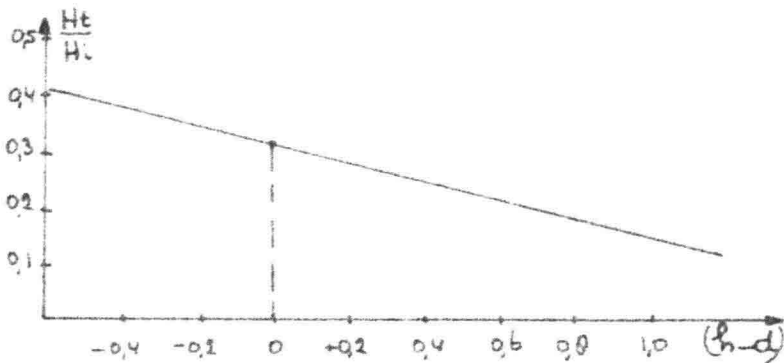
De meest reële constructies zijn de vaste constructies, zoals b.v. op bijgaande tekening.



Dit is een steigerconstructie met aan de golfkant een staalplaten scherm. Deze moet ongeveer tot de stilwaterlijn komen, om effectief te werken. Ze moeten licht zijn, zodat ze gemakkelijk verplaatsbaar zijn. In eerste instantie werden ze zo ontworpen dat van a) naar b) ook platen als verbinding gemonteerd waren → resultaat was, dat de gehele constructie na enige tijd zo vastgezogen zat aan de bodem, dat verplaatsen welhaast onmogelijk bleek. Daarom werd de constructie later op buizen geplaatst, waaronder de messen; de verbinding a-b zo hoog mogelijk. Nog beter is nu de cylindfers als luchtbuizen te gebruiken. Door er lucht in te pompen zijn ze dan gemakkelijker op te drijven.



In publicatie 42 D.H.L. zijn proefresultaten vermeld.



Boorplatforms

Algemeen:

Het platform is een constructie op poten die in gebruikstoestand steun vinden op de bodem en die geheven kunnen worden tijdens transport waarbij het platform dus drijft.

De platforms worden o.a. gebruikt voor olie- en gasexploitatie uit bronnen onder de zeebodem, als werkeilanden voor werkzaamheden aan "offshore" constructies, e.d.

Bij het ontwerpen van dergelijke platforms moet men o.a. letten op:

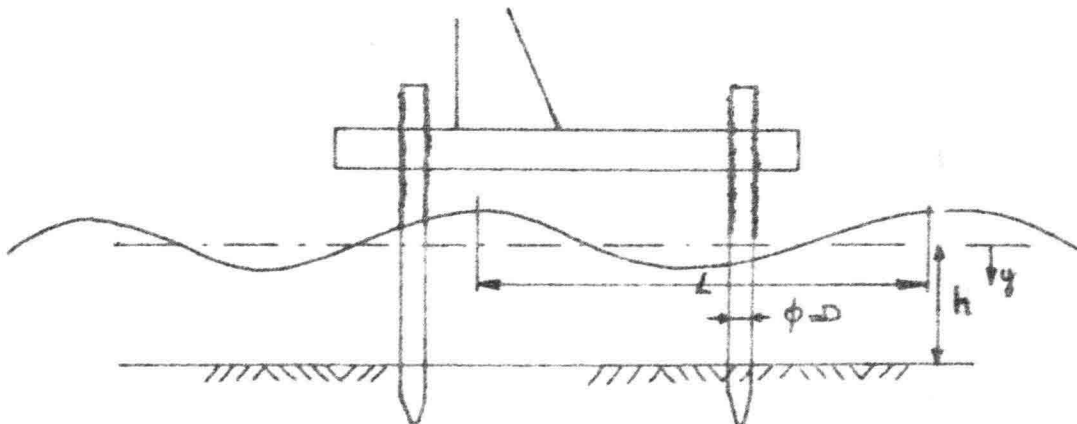
- a) tijdens slepen: 1^e stabiliteit
 - 2^e versleepbaarheid
 - 3^e grote traagheidskrachten in de op de golvende bewegende constructie
- b) in geheven toestand: belastingen van de poten door wind
eigen gewicht v/d constructie, waterbelastingen;
uitschuringen rondom de poten.

Vaak wordt één steunpunt gevormd door twee poten; gaat er één kapot, dan is altijd de andere nog aanwezig.

De platforms worden op maximaal ongunstige omstandigheden gedimensioneerd, immers zijn de zeer slechte weersomstandigheden aanwezig en dreigen calamiteiten, dan is het vaak ook onmogelijk om de mensen van het platform in veiligheid te brengen.

Berekeningswijze

Op de belasting van de poten door het water wordt nader ingegaan.



De volgende afleidingen gelden voor $\frac{D}{L} < 0,1$, dus voor constructies waarbij de golflengte groot is t.o.v. de paaldiameter.

1. Stromingskracht.

Een voorwerp in een stroom ondervindt een kracht $K_y = \frac{1}{2} \rho C_w v^2 F$ waarin F = getroffen oppervlak, voor de paal dus D per m' paal.

v = snelheid

C_w = vormfactor

ρ = dichtheid van omringende medium.

$$v = v_x(y,t) = \frac{w H \cosh k (h-y)}{2 \sinh k h} \cos w t \quad (\text{op } x=0)$$

v verandert voortdurend van richting zodat men beter kan schrijven:

$$v|v| \quad \text{i.p.v.} \quad v^2$$

De golfklap-krachten op de constructie zijn gering omdat het water goede mogelijkheden heeft om opzij langs de paal weg te vloeien.

2. Traagheidskrachten.

Doordat de richting en grootte van de snelheid van de waterdeeltjes rondom de paal verandert, worden voortdurend waterdeeltjes vertraagd en versneld.

Voor een eenvoudige berekening wordt aangenomen dat de stroom rondom de pijler een potentiaal-stroom is (zonder wrijving, wervels, e.d.).

Allereerst stelt men zich voor dat de pijler aan een oscillerend toestel door het stilstaande water getrokken wordt. Verder voert men virtuele watermassa M_v in, zodanig, dat deze eindige, bewegende massa eenzelfde hoeveelheid energie bevat als de in principe oneindig grote meebewegende massa rond de paal.

(relatief: paal, beweegt, water staat stil).

Uit een energieberekening van Lamb volgt dat de totale energie van het water in beweging rondom de paal $\frac{1}{8} \pi D^2 \rho_w v^2$ is.

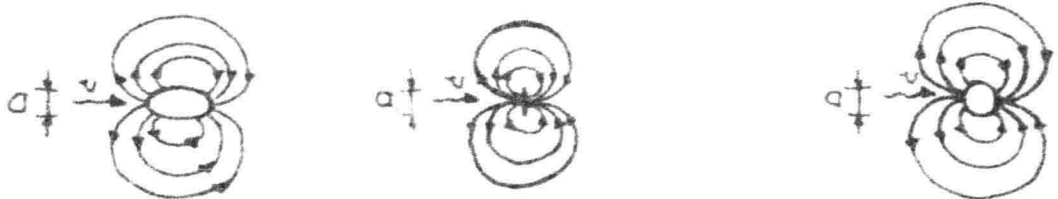
De energie is ook: $\frac{1}{2} m_v v^2$, zodat $\frac{1}{2} m_v v^2 = \frac{1}{8} \pi D^2 \rho_w v^2$;

hieruit volgt:

$$m_v = \frac{1}{4} \pi D^2 \rho_w$$

M_v is toevallig bij de paal de hoeveelheid verplaatst water. Voor een strip en dergelijke vormen is de m_v $\delta\delta k \frac{1}{4} \pi D^2 \rho_w$, waarbij D het getroffen opper-

vlak per m' is. Dit kan plausibel gemaakt worden door de stromingspatronen rondom de voorwerpen in stroom te vergelijken. De patronen zijn steeds dezelfde.

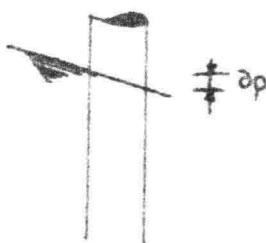


De kracht die door deze bewegende massa water op de paal wordt uitgeoefend wordt nu:

$$K = ma = m_v \cdot \frac{\partial v}{\partial t} = \frac{1}{4} \pi D^2 \rho_w \frac{\partial v}{\partial t}$$

Men vraagt zich af: is de situatie "paal beweegt door stilstaand water" identiek aan "water beweegt zich om stilstaande paal"?

Voor bewegend water is een drukgradiënt ("verval") nodig. Dus de situatie is niet hetzelfde en er komt nóg een kracht bij.



Stromen van het water is oorzaak van verhang in de golf.

Op een blokje met volume $dx dy dz$ werkt een kracht $\frac{\partial p}{\partial x} dx dy dz$

$$K = ma, \text{ dus } \frac{\partial p}{\partial x} \cdot dx dy dz = \rho \cdot dx dy dz \cdot \frac{\partial v}{\partial t}; \frac{\partial p}{\partial x} = \frac{\partial v}{\partial t} \cdot \rho$$

De kracht wordt dus $\frac{\partial v}{\partial t} \cdot \rho \cdot dx dy dz$. Geïntegreerd over de hoogte dz wordt de

kracht $M_o \cdot \frac{\partial v}{\partial t}$ waarin M_o de massa van de door de paal verplaatste hoeveelheid water is, dus:

$$M_o = \frac{1}{4} \pi D^2 \rho_w \quad (\text{per } dz).$$

Bewegen de poten onder invloed van de belastingen in horizontale zin, dan wordt de totale kracht verminderd met $M_{\text{paal}} \cdot \frac{\partial u}{\partial t}$, waarin u de snelheid is waarmee de paal heen en weer beweegt.

De totale kracht op de paal wordt dus:

$$K = \int_0^h \frac{1}{2} \rho_w C_w v |v| \cdot D \, dz + \int_0^h 2 \cdot \frac{1}{4} \rho_w \pi D^2 \cdot \frac{\partial v}{\partial t} \, dz - \int_0^h M_{\text{paal}} \frac{\partial v}{\partial t} \cdot dz$$

Een gelukkige bijkomstigheid is dat de afzonderlijke krachten niet tegelijk optreden:

$$v = \varphi \cos \omega t$$

$$\frac{\partial v}{\partial t} = \omega \varphi \sin \omega t$$

Voorbeeld:

$$C_w = 1 \quad (1/m)$$

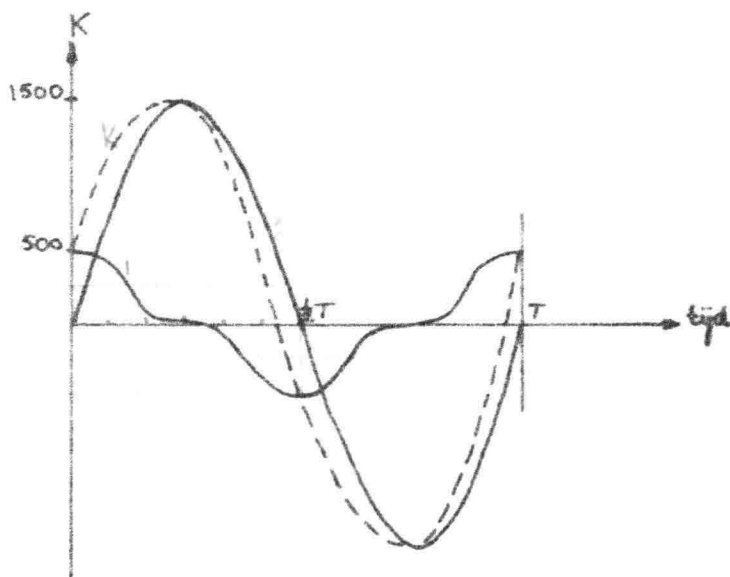
$$\rho_w = 1000 \quad (\text{kg/m}^3)$$

$$D = 1 \quad (\text{m})$$

$$\omega = 1$$

$$\varphi = 1 \quad (\text{m/s})$$

$$M_{\text{paal}} \cdot \frac{\partial u}{\partial t} \approx 0$$



Invloed van de golfbeweging op palen.

Ten gevolge van de golfbeweging treden op:

a) stroomkrachten en b) traagheidskrachten.

a) De kracht door stroming $F = \frac{1}{2} \cdot \rho_w \cdot U_0^2 \cdot D$

b) Traagheidskrachten.

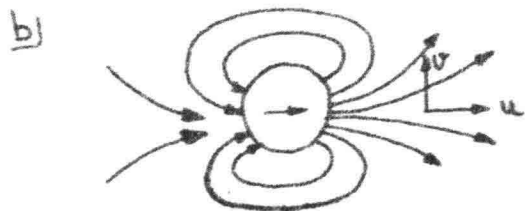
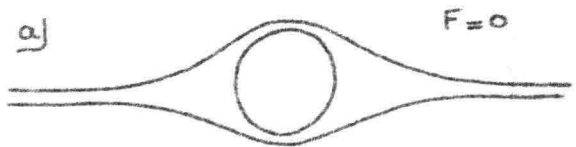
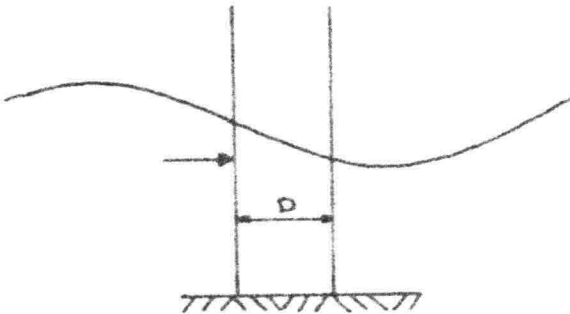
Ideaal stroombeeld: een zuivere potentiaalstroom.

a) de stroomlijnen als de waarnemer stilstaat.

b) de stroomlijnen als de waarnemer met paal meebeweegt.

Bij de golfbeweging treedt een versnelling op. Daarvoor is nodig een drukgradiënt (drukverhang).

$\frac{du}{dt} \times 1/4 \pi D^2 \rho_w$, de kracht die op de paal werkt door drukverhang bij stilstaande paal en bewegend water.



Voor ieder punt op de stroomlijn kan berekend worden: $\frac{d\sqrt{u^2 + v^2}}{dt} \cdot dx \cdot dy \cdot \rho$

Deze te integreren levert veel rekenwerk. Via een energiebeschouwing is het eenvoudiger te rekenen met een equivalente, meebewegende watermassa; deze blijkt voor een cilindervormige paal te zijn: $1/4 \pi D^2 \rho_w$, zodat het totaal wordt:

$$\frac{du}{dt} \times 2(1/4 \pi D^2 \rho_w)$$

We voeren een term C_m in, omdat bovengenoemde uitkomst alleen geldt voor een ideaal stroombeeld en een cirkelvormige doorsnede.

Versnellingskracht bij stilstaande paal en bewegend water:

$$\frac{du}{dt} (M_{w_{paal}} + M_{virt.}), \text{ waarin } M_{w_{paal}} = \text{door paal verplaatste massa water.}$$

Versnellingskracht bij bewegende paal en stilstaand water:

$$\frac{du}{dt} (M_{paal} + M_{virt.})$$

$$\text{Totaal: } F = \frac{1}{2} \rho_w C_D u_c^2 D + 1/4 \pi D^2 \rho_w C_m \frac{du}{dt}$$

De wrijvingsterm is gebaseerd op een niet ideale vloeistof en de versnellings (of traagheids) term op een ideale vloeistof.

Er klopt dus iets niet, daarom moet de term C_m via proeven bepaald worden.

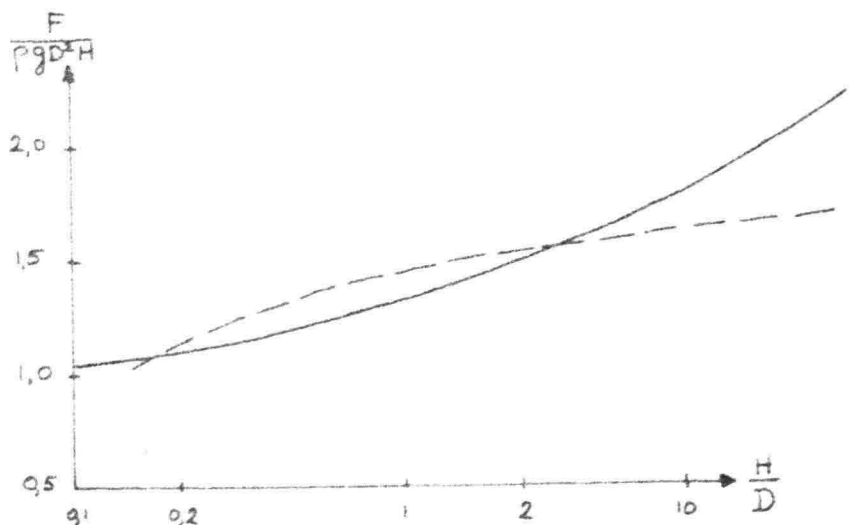
De kracht is afhankelijk van : $F = f(H, T, h, D, \rho, g, \dots)$

Via een dimensie analyse: combinaties van dimensieloze factoren:

$$\frac{F}{\rho g D^2 H} = f\left(\frac{H}{g T^2}, \frac{h}{g T^2}, \frac{H}{D}, \frac{H^2}{T^2}\right)$$

Deze dimensieloze factoren zijn in een grafiek uit te zetten: b.v.

$$\frac{F}{\rho g D^2 H} \text{ tegen } H/D$$



Getrokken lijn: berekende kromme met C_D en C_m als constanten. Gestreepte lijn: gemeten kromme.

We zien een afwijking, die sterk begint te worden bij $H/D = 2$.

Waarom deze afwijking?

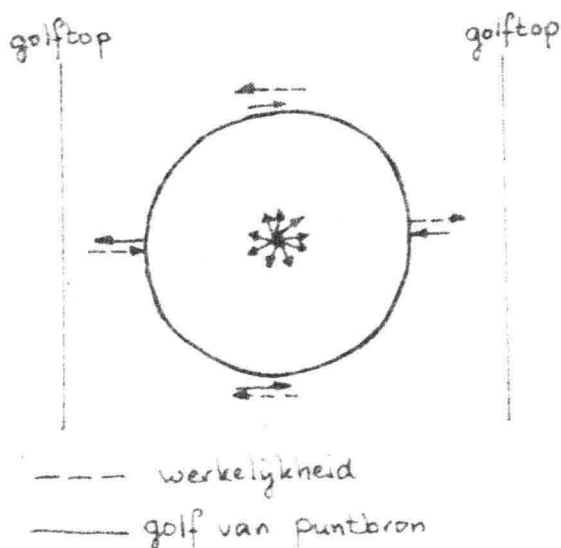
Er was bij berekening uitgegaan van een ideale vloeistof, C_D en C_m constant. Dit blijkt nu echter bij groter wordende H/D niet meer op te gaan. Een belangrijke reden is het optreden van wervels. Bij vergroten van de paal zal de invloed van de wervels niet evenredig toenemen. Wervels hebben een zekere snelheid: $V_w = 0,6 u$, waarin u de ongestoorde snelheid.

M.a.w.: de virtuele massa neemt niet zo snel toe als de vergroting van de paal, dus C_m is niet constant te houden, maar moet uit proeven steeds weer bepaald worden (zie D. H.L. publ. 41).

Bovendien is er ook nog te rekenen met golfklappen op palen.

In bovenstaand verhaal is rekening gehouden met constante snelheid en versnelling van de hoofdstroom in het gebied rond de paal. Dit gaat echter alleen op als $\frac{D}{L} < 0,1$ à $0,2$.

Wat echter als $\frac{D}{L} > 0,2$? Langs het oppervlak dan afwijkende snelheden.



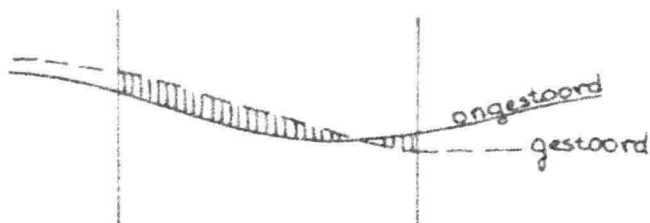
Wanneer we de lijn van het water kunnen bepalen langs de paal, kunnen we ook de kracht op de paal bepalen. Voorheen bepaald met de methode met C_D en C_m ,

maar deze methode is voor grotere palen niet bruikbaar.

Daarom een trucje: vanuit het middelpunt van de paal een puntbron denken, die golven uitstraalt.

Eis van deze golven: langs de omtrek snelheden \perp paalomtrek, tegengesteld aan die van het ongestoorde beeld, m.a.w. het totaal moet $\frac{\partial \xi}{\partial n} = 0$, opleveren, dus de snelheden \perp paal = nul.

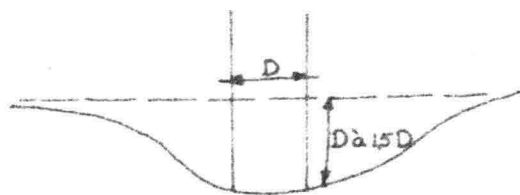
Als we nu de gestoorde waterlijn weten kennen we ook het hoogteverschil met de ongestoorde lijn en daaruit het drukverschil.



Er is natuurlijk altijd de mogelijkheid via proeven tot het drukverschil te komen.

Uitschuring rond de paal.

Deze is ongeveer gelijk aan D à $1,5 D$.



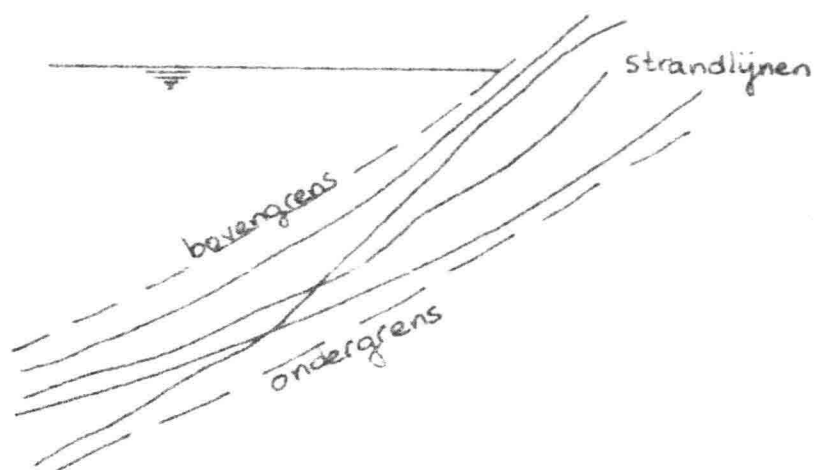
Daarom moet bij het ontwerp altijd rekening worden gehouden met deze uitschuring. Er moet altijd gecorrigeerd kunnen worden.

Wanneer men geen uitschuring wenst dan rond de paal manchetten of kragen aanbrengen.

Het is echter beter er vooraf van overtuigd te zijn, dat er uitschuring optreedt.

De palen moeten corrigeerbaar blijven.

Echter, dit is niet altijd mogelijk, zoals bij de pier van Scheveningen. Hier is het vooral belangrijk te weten hoe er beweging van het strand is.



Getekend zijn verschillende gemeten strandlijnen. We moeten een soort omhullende van deze strandlijnen bepalen, waarvan vooral de ondergrens belangrijk is. Pas daarna rekening met uitschuring houden.

Om dus de diepte van de paal in de grond te weten, is bovendien de strandlijn op het moment van bouwen belangrijk.

Bovenstaande is ook belangrijk bij het leggen van pijpleidingen.

Pijpleidingen in zee

Pijpleidingen in zee worden o.a. aangelegd voor olieafvoer van boeien of platforms waarvan olie óf uit hammoettankers óf uit olievelden ondergronds gepompt wordt naar de vaste wal. Om ver in zee vuil water te lozen maakt men ook gebruik van pijpleidingen.

Bij het construeren van pijpleidingen in zee zijn twee probleemgebieden te onderscheiden: 1) gebied in diep water

2) brandingszône

In de gebieden ver in zee zijn de water- en zandbewegingen niet groot en vormen dus geen gevaar voor de leiding, maar wel zouden ankers van schepen schade kunnen aanrichten.

De pijpleiding ligt dan ook enige meters onder het zand.

De "ankermarge" is eenvoudig te bepalen als men de boven de leiding varende scheepvaart en dus ankergewicht kent als ook de grondsoort en dus de indringing van de ankers in de grond.

Er moet dus een sleuf gebaggerd worden.

De helling van het talud is zeer afhankelijk van de grondsoort; in klei b.v. 1:6 en in een zanderige bodem 1:20 of nog flauwer.

De lange sleuven zijn vaak economisch te zuigen met een sleephopperzuiger, hoewel deze niet in de brandingszone kan werken.



In het algemeen zal de geul in dit diepe gedeelte na het graven wel open blijven.

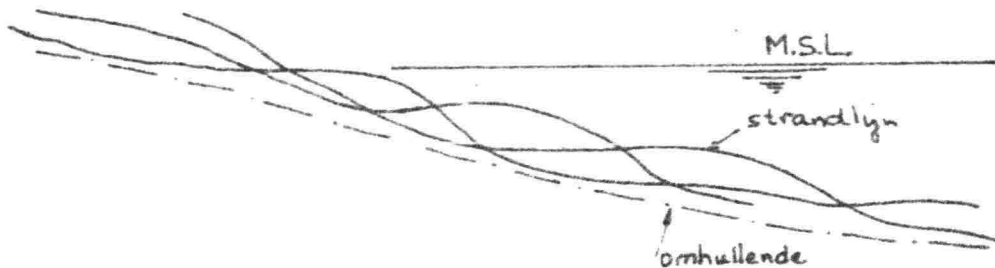
De geul wordt na het leggen van de buis weer volgestort.

Dit is niet altijd het ter plaatse aanwezige materiaal. Is deze grond in ongeconsolideerde toestand zeer slap, dan gebruikt men soms een andere vulling die meer bestand is tegen indringen van ankers en dus een kleinere anker marge en dus een minder diepe geul vereist.

In de brandingszone is de beweging van water en zand veel heftiger.

Steeds is zand in beweging, op de ene plaats vindt aanzanding plaats en ergens anders weer erosie. Men kan daarom niet spreken van één vaste strandlijn. Dan

ligt ook de plaats van de leiding in het verticale vlak niet vast. Een zekere regelmaat in het "ademen" van de kust is uit oude zeekaarten te ontdekken. De onderste omhullende van alle strandlijnen neemt men dan aan als niveau, waaronder de pijpleiding een bepaalde afstand moet liggen.



In periode van vooruitgang van de kust heeft de te baggeren geul soms een aanzienlijke diepte.

Zijn er geen gegevens over de historie van de kust bekend, dan zal men aan de hand van gelijkvormige kusten waar wel gegevens van zijn de toekomstige vormen moeten bepalen.

Langs vele kusten vindt een zandtransport plaats. Langs de Nederlandse kust trekt resulterend $0,6 \cdot 10^6 \text{ m}^3$ per jaar.

Dit zand kan in de loodrecht op de kust staande geul terecht komen, hetgeen extra baggerwerk vereist.

In een rustige maand trekt resulterend 30.000 m^3 zand langs onze kust; dit is het resultaat van 60.000 m^3 Z-N. en 30.000 m^3 N-Z.

Beide hoeveelheden worden in de geul gevangen!

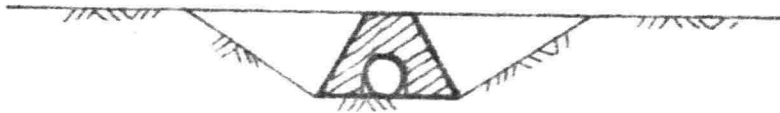
Is de geuldoorsnede b.v. 500 m^2 , strandhelling 1:50 en vindt zandtransport plaats tot 8 meter minus M.S.L. dan bedraagt initieel baggerwerk over dit gedeelte $50 \times 8 \times 500 = 200.000 \text{ m}^3$.

Het onderhoudsbaggerwerk van 90.000 m^3 per maand is dus niet te verwaarlozen.

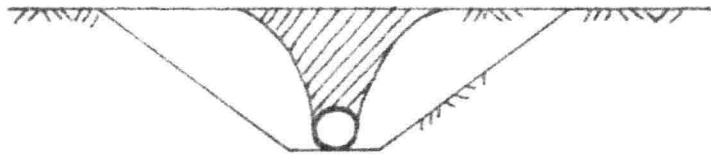
Is de geul zeer breed dan bestaat de mogelijkheid dat hij zichzelf onderhoudt. De doortrekkende stroom laat niets (tenminste niet zoveel) achter (Olie-geul voor Hoek van Holland).

Is de pijpleiding op een of andere manier op zijn plaats gekomen dan is het zaak hem daar te houden.

Het volumegewicht van de meeste buizen is 1,2 à 1,3, soms zelfs nog minder. Ligt de buis in lichte slappe grond met volumegewicht van b.v. 1,6 dan is het duidelijk dat de buis opdrijft; verzwaring door b.v. betonnen ankerblokken is dan nodig.



In wat meer samenhangende grond zullen glijdvlakken optreden (zie grondmechanica), b.v.:



Het gearceerde deel levert reactiekracht tegen opdrijven.

Het leggen van de pijpen kan op verschillende manieren gebeuren:

- 1) Van een haspel dat op een schip opgesteld staat. De diameter van de haspel is afhankelijk van de diameter e.d. van de leiding. Achter het schip worden meestal nog pontons voortgetrokken, die de buis onder water nóg oplegpunten geven. De overspanning bodem van de sleuf - haspel kan te groot worden en ontoelaatbare spanningen in de buis veroorzaken.
- 2) De leiding kan vanaf nauwkeurig op de plaats gefixeerde pontons of kranen in de sleuf afgevierd worden.
- 3) De leiding kan in zijn geheel van de vaste wal af in de sleuf getrokken worden. Aan de voorkant van de buis bevindt zich meestal een ploeg die er zorg voor moet dragen dat 1^e de buis zich niet in de grond boort en 2^e aan de bodem blijft.
Van belang is het trekken continu te laten verlopen. Bij onderbreken van het trekken is de kans groot, dat de leiding vastrakt.
- 4) De leiding wordt op de bodem gelegd. De grond onder de buis wordt losgespoten en opgezogen. Door het eigen gewicht moet de buis in de bodem zakken.

Het bloot liggen van de leiding is gevaarlijk. Meestal zullen er ontgrondingen optreden, zodat de leiding over soms grote lengte als het ware opgehangen is. De leiding buigt door eigen gewicht door. De gebogen lijn is langer dan de oorspronkelijke rechte, zodat de leiding onder spanning komt te staan met alle gevolgen vandien.

Voorbeelden

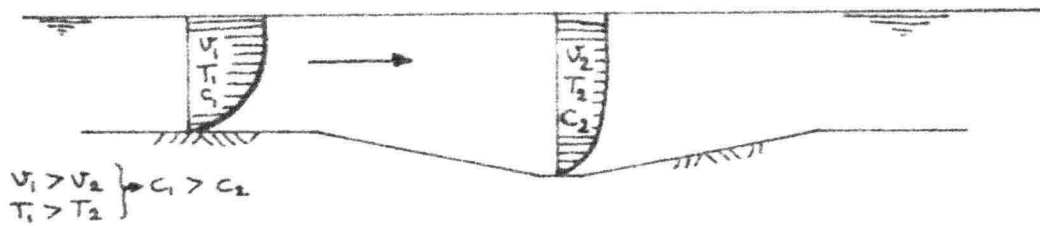
Westerschelde

In deze zeearm vindt veel zwevend transport plaats, zoveel dat de gebaggerde sleuf voor de pijpleiding niet open gehouden kon worden tot het tijdstip waarop de leiding in zijn geheel gezonken of getrokken zou kunnen worden. De baggervloot die nodig zou zijn voor het onderhoud van de gehele sleuf tegelijk zou te groot moeten zijn.

De leiding is daarom in gedeelten gezonken en later aan elkaar gelast. Dit kan zowel onder druk in een caisson als boven water gebeuren, waarbij de overspanning bodem van de sleuf - lasplaats weer niet te groot mag worden.

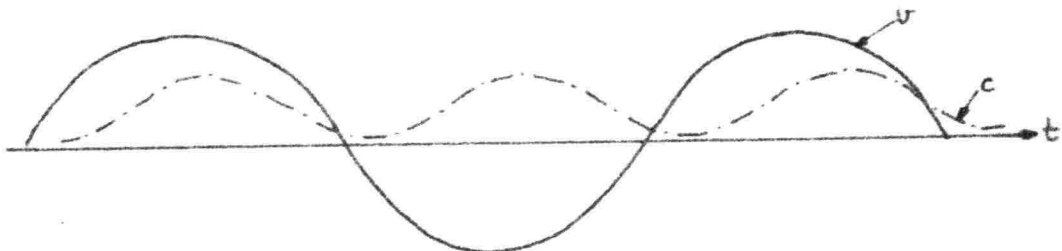
Het zwevend transport neemt boven de sleuf af:

- T = turbulentie
- V = gemiddelde snelheid
- C = concentratie



Boven de geul slaat zoveel neer, tot de bij die snelheid en turbulentie behorende concentratie verkregen is.

Uit metingen is een relatie tussen V en C op te stellen zodat men de hoeveelheden die in de geul neerslaan (onderhouds-baggerwerk) kan berekenen.



Het faseverschil tussen V en C moet klein genoeg zijn, anders komen geen deeltjes in de sleuf terecht.

De concentratie neemt immers iets later af dan de snelheid (zie figuur).

Dus via ΔV , ΔC berekenen, of als tijd Δt , waarin sleuf "overstroomt" wordt te kort is, de afname ΔC van de concentratie in die tijd nemen, en dan wellicht de maximaal mogelijke concentratie-afname.

Het bodemtransport is eenvoudig te berekenen; d.i. een functie van de schuifspanning aan de bodem (τ). Het verschil tussen $f(\tau_2)$ en $f(\tau_1)$ blijft in de sleuf achter.

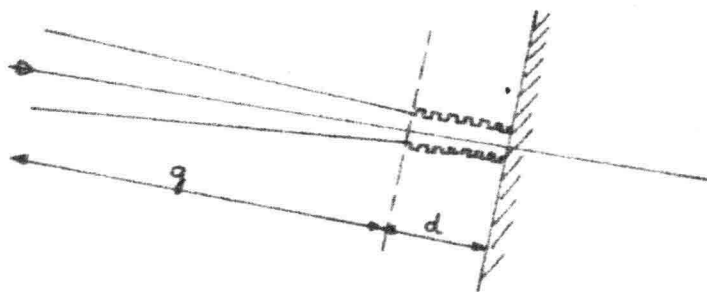
Na gereedkomen van dit werk in de Westerschelde is er op een onverwachte plaats een geul verplaatst, zodat de leiding over enige lengte als een snaar gespannen vrij boven de bodem hing.

Zand storten in de geul had geen zin; de natuur zou immers binnen de kortste tijd de geul weer hebben uitgediept.

Resistenter materiaal moest worden gestort: b.v. mijnsteen of zeegrind. Sleephopperzuigers hebben voor de kust van Engeland zeegrind gezogen en boven de leiding geklapt.

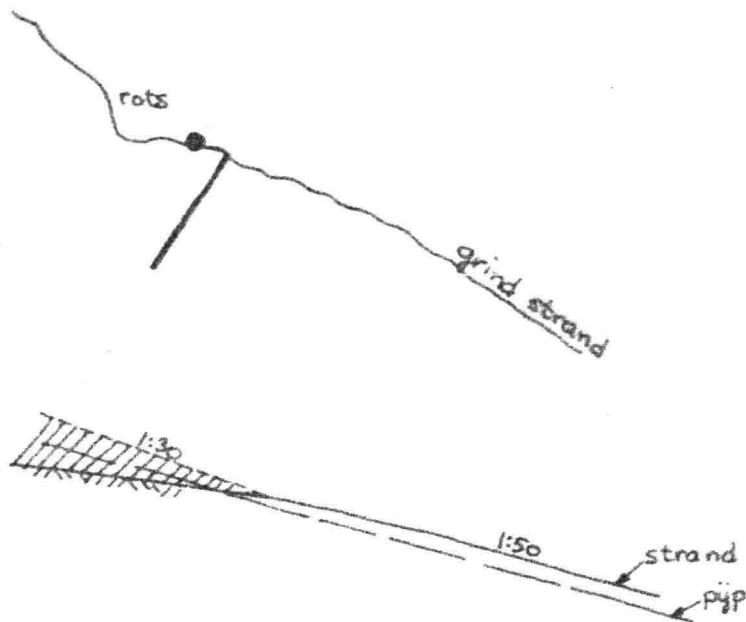
Men heeft hierbij nagegaan of het grind als één blok of als afzonderlijke deeltjes uit de hopper zou vallen. Dit heeft invloed op de grootte van de belasting op de leiding tijdens het storten.

Rioolwateruitlaat Scheveningen



De geul g is door een sleephopperzuiger gezogen. Over afstand d , daar waar de zuiger vanwege de diepte niet meer kon opereren, is een kofferdam geslagen. De grond werd hier met een grijperkraan verwijderd. De leiding is getrokken.

Pijpleiding aan zand-grindstrand aan de Engelse zuidkust.



Over enige lengte ligt de pijp in de brandingszone niet meer de ontworpen 5 voet onder de bodem.

De strandhelling t.p.v. de pijpleiding is 1:50. Enige kilometers oostwaarts bevindt zich onder overigens dezelfde omstandigheden een strand met grovere korrels dat onder een helling van 1:30 ligt (zeegrindstrand).

Stort men het grind op het gedeelte dat bloot ligt onder de helling 1:30 dan zal dit blijven liggen en de pijpleiding zal beschermd blijven.

Een krib over de leiding onder helling 1:50 zou bij de kop (discontinuiteit) moeilijk heden geven.