

1932-1

JWS

**VANDBYGNINGSTEKNISK SELSKAB**

**PÅVIRKNINGER PÅ MARINE KONSTRUKTIONER**

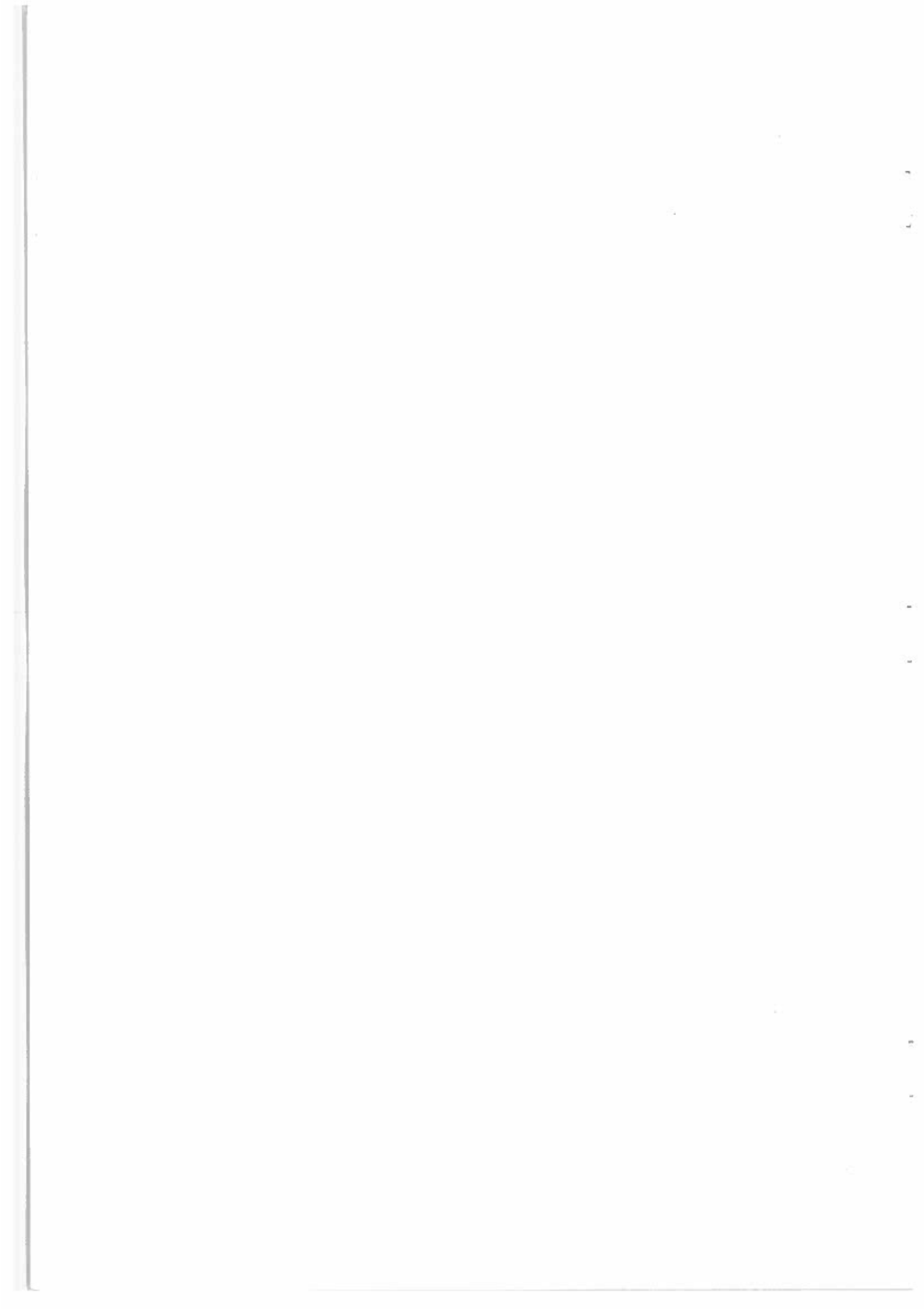


## SEMINAR OM MARINE KONSTRUKTIONER

afholdt på DTH den 22. maj 1980.

### INDHOLD

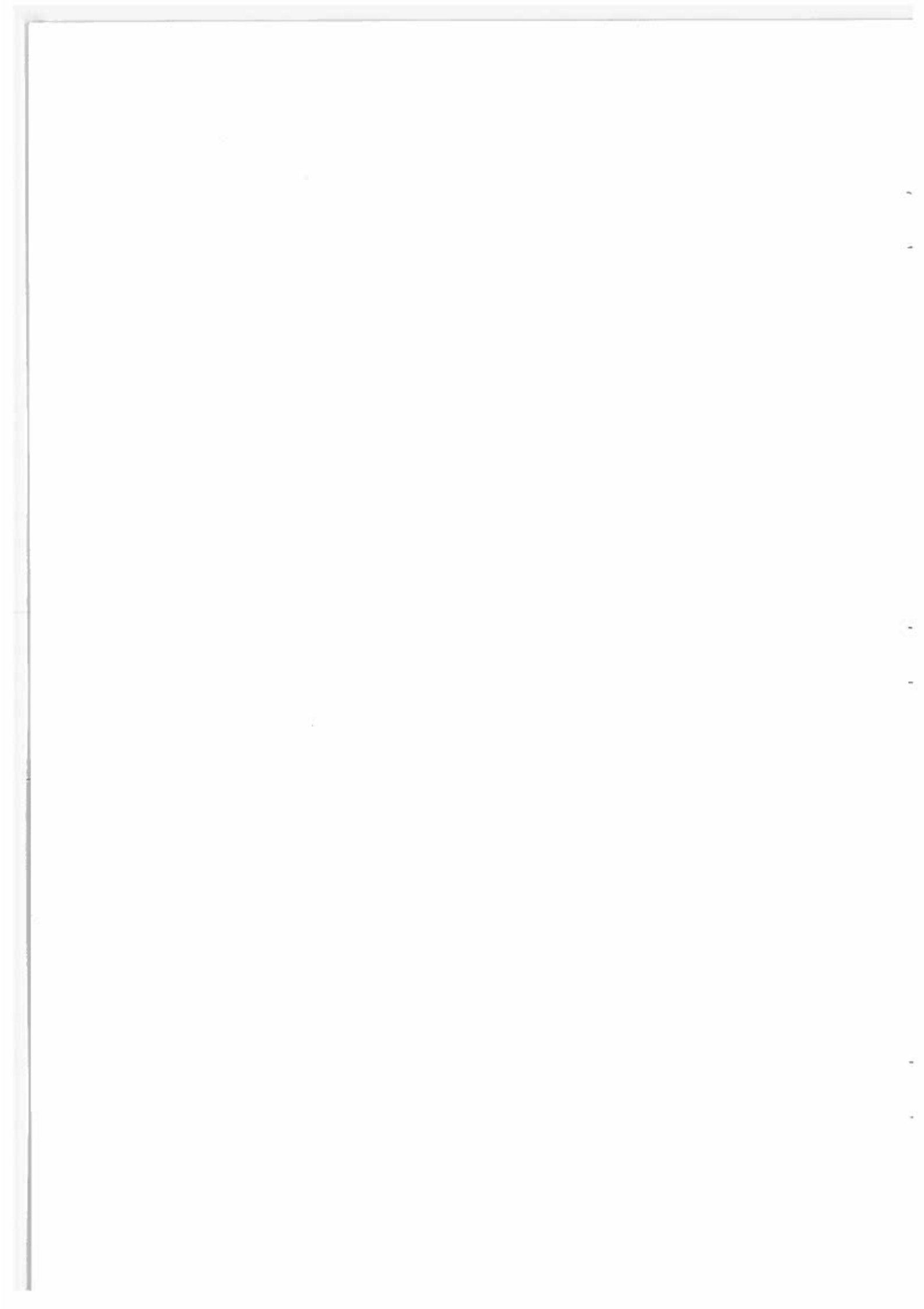
1. Stenkastningsmoler  
v/civilingeniør Ole Juul Jensen, DHI.
2. Vertikalmoler  
v/civilingeniør Helge Gravesen,  
Rambøll & Hannemann.
3. Svingningsproblemer i marine konstruktioner  
v/civilingeniør, lic. techn.,  
Niels-Erik Ottesen Hansen, DHI.



STENKASTNINGSMOLER

Ole Juul Jensen

DANSK HYDRAULISK INSTITUT



## F O R O R D

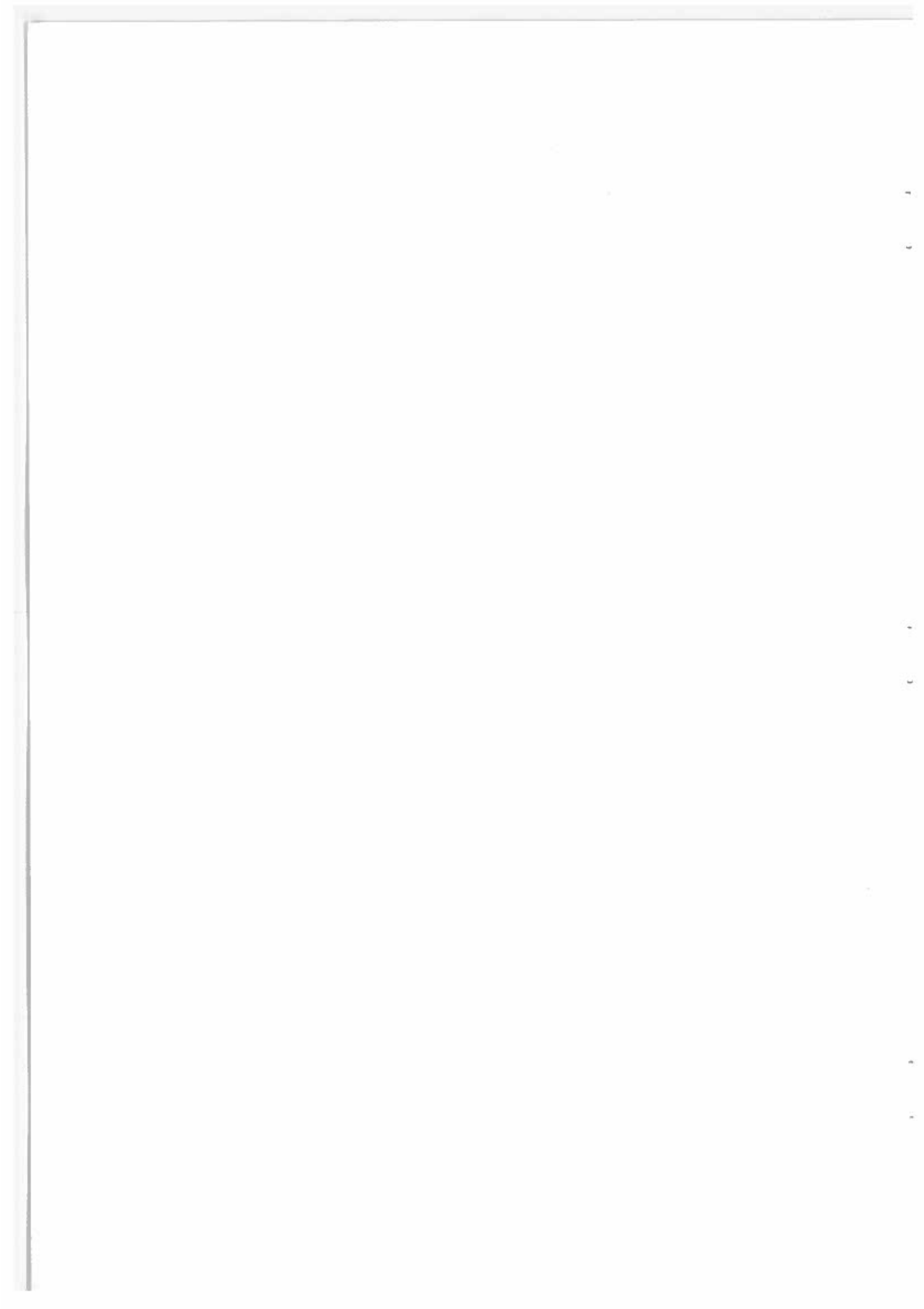
Dette notat er udarbejdet som en skriftlig præsentation af et foredrag vedrørende stenkastningsmøler afholdt på mødet i Vandbygnings- teknisk Selskab på Danmarks Tekniske Højskole den 22. maj 1980.

Grundlaget for dette notat er en lang række modelforsøg, der i de seneste år er udført ved Dansk Hydraulisk Institut. På grund af emnets vidtfavnende karakter udgør nærværende notat kun en sporadisk gennemgang af de forskellige faktorer, der bør tages i regning ved dimensionering af en stenkastningsmøle, og dens forskellige delkomponenter.

Notatet er udarbejdet under et udviklingsprojekt ved DHI vedrørende stenkastningsmøler. Dette projekt er finansieret af Teknologirådet. Notatet er et kort resumé af en større, mere omfattende rapport, der er under udarbejdelse for ovennævnte projekt.

Hørsholm, den 7. november 1980

  
Ole Juul Jensen





## 1 . I N D L E D N I N G

Stenkastningsmoler anvendes som beskyttelse af havne, konstruktioner og terminaler imod bølger. De benyttes endvidere som beskyttelse af sejlrender og indsejlinger på sedimentkyster. Endvidere benyttes stenkastningsmoler i form af høfder til stabilisering af kyststrækninger.

Stenkastningsmoler har været benyttet siden oldtiden, men set i historisk perspektiv er det klart, at mange af de tidligere byggede stenkastningsmoler var underdimensionerede, og at de som resultat heraf ofte blev totalt beskadiget under storme.

Grunden til dette må søges i to faktorer:

1. Det på den tid mangelfulde kendskab til stenkastningsmolers fysik, og den deraf følgende mangel på praktiske ingeniørmæssige metoder til brug ved dimensionering.
2. Desuden var ingeniører og entreprenører tidligere ofte begrænset i deres muligheder med hensyn til valg af profil, idet mulighederne med hensyn til både materialer og entreprenørmateriel var begrænsede. Det var således ofte nødvendigt at benytte naturligt forekommende sten eller sprængsten fra et stenbrud til bygningen af moler. Ofte var tilstrækkelig store kraner til placering af blokkene med den ønskede hældning heller ikke til rådighed.

I de seneste år har forøgelsen af skibenes størrelse medført, at mange moler nu bygges på meget større vanddybder og på mere udsatte steder end tidligere. Alene på grund af de store dybder vil disse konstruktioner være udsat for kraftigere bølgepåvirkning, idet bølgehøjden ved konstruktionen ikke er begrænset af vanddybden.

Til trods for at moler nu bygges på langt større dybder og med langt større omkostninger end tidligere, er tidligere dimensioneringsmetoder, hvor man tolererede relativt store beskadigelser blevet fastholdt i vidt omfang - også for disse mere udsatte konstruktioner. Helt eller delvist svigt af konstruktioner er imidlertid ofte langt mere katastrofalt end tidligere, fordi de nyere moler på dybt vand ofte udføres med komplicerede betonelementer som dæklag, og fordi de bygges med stejle anlæg, (hældning) for at reducere materialeforbruget.

Der har da også i de seneste år forekommet en række sammenstyrtninger af molekonstruktioner med enorme omkostninger til reparation af disse til følge. Dette gælder bl.a. for molerne ved Bilbao i Spanien og for Sines i Portugal.

Der synes således at være behov for mere sikre og rimelige dimensioneringsmetoder for stenkastningsmoler. I det følgende vil dimensionering af stenkastningsmoler blive gennemgået. Grundlaget for præsentationen er en lang række moleprojekter, som DHI har udført modelforsøg med i de seneste år.

## 2 . M I L J Ø P Å V I R K N I N G E R

Følgende miljøpåvirkninger bør tages i betragtning for stenkastningsmoler:

### Bølgeforhold

- a. stormbølger og dønninger
- b. "hurricane" bølger
- c. jordskælvsgenererede bølger (tsunami)

### Vandstandsforhold

- a. tidevand
- b. vindstuvning/vindsækning
- c. vandstandsændringer som følge af barometriske trykændringer.

### Funderingsforhold

- a. jordbundsforhold
- b. mulige morphologiske ændringer (erosion og sedimentation af sedimenter i området)

### Andre miljøpåvirkninger

- a. is - fast is, drivis, is-skruninger
- b. mulige påvirkninger fra kollision af flydende konstruktioner
- c. saltvand og eventuel forurenings indvirkning på holdbarheden af byggematerialer.

Af de ovennævnte faktorer er bølgerne den vigtigste enkeltfaktor, der skal vurderes i forbindelse med dimensionering. Det er af største vigtighed for et projekts økonomi at have kendskab til de bølgeforhold, der må forventes i bygværkets levetid. Det må derfor i reglen meget stærkt anbefales, at der udføres bølgemålinger for ethvert projekt af væsentligt omfang. Der kan herved indhentes mere information om bølgeklimate end ved nogen anden kendt metode.

Ud fra bølgemålinger bestemmes ekstreme dimensionsgivende bølgeforhold ved ekstrapolation af bølgestatistikker. Det kan ofte være nødvendigt at vurdere en eventuel dæmpning eller forøgelse af bølgehøjderne ved konstruktionen på grund af bølgerefraktion. Bølgerefraktionsberegninger kan enten udføres som traditionelle håndberegninger eller, som det oftest gøres i dag, ved computerberegninger.

## 3 . V A L G A F K O N S T R U K T I O N S T Y P E O G B Y G G E - M E T O D E R

Før en beskrivelse af detaildimensionering af de forskellige komponenter, som en stenkastningsmole består af, vil valg af konstruktionsstype og byggemetoder kort blive gennemgået.

### 3.1 Konstruktionstyper

Valget af konstruktionstype foretages oftest af den rådgivende ingeniør, der så ofte benytter et hydraulisk laboratorium til udførelse af modelforsøg med den valgte eller flere forskellige alternative konstruktioner.

Følgende aspekter bør overvejes i forbindelse med valget af konstruktionstype:

#### 3.1.1 Tilgængelige ressourcer

Tilgængelige ressourcer, såsom aflejringer af naturlige sten og ral etc., samt mulig etablering af stenbrud i nærheden bør undersøges. Såfremt materialer skal bringes ind bør mulige transportveje undersøges.

#### 3.1.2 Operationelle forhold, der skal opfyldes af bygværket

- a. Adgang til bygværket under normale forhold og i relation til udførelse af eventuelt reparationsarbejde.
- b. Strategi for vedligeholdelse - skal molen være vedligeholdelsesfri i dens forventede levetid eller er vedligeholdelse/reparation acceptabelt?
- c. Krav til bølgeoverskyl både under normale storme og under ekstreme forhold. Dette aspekt afhænger af hvilke konstruktioner, der findes bag molen.

#### 3.1.3 Teknologi-niveau

Er et kompliceret projekt med f.eks. en armeret betonkonstruktion og/eller kunstige betonblokke som dækklag rationelt på det pågældende sted, eller er en ren stenkastningsmole med færre specialiserede operationer at foretrække.

#### 3.1.4 Økonomi kontra sikkerhed

Mange stenkastningsmoler bygges med kunstige betonblokke, der kun lige er tilstrækkelig store ud fra et hydraulisk synspunkt. Dette sker ofte, selvom det ikke ville have nogen signifikant indflydelse på projektets økonomi at forøge blokstørrelsen væsentligt.

En forøgelse af blokvægten vil være ønskværdig, idet sandsynligheden for en alvorlig beskadigelse derved formindskes.

Prisen for en moles dækklag er afhængig både af prisen for fabrikation af blokkene til dæklaget, samt af omkostningerne ved placering af disse i bygværket. Som eksempel kan anføres, at hvis blokvægten forøges med 50%, forøges volumet med ca. 14%, mens antallet af enheder, der skal placeres formindskes med 24%. Totalprisen for dæklaget afhænger således af forholdet mellem fabriktionsprisen og prisen for transport og indbygning per enhed. (vedrørende antal blokke i dækklag og lagtykkelser, se Ref. 4).

### 3.2 Byggemetoder

Ingeniører, der projekterer og dimensionerer molekonstruktioner, udfører almindeligvis et projekt uden at vide, hvorledes molen vil blive udført i praksis. Dette skyldes, at entreprenøren inden for visse grænser har frit valg med hensyn til byggemåde, og han er ansvarlig for, at molen får den projekterede udformning. Dette forhold er i mange tilfælde uheldigt, idet valg af konstruktionstype og et optimalt valg af udformningen af diverse konstruktionselementer er afhængig af den aktuelle entreprenørs byggemåde.

Det er således nødvendigt for den projekterende ingeniør at overveje, hvorledes selve bygningen af molen skal foregå i praksis. Kun på denne måde undgås, at moleprofilerne er så komplicerede at udføre, at det tager længere tid end nødvendigt. Dette forhold er også ofte en kilde til uoverensstemmelser mellem entreprenøren og den eller de ingeniører, der på bygherrens vegne har ansvaret for tilsyn under byggeriet.

Vedrørende selve byggemetoderne, der i dag anvendes ved molebyggeri, vil der ikke her blive gået i detaljer: Følgende tre forskellige byggemetoder benyttes ved bygning af stenkastningsmoler:

1. Bygning af molen tørt i en midlertidig byggegrube etableret f.eks. med en spunsvæg. Denne metode benyttes kun i tilfælde, hvor byggegruben er nødvendig af andre årsager.
2. Placering af materiale fra faststående materiel, enten fra selve molen eller fra faststående platforme f.eks. såkaldte "jack-up" platforme.
3. Placering af materiale fra flydende materiel.

For større moleprojekter benyttes ikke sjældent en kombination af metode 2 og 3. Molekernen og evt. banketter udføres fra flydende materiel, medens filter- og dæklagene udføres med kran fra selve molen. Ved reparation af beskadigede moler benyttes samme byggemetoder, som angivet ovenfor.

### 4 . B Ø L G E P Å V I R K N I N G P Å E N M O L E K O N S T R U K - T I O N

Bølger er som tidligere nævnt den vigtigste parameter, der skal tages i regning ved dimensionering af moler. Det er hastighederne og accelerationerne i bølgenedskillet der forårsager de ydre kræfter på molen. Der findes i dag ingen teoretisk beregningsmetode, der kan benyttes til bestemmelse af hastigheder og accelerationer i en bølge med givne karakteristika, når denne bryder på en moleskråning. Fysikken for en brydende bølge er meget kompliceret, og derfor benyttes i dag normalt modelforsøg, hvor man i stedet for direkte undersøger stabiliteten af blokkene i dæklaget som funktion af bølgeforholdene foran konstruktionen. Hvis man simplificeret - som vist på Fig. 4.1 - betragter en blok, det være en sten eller en kunstig betonblok i dæklaget af en mole, kan følgende kræfter identificeres:

1. Inertikræfter,  $F_e$ .

$$F_e = m \cdot a$$

(ikke vist på Fig. 4.1)

2. Strømkraft,  $F_d$

$$F_d = C_D (R) \cdot \frac{1}{2} \rho_w U^2 A$$

3. Løftekraften,  $F_l$  kan skrives på samme form som  $F_d$

4. Resultierende hydrodynamisk kraft,  $F_r$ .

$$F_r \sim C \frac{1}{2} \rho_w U^2 A$$

Her er  $m$  = massen af moleblok,  $a$  = acceleration,  $C_D$  = strømtrykskoefficient,  $R$  = Reynolds tal,  $\rho_w$  = vandets massetæthed,  $U$  = hastighed,  $A$  = tværsnitareal af moleblok,  $C$  = koefficient. Hvis man simplificeret antager, at hastigheden i bølgenedskyllet, der oftest er dimensionsgivende, kan udtrykkes ved  $U = \alpha\sqrt{2gH}$ , hvor  $H$  er bølgehøjden, kan man ved moment om,  $O$ , opstille et kriterium for stabilitet af den betragtede moleblok.

$$F_r \sin \varphi \cdot \frac{d}{2} \leq W \cos \varphi \cdot \frac{d}{2} \quad (4.1)$$

Ved omskrivning og en del udregning kan følgende formel opstilles, idet  $W$  er blokvægten, :

$$\frac{\rho_a H^3}{W \left( \frac{\rho_a}{\rho_w} - 1 \right)^3 \cos^3 \varphi} < K_1 \quad (4.2)$$

Denne formel er næsten identisk med den meget benyttede Hudsons formel, der kan skrives på samme form som (4.2).

$$\frac{\rho_a H^3}{W \left( \frac{\rho_a}{\rho_w} - 1 \right)^3 \cot \varphi} = K_D \quad (4.3)$$

Denne formel er altså identisk med 4.2 på nær indflydelsen af dæklagets hældning.

## 5 . K O N S T R U K T I O N S M A T E R I A L E R

Materialer der benyttes til bygning af stenkastningsmoler skal opfylde visse krav, såsom stabilitet mod bølgepåvirkning, holdbarhed og desuden være lette at indbygge med det tilgængelige entreprenørmateriel. Det mest brugte materiale til bygning af stenkastningsmoler er sprængsten, der normalt fås fra et stenbrud i nærheden. Efter sprængning sorteres stenene i forskellige stenklasser alt efter hvilke graderinger, der er behov for til det aktuelle projekt.

I Danmark, hvor moræneaflejringerne er almindelige, benyttes ofte naturlige materialer indvundet fra havbunden til molebyggeri, såsom ral, diverse større sten som håndsten, grabsten og endelig som dæklag store søsten.

Endvidere benyttes ofte betonblokke som dæklag på moler. Dette skyldes, at tilstrækkeligt store naturlige sten eller sprængsten ikke altid er til at fremskaffe.

### Stenklasser

For at lette udførelsen af et moleprojekt er det vigtigt, at antallet af forskellige stenklasser, der skal benyttes til bygning af molen, holdes så lavt som muligt. Dette er et punkt, hvor der ofte forekommer fejl, især i udlandet hvor sprængsten er det mest almindelige byggemateriale. Såfremt antallet af stenklasser er stort kan det skabe store problemer for entreprenøren i stenbruddet og for tilsynet. Det kan som hovedregel anføres, at forholdet mellem største og mindste sten i en stenklasse bør være så stort, at det er let visuelt at skelne de enkelte stenklasser fra hinanden. Såfremt man, for stenene til hoveddæklaget, benytter en tolerance på min.  $\pm 50\%$  på stenvægten ud fra middelvægten vil dette være opfyldt. Endvidere bør man i hovedreglen ikke arbejde med stenklasser, der overlapper hinanden. For filtersten bør der arbejdes med større variationer i vægten mellem største og mindste sten. Dette vil blive omtalt i afsnit 6.4 - under dimensionering af filterlag.

Det har vist sig, at de stenklasser det er muligt at producere fra et bestemt stenbrud, ofte er bestemmende for et optimalt moledesign. D.v.s., det er allerede på projekteringsstidspunktet nødvendigt at kende til de stenklasser, der vil være til rådighed for byggeriet. Det må derfor stærkt anbefales, at der foretages prøvesprængninger på et meget tidligt stadium af et projekt, såfremt det er muligt. Dette bør gøres inden i-værksættelse af eventuelle modelforsøg.

### Kunstige betonblokke

Når naturlige sten af den nødvendige størrelse ikke er tilgængelige, må man benytte kunstige betonblokke. Kubiske betonblokke har været benyttet i årtier til molebygning. Siden anden verdenskrig har mange ingeniører verden over forsøgt at opfinde specielt formede blokke for at forbedre blokkenes stabilitet, og derved reducere det nødvendige blokvolumen. Omkring fyre forskellige blokke er blevet udviklet, som vist

på Fig. 5.1. Den første var tetrapoden, der blev opfundet og patenteret af Neyrpic, Inc. i Frankrig i 1950. Denne blok, der stadig benyttes til nye molekonstruktioner, er blevet benyttet i op mod 700 forskellige moleprojekter over hele verden.

Dolosblokken har i det sidste årh. påkaldt sig stor interesse, idet den ved modelforsøg og i praksis har vist sig at være meget stabil i forhold til sin vægt. På det seneste er der blevet sat kraftigt spørgsmålstegn med hensyn til dolosblokke. Dette skyldes bl.a., at molen ved Sines i Portugal er blevet næsten totaltbeskadiget. Denne mole er opført med dolosblokke med vægt 42 t og med anlæg 1:1.5 af dæklaget. Der findes en del dolosmoler, der må betragtes som succeser, bl.a. vestmolen i Hirtshals, der blev bygget i 1973. Det synes som om man med dolosblokken har nået grænsen for det mulige med hensyn til betonens egenskaber, idet alle dolosmoler udviser knækkede blokke, nogle få - andre mange. Man kan konkludere, at selv om dolosblokkes stabilitetsforhold tilsyneladende har været overvurderet, bør man ikke på det foreliggende grundlag totalt opgive brugen af dolosblokke.

Som ingeniør beskæftiget med modelforsøg, bliver man ofte spurgt: "Hvilken moleblok er den bedste?" - Det er et spørgsmål, det ikke er muligt at give et definitivt svar på, idet dette afhænger af mange faktorer.

Der synes i de sidste år med de større og større kraner, der er til rådighed for entreprenørerne at være en tendens tilbage mod mere robuste, simple og holdbare moleblokke som for eksempel kubiske blokke. Også tetrapoder benyttes meget i dag især rundt langs Middelhavets kyster.

## 6 . D E T A I L D I M E N S I O N E R I N G A F S T E N K A S T - N I N G S M O L E R

---

### 6.1 Indledning

Forud for en detaildimensionering af en stenkastningsmole er det nødvendigt at have fastlagt de dimensionsgivende hydrografiske forhold, d. v.s. sammenhørende værdier af bølgeforhold og vandstande. Derudover er det, som tidligere nævnt nødvendigt at have klargjort hvilken konstruktionstype, der er anvendelig, samt hvilke byggematerialer, der vil være tilgængelige for det aktuelle projekt.

I det følgende vil detaildimensionering af følgende komponenter af en stenkastningsmole blive gennemgået:

1. Tå-beskyttelse og filter under mole.
2. Kernemateriale
3. Filterlag
4. Banket
5. Hoveddæklag
6. Molekrone
7. Bølgeskærme
8. Bølgeoverskyl
9. Dæklag, havneside
10. Molehoved og moleknæk

## 6.2 Tåbeskyttelse og filter

Stenkastningsmoler bygget på en sandbund udføres traditionelt med en tåbeskyttelse f.eks. som vist på Fig. 6.1, der viser en moleprofil fra Libyen. Filosofien bag tåbeskyttelsen er, at materialet i denne skal beskytte mod underskæring af foden af molen, såfremt en erosion af bunden finder sted her. Fodsikring udføres traditionelt med materiale, der må betragtes som relativt groft sammenlignet med det underliggende sand. Dette materiale opfylder altså ikke traditionelle filterkriterier overfor sandbunden.

Det samme gør sig gældende med hensyn til kernematerialet og havbunden, hvor kernen i Danmark traditionelt opbygges af ral, d.v.s. med stenstørrelser ca. 1-10 cm. I udlandet benyttes ofte sprængstensfyld enten u-sorteret eller eventuelt frasigtet de fineste fraktioner (sand og grus etc.).

Den gængse praksis nævnt ovenfor giver ikke anledning til problemer i praksis. For nærværende findes ingen entydige kriterier, der kan benyttes ved dimensionering af tåbeskyttelsen og filter mellem kerne og bund, så ovennævnte praksis kan bibeholdes.

I praksis sker der det, hvis en mole med ralkerne eller sprængstenskerne bygges direkte på en sandbund, at rallen på grund af vægten af det overliggende materiale synker et stykke ned i sandbunden, hvorefter laggrænsen mellem de to materialer stabiliseres.

Det kan dog anbefales, såfremt der af den ene eller anden årsag er store vandbevægelser eller gradienter på tværs af sådanne laggrænser, at det undersøges hvorvidt et filter mellem de to materialer er nødvendigt.

## 6.3 Kernemateriale

Kernen af stenkastningsmoler bygges ofte af sprængstensfyld, dog benyttes ral i stor udstrækning i Danmark. Det er vigtigt at kernen ikke udføres af for groft materiale, idet molen så vil være gennemtrængelig for bølger. Især for moler på kyster med stor sedimenttransport er det af stor betydning, at kernen er relativt tæt, idet opslemmede sandskorn derved ikke kan trænge igennem molen og bundfældes på havnesiden.

I projekter, hvor kernen bygges af sprængstensfyld, er det almindeligt at fastsætte en nedre grænse for stenstørrelser i kernen f.eks. 1 kg eller mindre. Dette gøres for at hindre en senere udvaskning af de fineste fraktioner af sprængstensfylden, og de deraf måske efterfølgende sætninger. På den anden side vil et sådant krav normalt fordyre projektet, idet en ekstra operation er nødvendig i stenbruddet.

I Midvaag på Færøerne blev sprængstensmolen vist på Fig. 6.2 bygget uden, at de fineste fraktioner blev fjernet fra kernematerialet. Dette medførte en begrænset sedimentation af fint materiale rundt om molen. Dette var acceptabelt i det pågældende tilfælde. Den totale sætning var af størrelsesorden 2% af den totale højde af molen.



I specielle tilfælde kan dele af molekernen udføres af sand. Det var f.eks. tilfældet med udvidelsen af Århus Havn, hvor tre alternative moleprofiler, som vist på Fig. 6.3, blev overvejet. Det tredje profil kom til udførelse. I andre tilfælde er dele af molekernen blevet udført af sand, som er fastholdt i kernen bag volde af sprængstensfyld, der udlægges succesivt, hvorefter et sandlag indpumpes etc.

#### 6.4 Filterlag

##### Filterkriterier

Stenkastningsmoler bygges normalt med et eller flere filterlag mellem kernematerialet og dækstenene i hoveddæklaget. Filterlaget er nødvendigt for at forhindre, at kernematerialet vaskes ud gennem hoveddæklaget. Geoteknik af Lundgreen og Brink-Hansen, Ref. 1, angiver følgende kriterier for filteres stabilitet. Index f referer til filter og b til basismateriale.

$$\frac{d_{15, f}}{d_{85, b}} < 4 \text{ à } 5 \quad (6.1)$$

og

$$\frac{d_{15, f}}{d_{15, b}} < 20 \text{ à } 25 \quad (6.2)$$

Disse kriterier kaldes også Terzaghi's filterkriterier. Shore Protection Manual, Ref. 2, angiver kriterier for dimensionering af filtre på stenkastningsmoler. Shore Protection Manual angiver, at stenstørrelserne i filterlaget bør have en vægt på ca. 1/10 til 1/15 af dækstenenes vægt, svarende til stendimensioner på 40 til 45% af hoveddækstenene. For kernematerialet anbefales stenvægte på 1/200 til 1/6000 af stenvægten for hoveddækstenene. D.v.s. et forhold på 4 til 8 mellem stenstørrelserne i filterlaget og kernen.

Thomson og Shuttler Ref. 3, angiver også filterkriterier for dæksten og filtersten på stenkastningsmoler. Disse kriterier er sammen med de tidligere angivne fra Ref. 1. og 2. vist i Tabel 6.1.

Reference.	Forhold mellem fraktioner ud fra kornkurve		
	$\frac{d_{15, d}}{d_{85, f}}$	$\frac{d_{50, d}}{d_{50, f}}$	$\frac{d_{15, d}}{d_{15, f}}$
Lundgren og Brinch-Hansen (Terzaghi) Ref. 1	$\leq 4 \text{ à } 5$	—	$\leq 20 \text{ à } 25$
Shore Protection Manual Ref. 2	$\sim 2,2$	$\sim 2,3$	$\sim 2,5$
Thomson & Shuttler Ref. 3	$\leq 4$	$\leq 7$	$\leq 7$

Tabel 6.1. Filterkriterier for dæksten og filtersten.

Sammenlignes ovennævnte kriterier fremgår det, at Shore Protection Manual anbefaler meget strenge krav til filterstenene, medens Ref. 3.'s krav ligger mellem Shore Protection Manuals og de traditionelle kriterier fra geoteknikken.

Det er vanskeligt på dette grundlag at drage en konklusion vedrørende valg af generelle filterkriterier. For at belyse sagen kan et praktisk eksempel gives.

#### Eksempel på stengraderinger for sprængstensmole

Molen i Midvaag på Færøerne blev bygget med de på Fig. 6.4 viste kornkurver for kernemateriale og dæksten. For denne mole, der er dimensioneret for  $H_s = 3,9$  m, og som har været udsat for bølgehøjder op til ca.  $H_s = 2,5$  m, har der ikke vist sig problemer. Det ses, at kernematerialet og dækstenene lige opfylder kriterierne fra geoteknikken.

Danske moler opført af ral med et filterlag af håndsten og et dæklag af store søsten, vil normalt heller ikke overholde Shore Protection Manuals anbefalinger.

På det foreliggende grundlag kan det konkluderes, at Shore Protections Manuals kriterier er langt på den sikre side, og at kriterierne fra Ref.3 må anses for at være sikre, som grundlag for dimensionering.

Det ligger udover nærværende fremstilling at komme ind på dimensionering af filterlag eller sekundært dæklag for moler, hvor dæklaget udføres med kunstige betonblokke som tetrapoder og dolos etc. Normalt benyttes for sådanne projekter relativt store sprængsten under hoveddæklaget. Som eksempel ses på Fig. 6.1 en tetrapodemole til Zwara i Libyen, der for nyligt er blevet undersøgt ved modelforsøg på DHI. For denne mole blev det foreslået at udføre et meget tykt filterlag under dæklaget der består af 10 m tetrapoder som vist på figuren. Filterlaget har en tykkelse på 3.5 m og består af sprængsten på 0.5 - 4.0 t.

En række forsøg udført ved DHI har vist, at tykkelsen af filterlaget har betydning for stabiliteten af hoveddæklaget. Tendensen er, at stabiliteten af hoveddæklaget vokser med voksende lagtykkelse af filterlaget. Dette kan forklares ved, at en forøget tykkelse af det relativt permeable filterlag nedsætter vandhastighederne i bølgenedskyllet, idet strømmingen foregår i et lag med større tykkelse.

#### Tykkelse af filterlag

Der kan ikke generelt opstilles regler for nødvendig tykkelse af filterlag. Filterlaget bør dimensioneres så tykt, at man efter udførelsen er sikker på, at der overalt er et sikkert filter mellem kernen og hoveddæklaget. Der skal altså tages hensyn til de uundgåelige unøjagtigheder, der opstår ved placering af filterstenene, især under vandlinien. Endvidere vil filterlaget ofte blive udsat for beskadigelse fra moderate storme i byggeperioden, hvor dele af molen henligger uden hoveddæklag.

#### 6.5 Banket

Bankettet på søsiden af en mole har tre forskellige funktioner:

1. Bankettet udgør funderingen af hoveddæklaget.
2. Bankettet kan opfange nedfaldne enheder fra hoveddæklaget. På denne måde vil dæklagets hældning i tilfælde af skader gradvist formindskes, og dæklaget kan tendere mod at blive mere stabilt.
3. Fra et konstruktionsmæssigt synspunkt er det væsentligt at bankettet er til stede, idet det gør overgangen fra bankettet til hoveddæklaget veldefineret for entreprenøren.

Bankettet bør udføres med sten, der er så store, at bankettet er tilstrækkeligt stabilt for de forventede bølge- og vandstandsforhold. Bredden af bankettet bør vælges så stor, at bankettet opfylder sine formål, punkt 1-3. Iøvrigt må bankettets bredde afstemmes efter den aktuelle udførelsesmetode, idet der f.eks. vil være væsentlig forskel på konstruktionsnøjagtigheden, hvis bankettet udføres fra flydende materiel eller med en kran fra selve

molen. Såfremt bankettet udføres omhyggeligt vil en banketbredde svarende til 3 - 4 typiske stendimensioner være tilstrækkeligt.

Den nødvendige stenstørrelse på bankettet afhænger af følgende faktorer:

1. Konstruktionstype - dæklagstype, hældning og udstrækning.
2. Bølgeforhold - bølgehøjde/bølgeperiodekombinationer og bølgenedskylshastigheder forårsaget af disse bølger på den aktuelle mole.
3. Vandstand - d.v.s. at dybden af bankettet under roligt vandspejl er af betydning.

Det er af største vigtighed for dimensionering af bankettet, at sammenhørende værdier af vandstand og bølgeforhold fastlægges til brug ved dimensionering. Det er oftest lavvandssituationen, der er bestemmende for dimensioneringen.

Fig. 6.5 viser resultater fra en række modelforsøg. Her er det relative bankedybdeniveau  $h/H_s$  angivet som funktion af stabilitetskonstanten  $N^3$  og bølgestejlheden  $S$ . Disse parametre er defineret som:

$$N^3 = \frac{\rho_s H_s^3}{\left(\frac{\rho_s}{\rho_w} - 1\right)^3 \cdot \bar{w}}$$

og

$$S = \frac{H_s}{L} \approx \frac{H_s}{T_p \sqrt{g D}}$$

Det fremgår, at jo større bølgestejlheden  $S$  er, jo mindre bankedybde er nødvendig. Dette skyldtes, at stejle bølger normalt har et mindre bølgenedskyl end længere bølger.

I tilfælde hvor molen er beliggende på lavt vand og udsat for bølger, der bryder direkte mod konstruktionen frembyder dimensioneringen af bankettet et særligt problem. I sådanne tilfælde vælger man ofte at føre hoveddæklaget helt ned til tåbeskyttelsen.

Fig. 6.6 viser som eksempel resultaterne af modelforsøgene med molen i Midvaag. Det fremgår, hvorledes beskadigelsen af bankettet vokser med faldende relativt bankettniveau  $h/H_s$ .

Skaden på bankettet er defineret som forholdet mellem antallet af nedfaldne sten fra bankettet i forhold til det totale antal sten i bankettet. En del beskadigelse af bankettet kan accepteres så længe bankettet opfylder sine formål nævnt i begyndelsen af dette afsnit.

## 6.6 Hoveddæklag

### Stabilitetsformel

Hoveddæklaget på en stenkastningsmole er normalt den delkomponent af molen, der ofres mest opmærksomhed. Det er da også for dimensionering af hoveddæklaget på en mole, at så mange i de sidste 30 - 40 år har forsøgt at opstille formler. Disse formler, hvoraf der for nærværende findes en lang række er alle mere eller mindre empiriske. Hudsons Formel er idag den mest benyttede. Den har som tidligere nævnt følgende udseende:

$$\bar{W} = \frac{\rho_s H^3}{\left( \frac{\rho_s}{\rho_w} - 1 \right)^3 \cdot K_D \cdot \cot v} \quad (6.6)$$

Her benyttes normalt  $H_s$  som bølgehøjde (se Ref. 2 og 4).

Eftersom stabilitetskonstanten  $K_D$  afhænger af en lang række faktorer både med hensyn til bølgeforholdene foran konstruktionen og molens aktuelle udformning etc., bør stabilitetskonstanter,  $K_D$ , bestemt for et givet moleprofil anvendes med stor forsigtighed for andre profiler. Som vist i Ref. 4 er bl.a. bølgeperioden af stor betydning for dæklagets stabilitet. Det er normalt således, at stabiliteten aftager med voksende bølgeperiode (aftagende stejthed). På grund af ovennævnte faktorer må modelforsøg betragtes som det mest sikre værktøj ved dimensionering af moler.

Alle stabilitetskonstanter præsenteret i litteraturen svarer til en bestemt grad af beskadigelse af dæklaget, oftest refereret i form af en skadeprocent. Skadeprocenten er normalt defineret som antallet af blokke flyttet mere end sin egen dimension i forhold til det totale antal blokke i dæklaget.

Hvor stor en beskadigelse af dæklaget der er acceptabel som dimensioneringsgrundlag for forskellige typer moler, er det ikke muligt at opstille generelle kriterier for. Dette skyldes, at den acceptable beskadigelse afhænger af en lang række faktorer. Der er for eksempel stor forskel på, om molen er forsynet med en bølgeskærm med adgangsvej eller med en krone af moleblokke, idet en eventuel reparation er meget lettere at udføre i det første tilfælde. Endvidere afhænger hvor stor en beskadigelse, der for et givet project er acceptabel, af hvilken type moleblokke der benyttes. Der er f.eks. en meget stor forskel på om dæklaget består af sprængsten, der normalt tåler at blive flyttet noget rundt og bevæge sig uden at gå i stykker, eller om moleblokkene er kunstige betonblokke.

For dolos f.eks. kan kun uhyre små beskadigelser accepteres, og for et sikkert design vil det efter alt at dømme være nødvendigt at specificere at blokkene stort set overhovedet ikke må bevæge sig. I tilfælde af bevægelse er der stor risiko for at blokkene knækker uden at blive flyttet ud af dæklaget.

Endvidere afhænger et acceptabelt skadeniveau af, hvor hurtigt materiale og materiel kan mobiliseres til reparation af en eventuel beskadigelse. Alt i alt kan det fremføres, at det acceptable skadeniveau afhænger af en vurdering af totaløkonomi for forskellige løsninger kontra sandsynlighederne for beskadigelser for de forskellige løsninger.

Som en antydning af de i litteraturen præsenterede stabilitetskonstanter, kan det nævnes, at Shore Protection Manual angiver følgende størrelsesorden for  $K_D$ -faktorer for forskellige typer dæklag for begrænset beskadigelse af dæklaget

sprængsten	$K_D = 2.4 - 4$
kubiske blokke	$K_D = 7$
tetrapoder	$K_D = 7 - 8$
Dolos	$K_D = 22 - 25$

Disse konstanter skal som tidligere nævnt tages med et stort forbehold.

Som et eksempel på modelforsøgsresultater vises på Fig. 6.7 resultater fra en række stabilitetsforsøg med et søstensmoleprofil til Korsør Færgeshavn. Beskadigelsen i form af procent sten flyttet mere end deres egen dimension i forhold til det totale antal sten i dæklaget er plottet som funktion af stabilitetskonstanten  $K_D$ , der, idet den er dimensionsløs, kan tolkes som et dimensionsløst udtryk for bølgehøjden i tredje potens.

#### Beskadigelse af dæklag som funktion af tiden

Hudsons Formel (6.6) inkluderer intet om varigheden af den dimensionsgivende bølgepåvirkning. Dette aspekt har vist sig at være af største betydning.

Som et eksempel vises på Fig. 6.8 resultaterne fra en række modelforsøg udført på DHI med molen i Bilbao, der blev meget beskadiget for nogle få år siden. DHI's opgave var at undersøge dels det oprindelige profil for at verificere de opståede skader på konstruktionen, og dels at undersøge alternative profiler, der kunne benyttes til reparation af molen. Molen var udført med kasseformede betonblokke. Figuren viser for forskellige bølgehøjder skade-udviklingen i form af blokke, der fjernes fra dæklaget som funktion af tiden. For denne mole, der har et anlæg på 1:1.5 fremgår følgende:

1. Skadeudviklingen foregår for de større bølgehøjder næsten lineært med tiden for fastholdt bølgehøjde indtil ca. 50% af blokkene er fjernet fra dæklaget.
2. Der er en meget betydelig spredning på forsøgsresultaterne for den samme bølgehøjde.

Ovennævnte observationer fører til, at det er af største vigtighed at tage stormens varighed i betragtning ved dimensionering af molers dæklag. Det er også nødvendigt at inkludere spredningen på forsøgsresultaterne

ved dimensioneringen. Dette er nødvendigt, idet der, hvis der lægges en betragtning baseret på middelværdien af forsøgsresultaterne til grund for dimensionering, vil være en stor sandsynlighed for at mindre sektioner af molen bliver meget beskadiget. Dette er farligt for total-stabiliteten, idet der er stor sandsynlighed for at en lokal beskadigelse hurtigt vil brede sig.

Molen i Bilbao blev "totalbeskadiget" tre steder. Dette havde til følge at bølgeskærmen faldt forover ned ad molen på de pågældende steder, som det fremgår af foto på Fig. 6.9, der viser to af stederne, hvor bølgeskærmen faldt ned, og hvor rørledningerne på bagsiden af molen blev revet over.

Spredningen på modelforsøg-resultater skyldes den tilfældige opbygning af dæklaget fra forsøg til forsøg, og må derfor også forventes i praksis, idet man kan betragte en mole som bestående af en række delstrækninger med en længde svarende til den anvendte model.

Ovennævnte aspekt vedrørende spredningen på en moles stabilitet var et vigtigt aspekt i den nyligt afsluttede modelundersøgelse for Zwara i Li-byen. Fig. 6.10 viser resultatet af en analyse af forsøgsresultaterne i form af forventede fordelingskurver for antallet af nedfaldne tetrapoder, når molen opdeles i 25 m sektioner. Resultaterne er vist som funktion af antallet af år efter molens færdiggørelse. Det fremgår, at den mest beskadigede 25 m-sektion af molen, må forventes at udvise et antal nedfaldne tetrapoder ca. lig med 3 gange middelbeskadigelsen. Det fremgår endvidere, at antallet af nedfaldne blokke tilnærmelsesvist er binomialt fordelt, og tenderer mod en normalfordeling efter lang tid, her, i det pågældende tilfælde, 50 års forløb.

#### Specielle moleprofiler

Eftersom bølgepåvirkningen på en stenkastningsmole er kraftigst i et område omkring vandlinien på hav-siden af molen, er det muligt at opnå en besparelse på et moleprojekt ved kun at udføre et specielt kraftigt dæklag i dette udsatte område. Dette forudsætter dog, at molen udføres så høj, at bølgeoverskyl ikke beskadiger molens bagside. Et profil hvor dette forhold er udnyttet er vist på Fig. 6.11. Denne mole er blevet bygget ved Thorlakshöfn i Island. En tilsvarende mole er under udførelse ved Hirtshals Havn. Det samme forhold er i princippet udnyttet ved molen i Midvaag, der er vist på Fig. 6.2.

På visse lokaliteter hvor sprængsten ikke er tilgængelige i den nødvendige størrelse, men hvor det er meget besværligt at udføre en mole med kunstige betonblokke vil specielle moleprofiler kunne komme på tale. Et sådant tilfælde er havnen ved Skopun på Færøerne, der er udsat for meget kraftig bølgepåvirkning. For denne havn vil det være meget besværligt og kostbart at skulle udføre moleblokke i beton. I forbindelse med udvidelsen af havnen blev forskellige forslag derfor overvejet, bl.a. det på Fig. 6.12 viste moleprofil, der er en ren sprængstensmole. Såfremt dækstenene skulle anbringes med anlæg ca. 1:4, der vil være nødvendig for at sikre tilstrækkelig stabilitet, vil det stille meget store krav til

entreprenørmateriel og til udførelsen. I stedet er dækstenene udlagt i et depot på forsiden, hvor stenene står med den naturlige skræntvinkel, d.v.s. ca. 1:1. Under bølgepåvirkning omlejres stenene indtil det viste profil opnås. Molen er altså selvstabiliserende. Molen, der er undersøgt ved modelforsøg, er ikke kommet til udførelse, idet en havneplan, hvor denne mole ikke er nødvendig, er blevet valgt.

#### Bølgeindfaldsretning

De i litteraturen refererede stabilitetskonstanter for moledækklag gælder normalt for vinkelret bølgeindfald. Intuitivt forventes det, at skråt indfaldende bølger vil medføre mindre beskadigelse end vinkelret indfald. Dette er ikke altid tilfældet. Figur 6.13 viser en række resultater, baseret på DHI forsøgsresultater.

Det fremgår, at for indfaldsvinkler op til ca.  $45^\circ$  observeres ikke forbedret stabilitet. For dolos fremgår det, at selv for  $75^\circ$  indfaldsvinkel registreres ingen forbedring af stabiliteten. For sprængsten kan stenvægten reduceres med en faktor på ca. 1.5 for den samme indfaldsvinkel. Indfaldsvinklen har større indflydelse på andre faktorer såsom bl.a. bølgeoverskyl og kræfter på bølgeskærme.

#### 6.7 Molekrone

En molekrone bør udføres så bred og høj, at den sikrer bagsidens stabilitet overfor bølgeoverskyl. Den bør endvidere være så bred, at den bliver veldefineret for entreprenøren, d.v.s. at den er flere dækklagsenheder bred. I praksis har en minimumsbredde på ca. 4 gange en karakteristisk sten - eller blokstørrelse - vist sig at være tilstrækkelig. Andre faktorer end de rent stabilitets- og udførelsesmæssige spiller dog ofte ind, bl.a. ofte ønsket om at have en given minimumsbredde af hensyn til passagen enten under bygningen eller i brugsstadiet. Under bygning synes - som en tommelfingerregel - en bredde på 5 å 6 m i arbejdsvejsniveau, at være tilstrækkeligt for mindre moler og gængs anvendt entreprenørmateriel. For moler med bølgeskærm og/eller betonoverbygning gør de samme overvejelser sig gældende under bygning. I dette tilfælde vil dog en ønsket minimumsbredde af adgangsvejen på molekronen i brugsstadiet ofte være den bestemmende faktor.

#### 6.8 Bølgeskærme

Bølgeskærme og betonoverbygninger udføres som regel enten for at nedsætte kronekoten, eller også for at reducere bølgeoverskyl. De giver endvidere let adgang til molen i brugsstadiet, hvad der kan være en fordel, hvis en mole skal repareres. Bølgeskærme udføres oftest som en betonkonstruktion, men kan dog også, som det er tilfældet med en række mindre danske moler, udføres som en trækonstruktion.

Eftersom bølgeskærmes formål ofte er at reducere overskyl, må det påregnes at et forsøg på at stoppe overskylllet vil give anledning til store kræfter



på bølgeskærmen. Bølgekræfterne er en funktion af, hvor store vandmasser der rammer bølgeskærmen og med hvilken hastighed dette sker. Kræfterne vil altså være en funktion af størrelse og hastighed af bølgeopskyllet, der igen - for en aktuel mole - afhænger af bølgeforholdene foran konstruktionerne, den aktuelle vandstand og moleforsidens geometri, ruhed og porøsitetsforhold. Det har ved modelforsøg vist sig, at der for en given mole tilnærmelsesvis er en lineær sammenhæng mellem bølgehøjden, når denne overskrider en nedre grænseværdi,  $H_0$  og kræfterne på bølgeskærmen.

Den nedre grænseværdi svarer til en bølgehøjde der netop medfører bølgeopskyl store nok til at ramme bølgeskærmen.

Dette kan udtrykkes ved:

$$p = C_p \gamma_w (H_{\max} - H_0) \quad (6.7)$$

$p$  = tryk på bølgeskærmens forside ( $N/m^2$ )

$C_p$  = dimensionsløs koefficient

$\gamma_w = \rho_w \cdot g$  = vandets specifikke tyngde. ( $N/m^3$ )

$H_{\max}$  = maksimal bølgehøjde (m)

$H_0$  = nedre grænseværdi for bølgehøjde, der forårsager kræfter på bølgeskærm (m)

Bølgeperioden er også af betydning for kræfterne på bølgeskærmen. Som hovedregel vil de længste perioder give anledning til de største kræfter, idet de største bølgeopskyl forekommer for lange bølgeperioder.

Det kan anbefales, at bølgekræfter i hvert enkelt tilfælde bestemmes ved modelforsøg. Som eksempel på sådanne forsøg er på Fig. 6.14 vist en del af resultaterne fra modelforsøg med Hirtshals Tværmole for en vandstand på + 1.5 m. Det ses, at bølgekræfterne, plottet som funktion af den signifikante bølgehøjde  $H_s$ , er hurtigt voksende med bølgehøjden og også afhængig af bølgeperioden.

Betragtes de på Fig. 6.14 viste bølgetryk, der er målt i tre niveauer fremgår det, at for små bølgehøjder  $H \approx 1.5$  m rammes kun den nederste del af bølgeskærmen af bølgeopskyllet. For store bølgehøjder  $H_s > 3.0$  m ses det, at hele bølgeskærmen er påvirket af bølgekræfter. Den største påvirkning af bølgeskærmen forekom for  $T = 12$  s. I dette tilfælde blev trykfordelingen tilnærmelsesvis rektangulær, dog med det største tryk på den øverst placerede trykcelle.

For molen i Zwara-projektet, vist på Fig. 6.1, viste det sig ved undersøgelse at alternative udformninger af bølgeskærmen, at den af DHI foreslåede bølgeskærm havde meget stor stabilitet i forhold til sin vægt. Dette skyldes, at undersiden af bundpladen er udført med en "hæl", med en lodret side mod havnesiden. Denne konstruktionsdetalje medfører, at der kan mobiliseres et relativt stort passivt jordtryk, når bølgeskærmen påvirkes af bølgekræfter.

I det pågældende tilfælde viste det sig, at man kunne regne med stor værdi af den tilsyneladende friktionskoefficient,  $\mu$ , der kan udtrykkes ved:

$$\mu = \frac{\Sigma F_H}{W - \Sigma F_V}$$

$\Sigma F_H$  = summen af horisontale bølgekræfter

W = egenvægt

$\Sigma F_V$  = summen af vertikale bølgekræfter

I det viste tilfælde målt  $\mu \approx 1.0$ , hvor det for en tilsvarende konstruktion uden knast findes at  $\mu \approx 0.5$ .

### 6.9 Bølgeoverskyl

I projekter, hvor arealet bag molen ønskes brugt til specielle formål, er bølgesprøjt og -overskyl af afgørende betydning ved dimensionering af molen. Det har været erfaringen, at selv i tilfælde hvor egentlige overskyl med "grønt" vand ikke forekommer, kan det bølgesprøjt, der bringes over molen af vinden, være til gene for brugen af arealet bag molen. Også hvor veje er beliggende lige bag molen kan sprøjtet være til gene eller hindring for passage af vejen under stormvejr. Som eksempel på bølgeoverskyl vises på fig. 6.15 fotos fra henholdsvis tværmolen i Hanstholm Havn og ydermolen ved Tripoli Havn.

I Ref. 5 er en række resultater fra forskellige modelundersøgelser præsenteret. Som et eksempel er på Fig. 6.16 på dimensionsløs form vist resultater for en traditionel stenkastningsmole.

Det fremgår heraf, at logaritmen til middelvoluminet af bølgeoverskyllet vokser proportionalt med bølgehøjden, og at vindhastigheden kun har betydning for små intensiteter (sprøjt). For egentlige bølgeoverskyl med "grønt" vand er intensiteten stort set uafhængig af vindhastigheden, men kun afhængig af bølge- og vandstandsforhold. Generelt kan det fremføres, at det kun er nødvendigt at reproducere vinden i modelforsøgsrenden ved moleforsøg, hvor det drejer sig om bestemmelse af relativt små bølgeoverskyl (sprøjt) som nævnt ovenfor.

På Fig. 6.17 vises resultater af en moleundersøgelse af Hirtshals Tværmole. Det fremgår heraf, at den i middel nedfaldende vandmængde ( $m^3/m^2/s$ ) bag molen aftager meget hurtigt med afstanden fra molen, og tilnærmelsesvist logaritmisk, d.v.s.

$$q(x) = q_0 \cdot 10^{-\frac{x}{\beta}} \quad (6.8)$$

hvor

$q(x)$  er intensiteten i afstand  $x$  fra molens "bagkant" ( $m^3/m^2/s$ )

$q_0$  = intensitet for  $x = 0$

$x$  = afstand fra molens bagkant (m)

$\beta$  = konstant (se Ref. 5)

Det er altså nødvendigt ved projektering af moler, hvor arealet bag molen er følsomt overfor overskyl, at inkludere en analyse/undersøgelse af dette aspekt. Også selvom overskylllet eventuelt er acceptabelt kan det være nødvendigt at kende de forventede vandmængder af hensyn til dimensionering af drænsystemet.

Hvor store intensiteter, der er acceptable for forskellige anvendelser af et areal bag en mole er emnet for Ref. 6. Der findes på nuværende tidspunkt ikke internationale generelle regler for acceptable intensiteter for forskellige anvendelser af arealet bag moler. Man må derfor ved dimensionering forsøge at benytte sammenligninger med tilsvarende projekter, hvor overskyllforholdene kvalitativt er kendt i naturen og kvantitativt fra modelforsøg.

#### Kriterier for bølgeoverskyl

For nærværende er det muligt at opstille foreløbige kriterier til vurdering af intensiteten af bølgeoverskyl.

Til dette formål kan følgende informationer benyttes:

1. Intensiteten af ekstreme regnskyl i Danmark er af størrelsesordenen  $2 \cdot 10^{-5} m^3/m^2/s$ , mens verdens størst målte regnintensitet i et minut er  $5 \cdot 10^{-4} m^3/m^2/s$ . For sammenligning med bølgeoverskyl skal det anføres, at intensiteten af nedfaldende vand bag en mole er meget uregelmæssig. De meget store bølger i et bølgetog forårsager intensiteter mange gange middelintensiteten, formentlig op til en størrelsesorden 100.
2. Ref. 6 omhandler resultaterne af en række feltundersøgelser foretaget i Japan: Film af bølgeoverskyl på en mole blev foretaget samtidig med målinger af middelintensiteten af bølgeoverskyl. Disse film blev senere vist til 8 ingeniører, der beskæftigede sig med havne. Ingeniørerne blev bedt om at vurdere virkningen af bølgeoverskyl på forskellige ting placeret ca. 3 m bag molen. Tre ting blev vurderet: en gående person, en bil og en bygning. Virkningen af bølgeoverskyl for en gående person blev klassificeret i tre forskellige grader: "awful, a little", "awful" and "dangerous". De i tabel 6.2 viste vandmængder blev af 10% af de observerende ingeniører klassificeret som en grad værre end angivet. Disse data kan derfor benyttes som en grov retningslinie.

Grad af gener	Overskylsvandmængde Q {m <sup>3</sup> /m/s}
1. "awful, a little"	<4·10 <sup>-6</sup>
2. "awful"	4·10 <sup>-6</sup> - 3·10 <sup>-5</sup>
3. "dangerous"	>3·10 <sup>-5</sup>

Tabel 6.2 Virkning af bølgeoverskyl for gående person bag molen. Sikkerhedsniveau 90%.

For en bil blev følgende intensiteter vurderet for en afstand af 3 m.

Grad af gener	Overskylsvandmængde Q {m <sup>3</sup> /m/s}
"passable in high speed"	<10 <sup>-6</sup>
"passable in slowing down"	10 <sup>-6</sup> - 2·10 <sup>-5</sup>
"impassable in normal order"	>2·10 <sup>-5</sup>

Tabel 6.3 Virkning af bølgeoverskyl for bil bag molen. Sikkerhedsniveau 90%.

3. DHI foretog i 1978 modelforsøg med molen i Tripoli i Libyen. Molen, der ikke tidligere havde været undersøgt af DHI, var på det tidspunkt næsten færdigbygget og havde givet anledning til gener med bølgeoverskyl på en vej placeret lige bag molen. Molen, der har en høj bølgeskærm, er vist på Fig. 10 i Ref. 5. (se også foto Fig. 6.15)

På grundlag af visuelle observationer i naturen og samtidige bølgemålinger samt de udførte modelforsøg har det været muligt at vurdere intensiteten af forskellige grader af bølgeoverskyl.

Udfra forsøgene er det vurderet, at mærkbare bølgeoverskyl svarer til en intensitet på ca.  $5 \cdot 10^{-7} \text{ m}^3/\text{m}/\text{s}$  og at gener for trafikken forekommer ved en intensitet på ca.  $1,5 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3/\text{m}/\text{s}$  i en afstand af 1-15 m fra vejen, d.v.s. en vandmængde på ca.  $2 \cdot 10^{-5} \text{ m}^3/\text{m}/\text{s}$ . For den sidstnævnte intensitet rapporteres det, at bølgeoverskylltet når mere end 20 m fra bølgeskærmen.

Der synes at være en høj grad af overensstemmelse mellem de ovenfor præsenterede overskylsmængder og intensiteter. Følgende kan således konkluderes:

### Gener for personer:

Gener for personer synes at forekomme ved overskylsmængder på ca.  $4 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3/\text{m}/\text{s}$ , svarende til intensiteter på ca.  $5 \cdot 10^{-7} \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{s}$  en vis afstand (5-10 m) fra molen. Bemærk at denne intensitet er væsentlig lavere end intensiteten af kraftige regnskyl. Generne skyldes, at bølgeoverskylllet kommer meget uregelmæssigt.

### Gener for køretøjer bag molen

Gener for køretøjer på en vej lige bag molen forekommer ved overskylsmængder på ca.  $10^{-6} \text{ m}^3/\text{m}/\text{s}$  svarende til intensiteter på ca.  $5 \cdot 10^{-7} \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{s}$  få meter fra molen.

### Fare for personer

En overskylsmængde på ca.  $3 \cdot 10^{-5} \text{ m}^3/\text{m}/\text{s}$  svarende til ca.  $10^{-5} \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{s}$  et par meter fra molen vurderes som farlig for personer. Dette ses at være ca. 30 gange større end overskylsmængden, der giver gener for køretøjer.

### Umuligt at passere med køretøjer

Udfra Ref. 6 (se Tabel 6.3) vurderes det som umuligt at passere med et køretøj på en vej 3 m fra molen, når overskylsmængden overstiger ca.  $2 \cdot 10^{-5} \text{ m}^3/\text{m}/\text{s}$  svarende til intensiteter af størrelsesordenen  $5 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{s}$ . Dog skal det bemærkes, at ovennævnte angivelser selvfølgelig afhænger af arten af det køretøj, der er tale om.

## 6.10 Dæklag Havneside

Stabiliteten af dæklaget på havnesiden af en mole, både for en ren stenkastningsmole og for moler med betonoverbygninger er afhængig af størrelsen og karakteren af bølgeoverskylllet, og af på hvilken måde dette rammer dæklaget på havnesiden. Bølgeoverskylllet er i sig selv en funktion af bølgeopskylllet på molens forside, der - som tidligere nævnt - afhænger af molens udformning og af bølgeforholdene foran molen samt af vandstanden. På grund af den komplicerede fysik for bølgeoverskyl er modelforsøg også det sikreste middel til vurdering af stabilitetsforholdene for havnesiden.

Som eksempel på modelforsøgsresultater for rene stenkastningsmoler vises på fig. 6.18 en række resultater fra modelforsøg med molerne i Midvaag og Korsør Færgeside, vist på Fig. 6.3 og 6.7. Forholdet mellem den procentvise beskadigelse af dækklagen på havne- og havsiden af molen er plottet som funktion af forholdet mellem kronens højde over roligt vandspejl og den signifikante bølgehøjde foran molen. Dækklagen er udført med samme stenkastningsmole. Det fremgår, at jo kortere bølgeperioden er (d.v.s. stejle bølger) jo lavere kan kronen udføres. De viste kronetoppe kan ikke direkte benyttes ved tilsvarende projekter, idet resultaterne er meget projektafhængige. Formålet med præsentation på fig. 6.18 er at vise bølgestejlhedens store betydning for stabiliteten af dæklaget på havnesiden.

For en mole med betonoverbygning og hvor bølgeoverskyl forekommer er det af afgørende betydning, hvorledes kanten af overbygningen mod havnesiden udformes. Dette kan illustreres ved de på fig. 6.19 præsenterede figurer, der viser bølgeoverskyl for to alternative udformninger af bølgeskærmen for et moleprojekt til Algeriet. Det fremgår, at for alternativ A rammer overskyllet direkte stenkastningen på havnesiden, hvilket medførte stabilitetsproblemer på dette sted. Dette er ikke tilfældet for alternativ B, hvor bølgeoverskyllet på grund af den specielle udkrægning ikke rammer stenskråningen direkte, men rammer vandoverfladen bag konstruktionen. Også for dimensionering af sådanne delkomponenter af en mole må modelforsøg betragtes som det sikreste værktøj.

### 6.11 Molehoved og Molehjørne

På grund af de store vandhastigheder der forekommer når en bølge bryder henover et kegleformet stenkastningsmolehoved frembyder selve molehovedet et specielt stabilitetsproblem. Det er derfor nødvendigt at forøge sten- eller blokstørrelsen på et molehoved for at opnå samme stabilitet som for molens lige strækninger. Alternativt kan dæklagets hældning gøres mindre på molehovedet.

Det har ved modelforsøg vist sig, at den nødvendige forøgelse af vægten af sten eller blokke på et molehoved andrager fra en faktor ca. 1.5 til ca. 4.0 afhængig af molehovedets udformning og typen af sten eller blokke i dæklaget. Der er tendens til, at de mest komplicerede betonblokke (f.eks. dolos) hvis stabilitet i hovedsagen beror på en sammenhæng "interlocking" mellem de enkelte blokke og ikke på deres vægt, kræver den største vægtforøgelse på selve molehovedet.

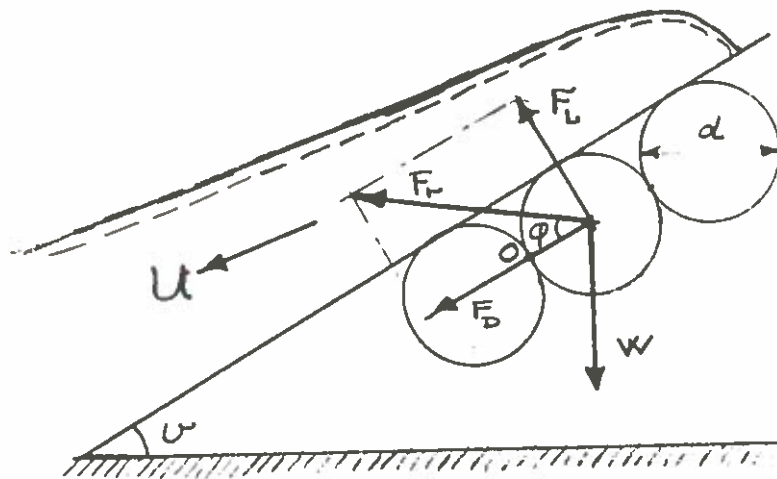
Generelt kan det fremføres, at de i Shore Protection Manual, Ref. 2, præsenterede stabilitetskonstanter for molehoveder er på den usikre side, f. eks. angives for dolos, at en vægtforøgelse på 1.5 er nødvendig for et molehoved med hældning 1:2.

Som eksempel på modelforsøgsresultater er på fig. 6.20 vist en samlet præsentation af resultaterne fra en lang række forsøg med et tetrapodemolehoved med hældning 1:1,33 til Port d'Arzew El Djedid i Algeriet. Det fremgår, at det i den værst udsatte sektor er nødvendigt at forøge blokvægten med en faktor på ca. 2.3. Endvidere ses det, at den værst udsatte sektor afhænger af bølgeretningen og er beliggende hvor bølgeretningen tangerer molehovedet, og lidt bag dette punkt.

Molehjørner er også normalt mere udsatte for beskadigelser end en moles lige dele, så også her er en kraftigere beskyttelse nødvendig. Hvor stor en forøgelse af blokvægten der er nødvendig afhænger af moletværsnit, bloktype, krumningsradius og bølgeindfaldsretning m.v. og bestemmes bedst ved modelforsøg. I specielle tilfælde kan det også være nødvendigt at udføre en mole med større kronekote i selve hjørnet. Hvis bølgerne har en indfaldsretning svarende til vinkelhalveringslinien mellem molernes længdeakser, kan en højere kronekote være nødvendig, idet bølgeoverskyllet kan være forstærket i dette tilfælde.

REFERENCER:

- (1) Lundgren H. & Brinch Hansen J.  
Geoteknik, Teknisk Forlag, København 1965.
- (2) Shore Protection Manual, Vol. III,  
U.S. Army Coastal Engineering Research Center, 1975.
- (3) Thomson & Shuttler  
Design of Riprap Slope Protection against Wind Waves.  
CIRIA Report No. 61, 1976.
- (4) Gravesen H. & Sørensen T.  
Stability of Rubble Mound Breakwaters  
PIANC, 24th International Navigation Congress,  
Leningrad 1977.
- (5) Jensen O.J. & Sørensen T.  
Overspilling/Overtopping of Rubblemound Breakwaters  
Coastal Engineering, 3 (1979) 51-65  
Elsevier Scientific Publishing Company, Amsterdam.
- (6) Fukuda, N., Uno, T. & Irie I., 1974  
Field observations of wave overtopping of wave absorbing  
revetment. Coastal Engineering in Japan, 17: 117-128.
- (7) Stephensen D.  
Rockfill in Hydraulic Engineering  
Developments in Geotechnical Engineering  
Vol. 27. Scientific Publishing Company.  
Elsevier Amsterdam 1978.
- (8) Burcharth, H.F.  
Full Scales Trials of Dolosse to Destruction  
Bulletin No. 17, May 1980.  
Laboratoriet for Hydraulik og Havnebygning  
Ålborg Universitetscenter
- (9) Bruun, P & Grünbak A.R. 1977  
Stability of Sloping Structures in relation to  $\xi = \tan \alpha / \sqrt{H/L_0}$   
Risk criteria in design.  
Coastal Engineering. 1. 287-322  
Elsevier Publishing Company, Amsterdam.



- O = omdrejningspunkt
- v = vinkel mellem skråningen og vandret
- d = diameter af moleblok
- U = hastighed i bølgenedskyl
- W = Tyngde af moleblok
- $F_D$  = Hydrodynamisk strømkraft
- $F_L$  = Hydrodynamisk løftekraft
- $F_r$  = Resulterende hydrodynamisk kraft

Fig. 4.1 Kræfter på moleblok under bølgenedskyl.



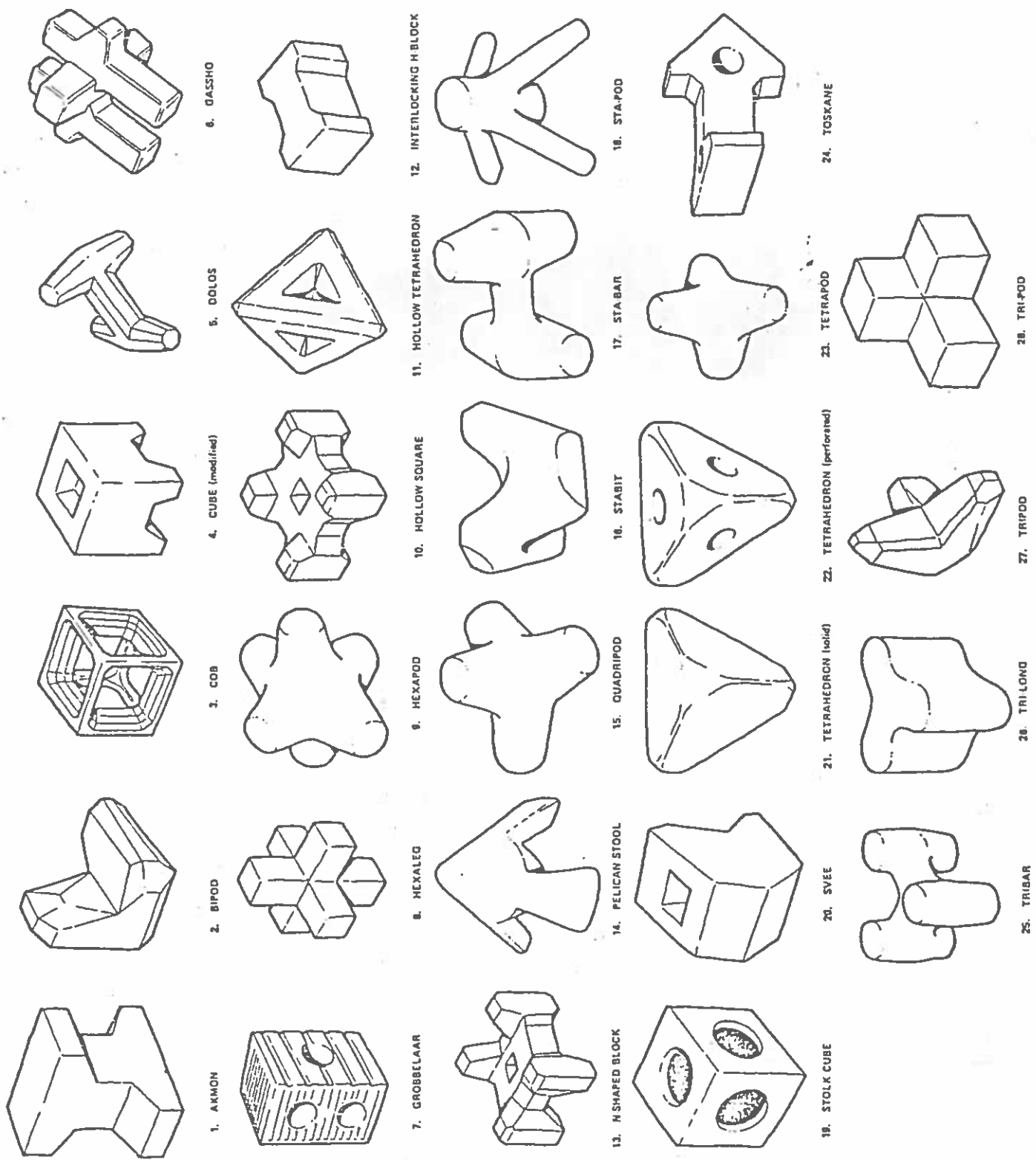


Fig. 5.1 Forskellige bloktyper.

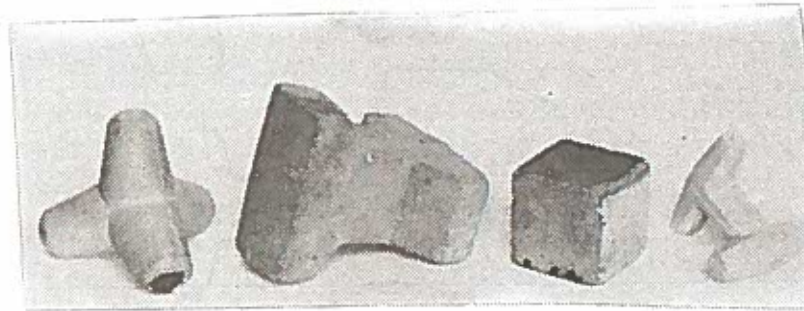


Fig. 5.2 Blokke til Modelforsøg.  
Tetrapode, Akmonblok, Kubisk blok og Dolos.

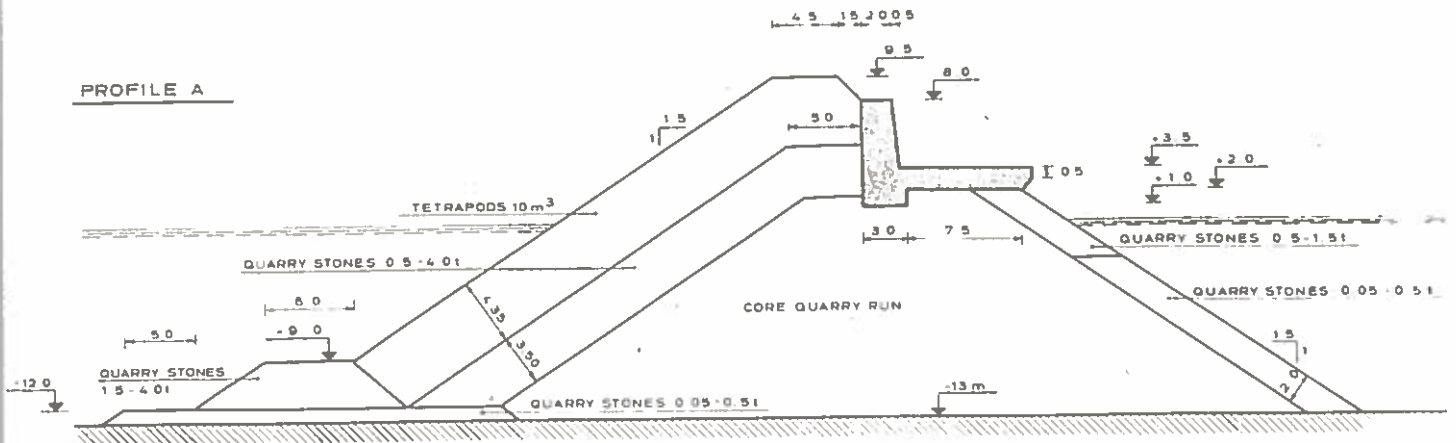


Fig. 6.1 Moleprofil, Zwara Libyen.

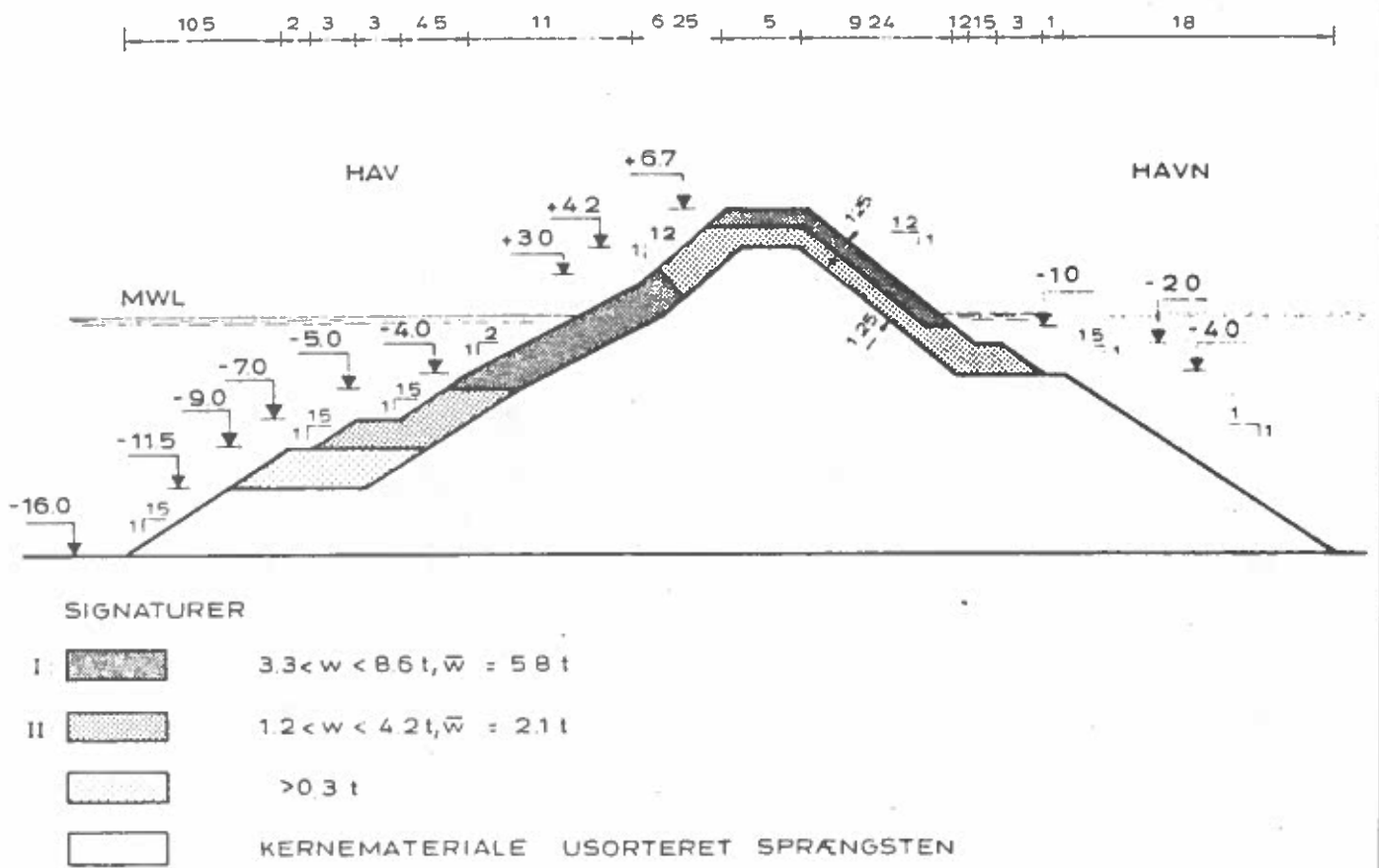


Fig. 6.2 Moleprofil, Midvaag.

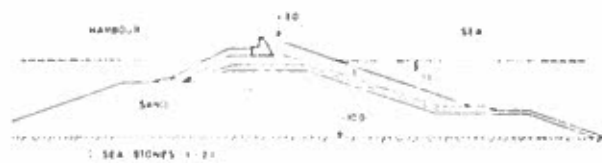


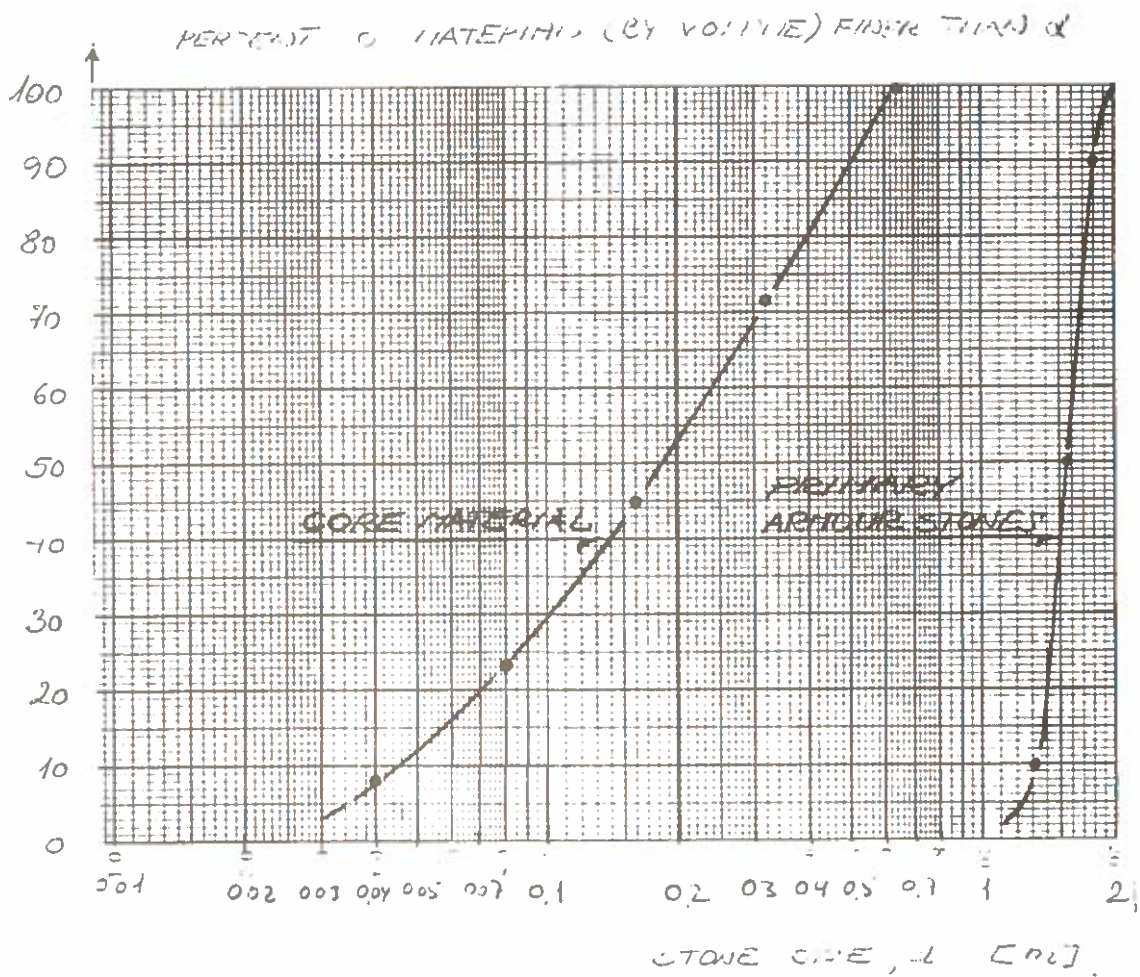
Fig. 6a.



Fig. 6b.



Fig. 6.3 Alternative moleprofiler Århus Havn.



$$\frac{d_{15,a}}{d_{85,f}} = \frac{1,4}{0,45} = 3,1$$

$$\frac{d_{50,a}}{d_{50,f}} = \frac{1,55}{0,18} = 8,6$$

$$\frac{d_{15,a}}{d_{15,f}} = \frac{1,4}{0,058} = 24$$

Fig. 6.4 Stengradereringskurver for Midvaag, Moleprofil vist på Fig. 6.2

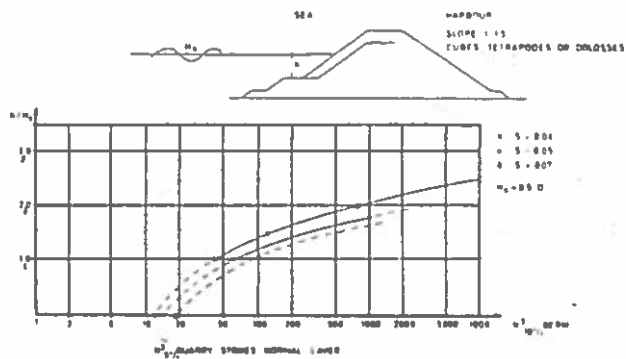
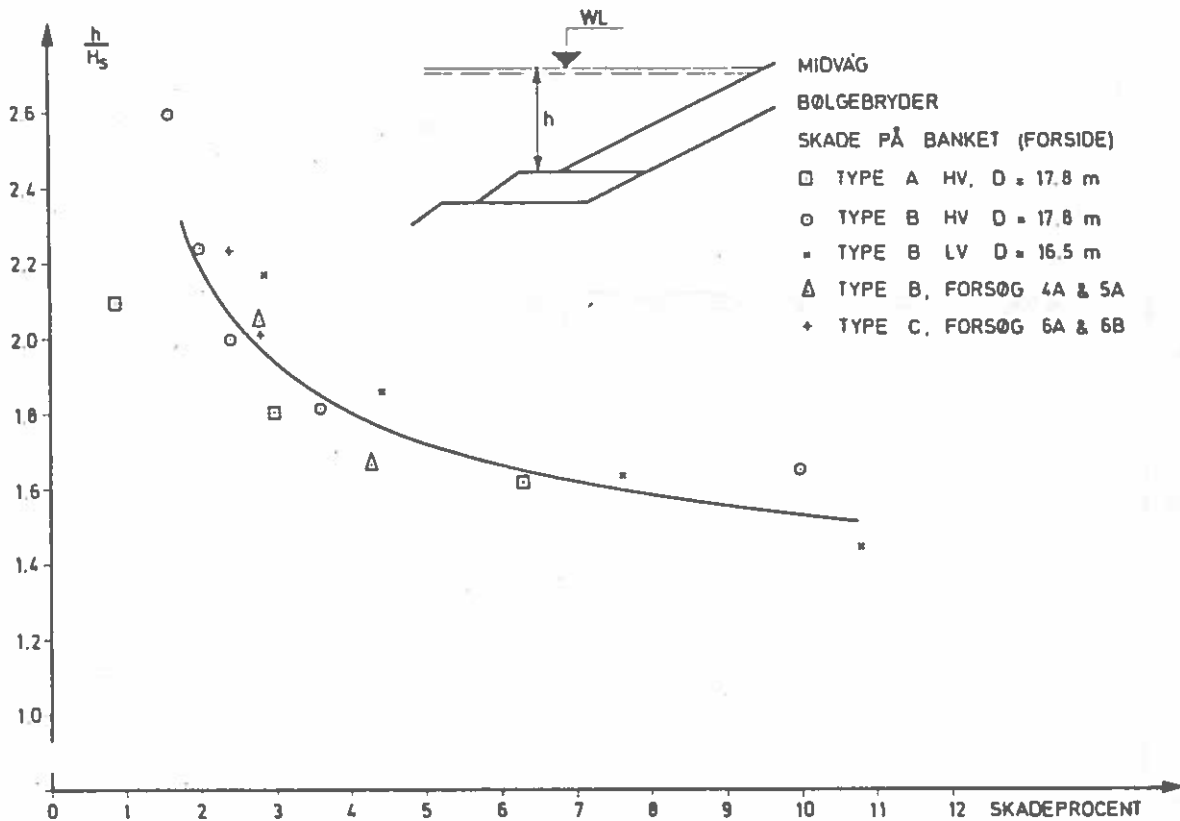


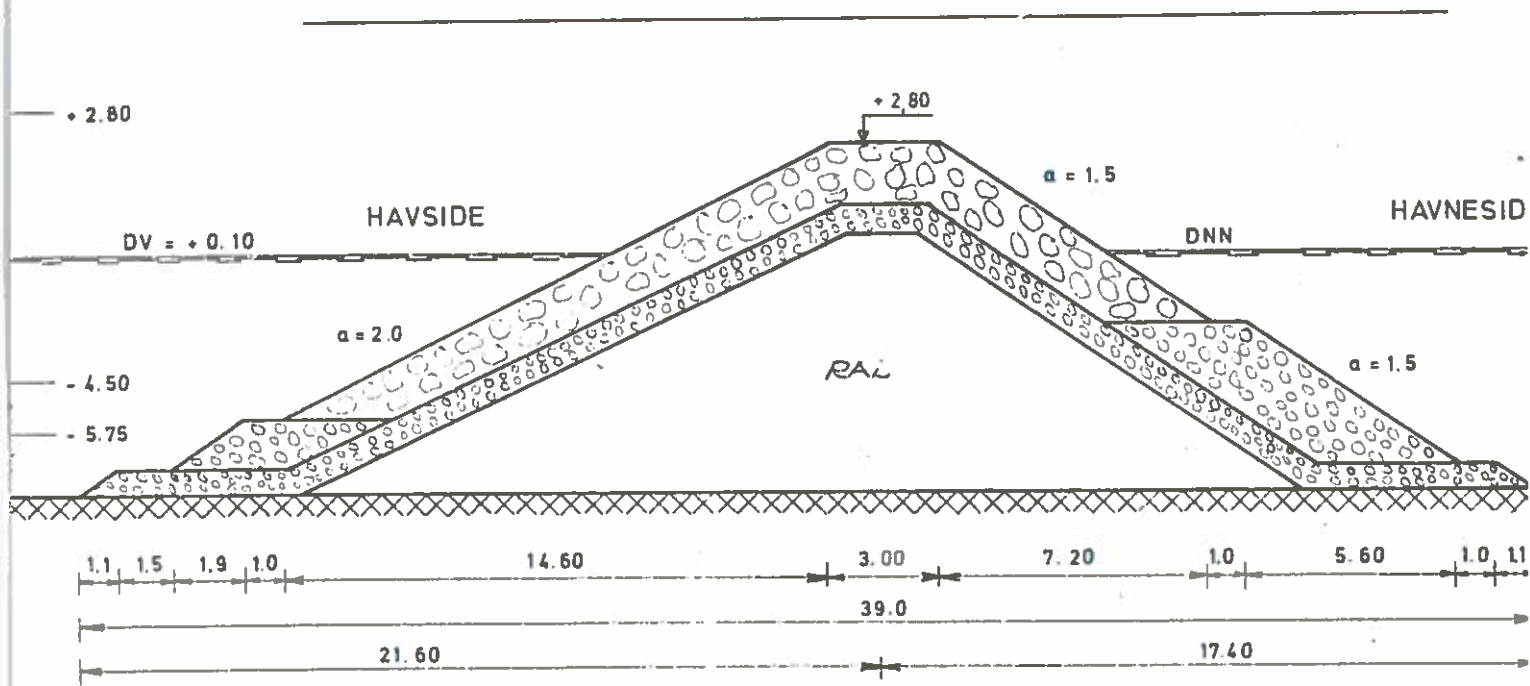
Fig. 6.5 Stabilitet af banket.



Note:

Skadeprocenten er defineret som antallet af sten flyttet mere end sin egen dimension i forhold til det totale antal sten i bankettet.

Fig. 6.6 Forsøgsresultater for banketstabilitet.  
Moleprofil vist på Fig. 6.2.



DÆKSTEN:  $\bar{W} = 1.65 \text{ t}$   
 $\frac{\bar{W}}{1.5} < W < 1.5 \bar{W}$

BANKETSTEN:  $\bar{W} = 0.2 \text{ t}$   
 $\frac{\bar{W}}{2} \leq W \leq 2 \times \bar{W}$

FILTERLAG:  $\bar{W} = 0.06 \text{ t}$   
 $\frac{\bar{W}}{6} \leq W \leq 3 \times \bar{W}$

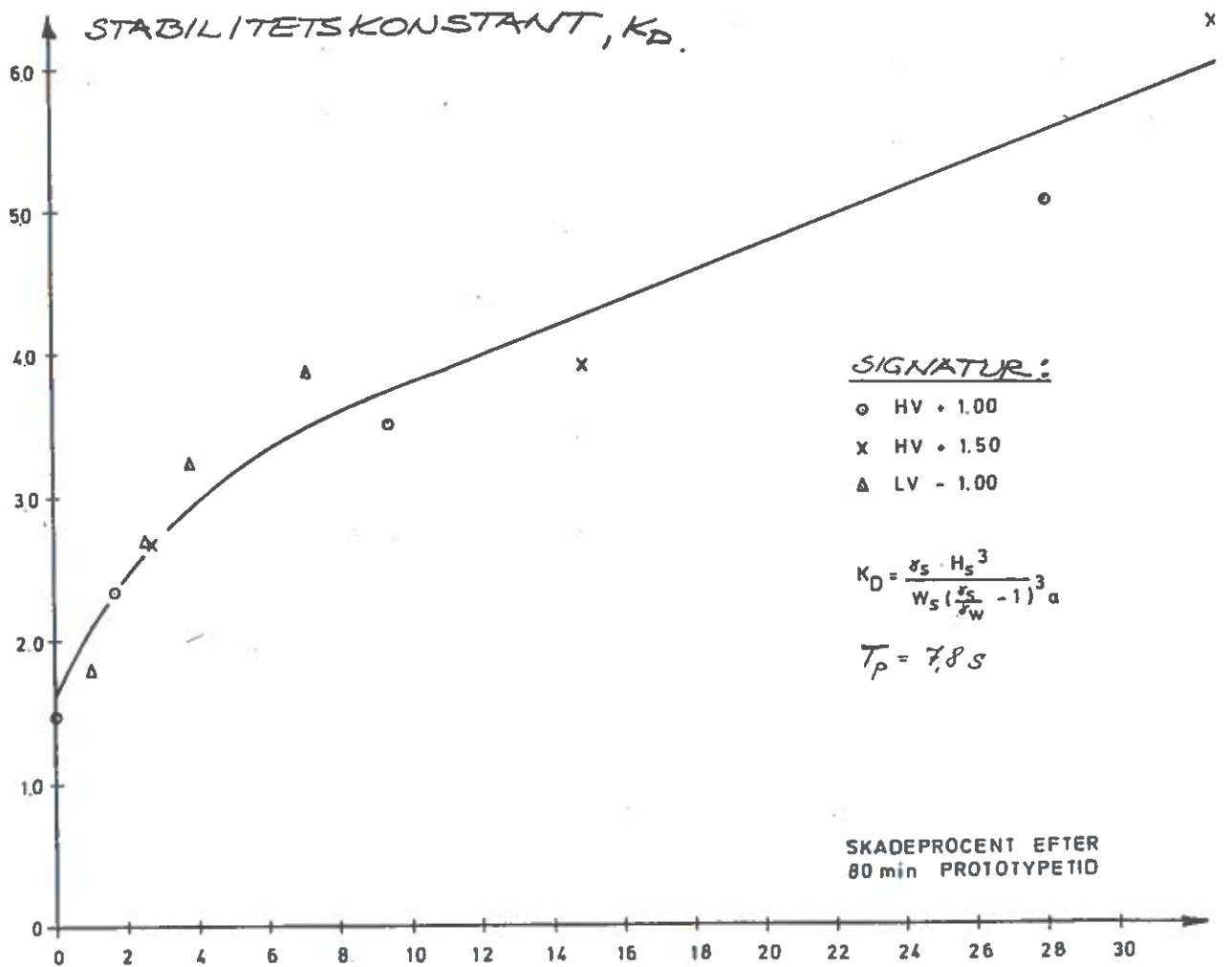


Fig. 6.7 Søstensmoleprofil og modelforsøgsresultater.

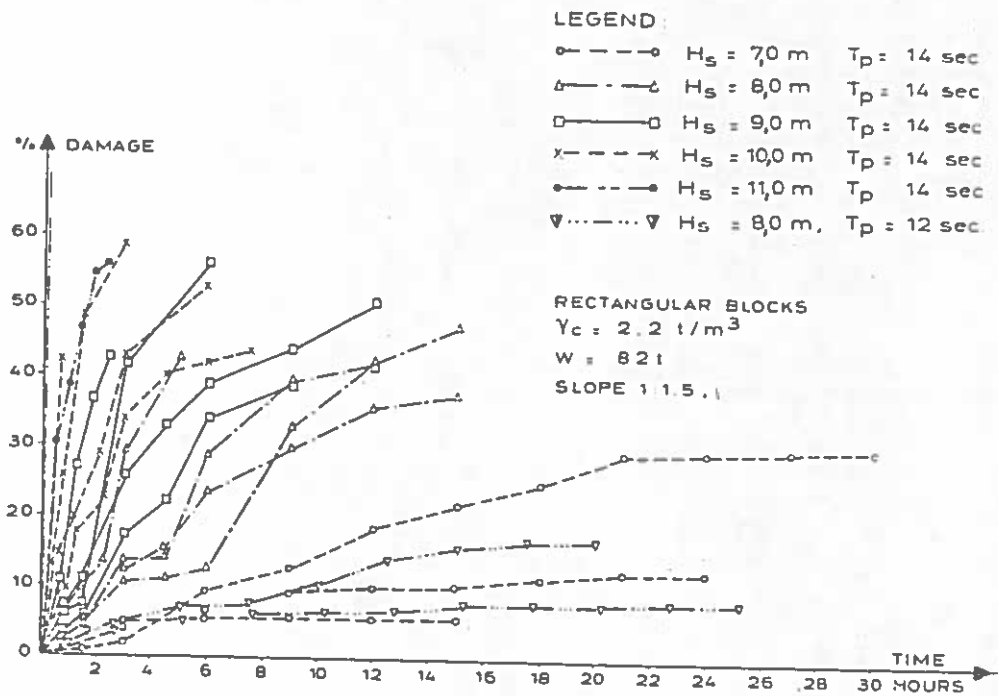
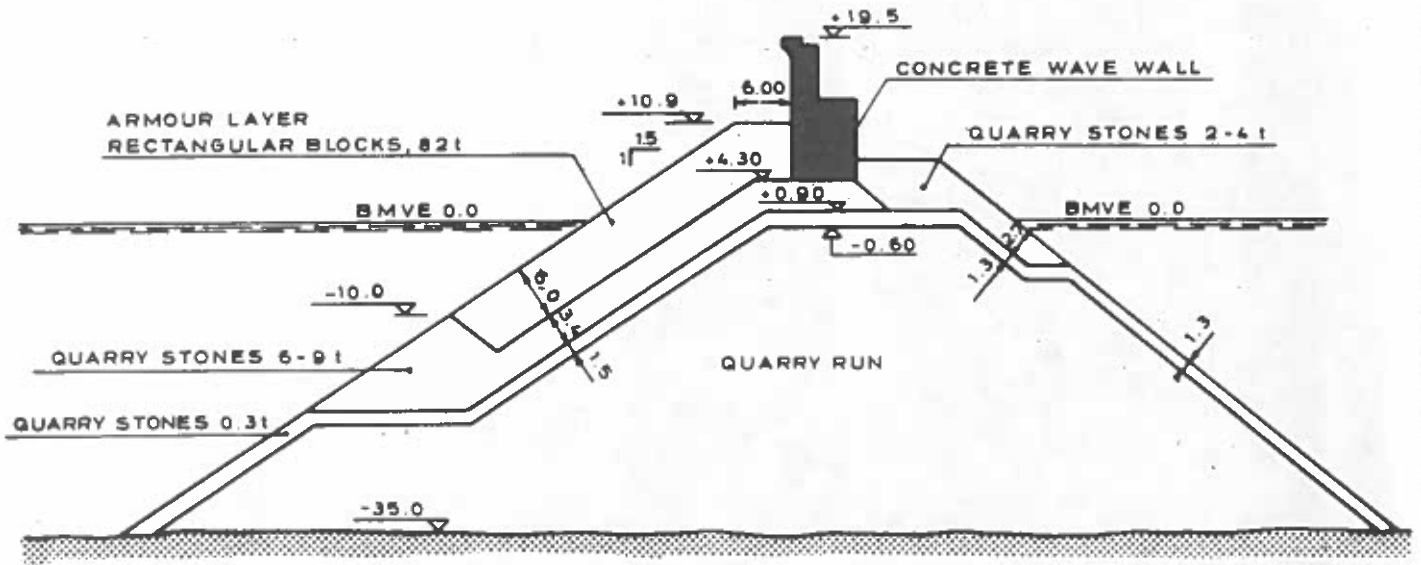


Fig. 6.8 Profil af molen i Bilbao og forsøgsresultater (anlæg 1:1.5)

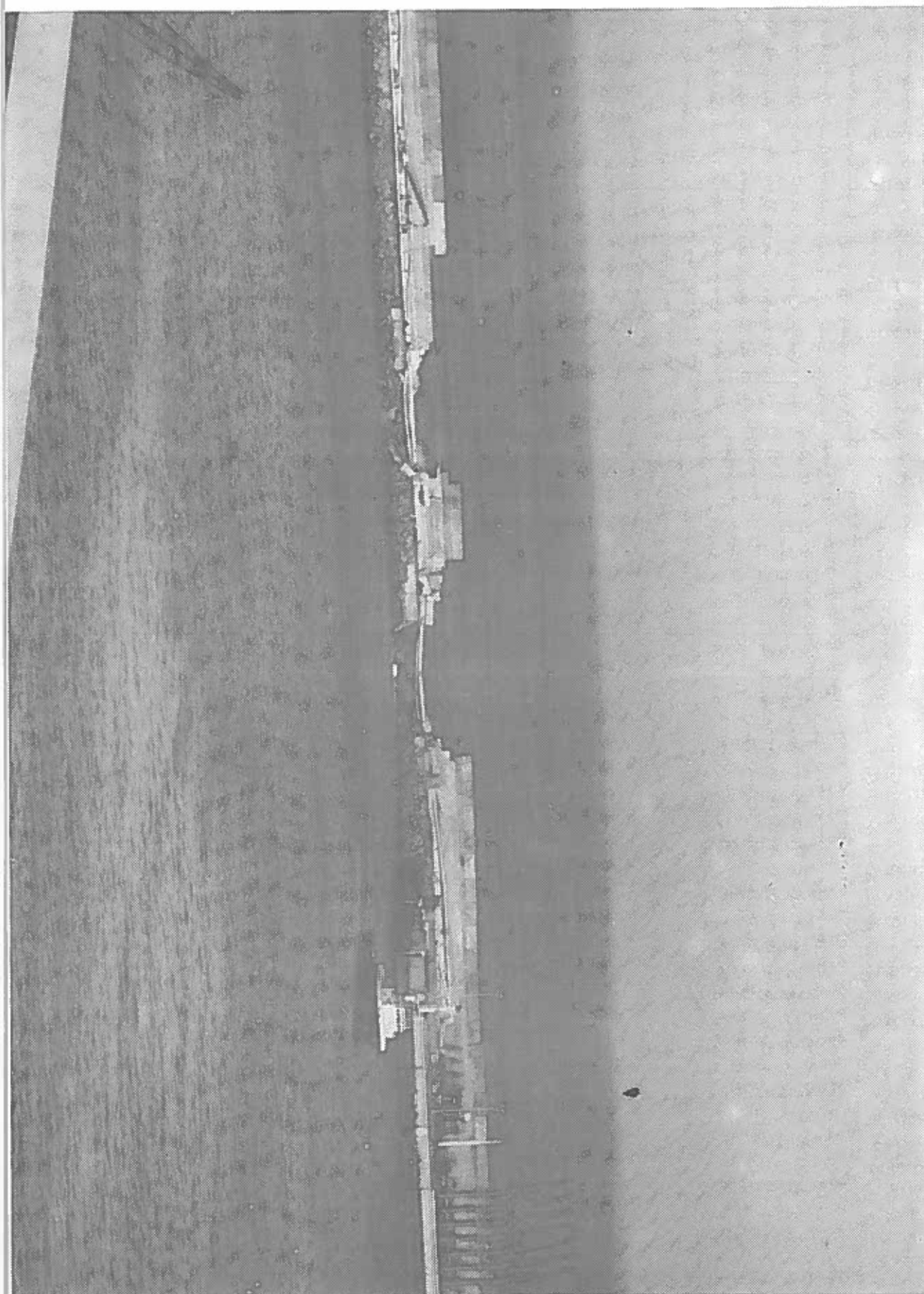
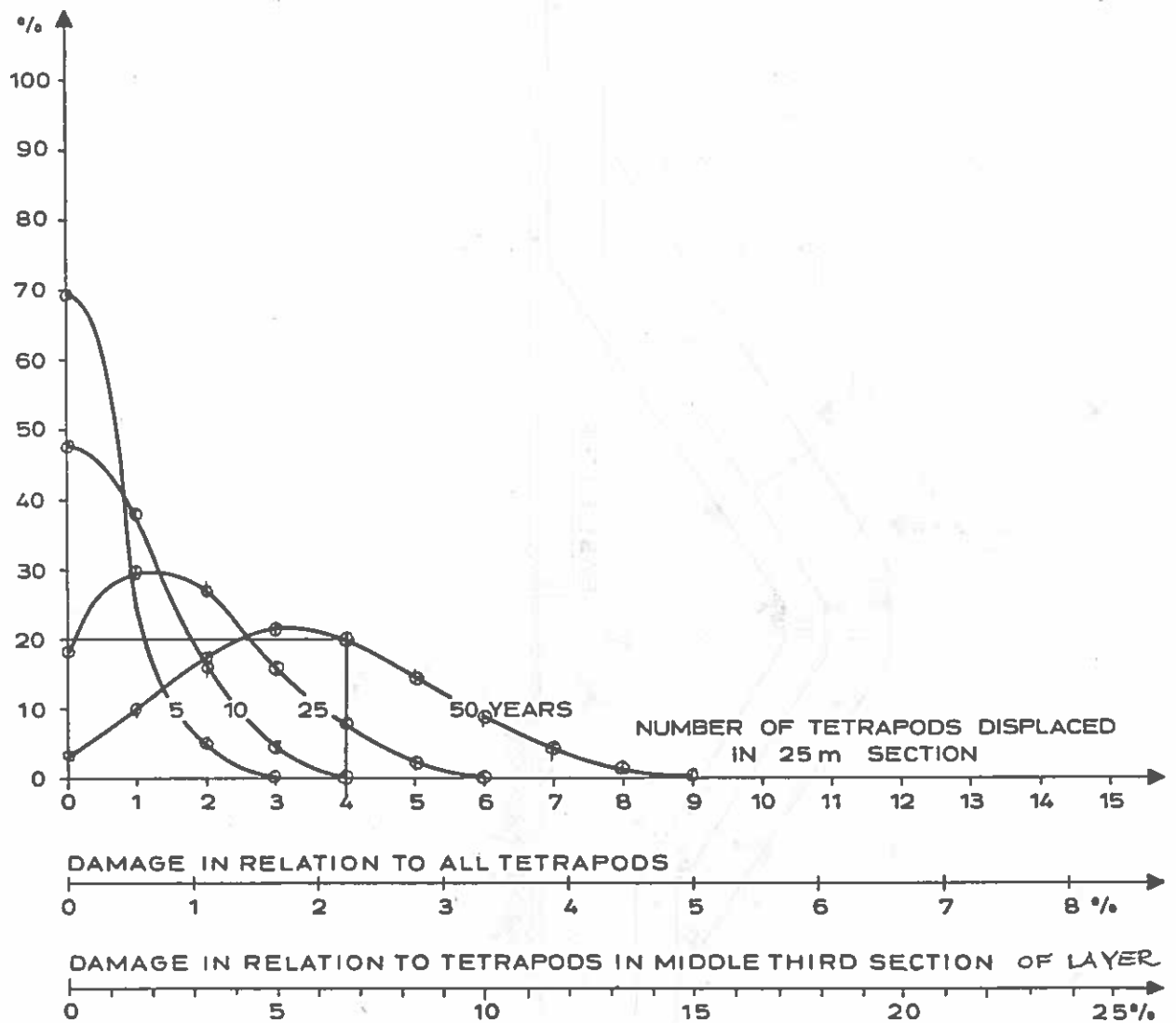


Fig. 6.9 Den beskadigede mole i Bilbao set fra havnesiden

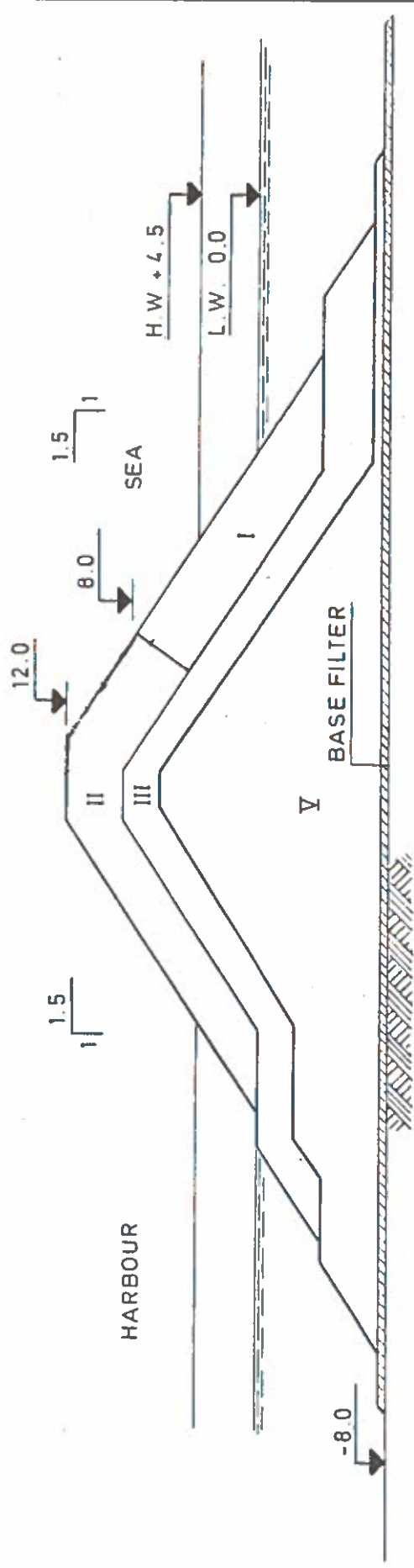




EKSEMPEL:

EFTER 50 ÅR FORVENTES 20% AF MØLENS 25m SEKTIONER AT UDVISE 4 STK. NEDFALDNE TETRAPODER

Fig. 6.10 Vurderede fordelinger af beskadigelse af dæklag for tetrapodemole (se Fig. 6.1) baseret på modelforsøg.



- THORLAKSHÖFN  
 SOUTHERN BREAKWATER
- I 9t DOLOSSE
  - II 5-12 t QUARRY STONES
  - III 1-4t QUARRY STONES
  - V QUARRY RUN
- ALL DIMENSIONS IN METERS

Southern breakwater, Thorlakshofn, Iceland

Fig. 6.11 Moleprofil med sammensat dæklag.

PROFIL D

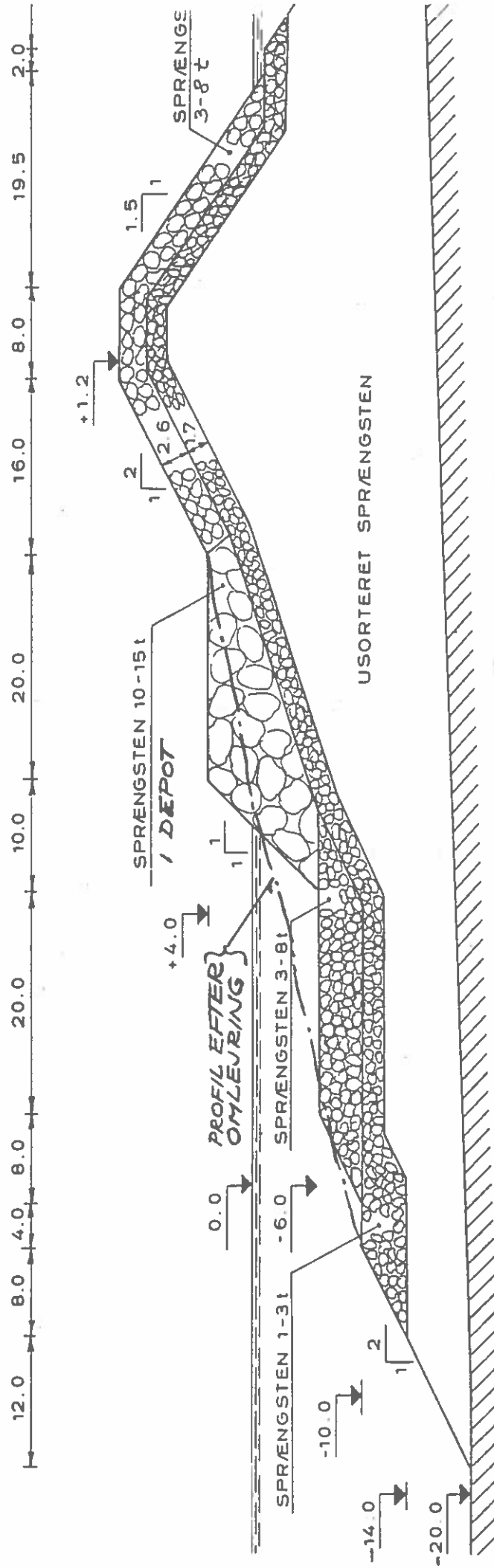
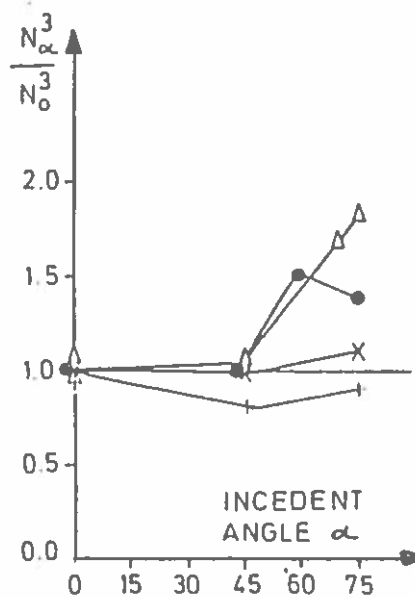


Fig. 6.12 Sprængstensmoleprofil med depot til omlejring under bølgepåvirkning.



LEGEND:

- QUARRY STONES  $\alpha = 2, 0,04 < S_D \leq 0,05$  BREAKING WAVES
- Δ QUARRY STONES  $\alpha = 2, 0,03 < S < 0,04$  NON BREAKING WAVE
- X DOLOS  $\alpha = 15, 0,03 < S_D \leq 0,04$  BREAKING WAVES
- + DOLOS  $\alpha = 15, 0,02 < S < 0,03$  NON BREAKING WAVE

Fig. 6.13 Bølgeindfaldsretningens indflydelse på stabiliteten af dæklag.

PROFIL C

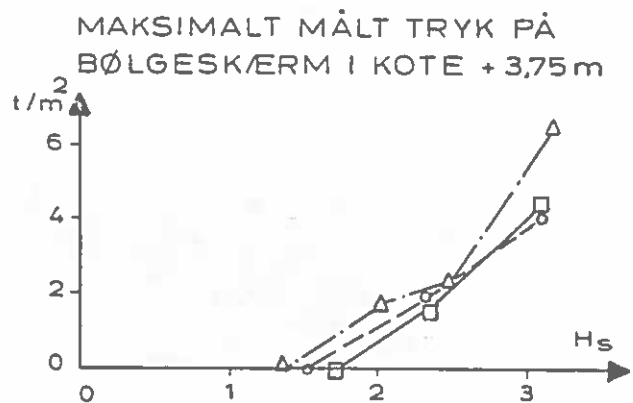
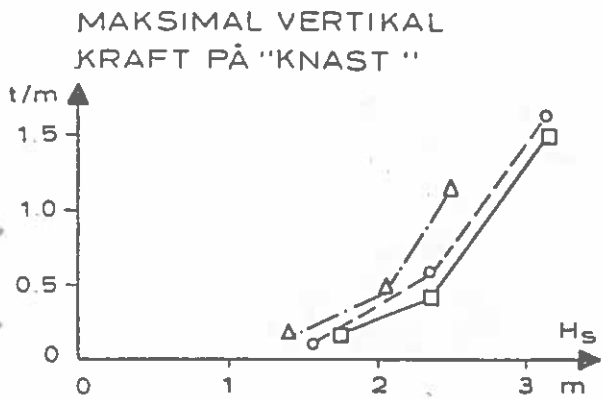
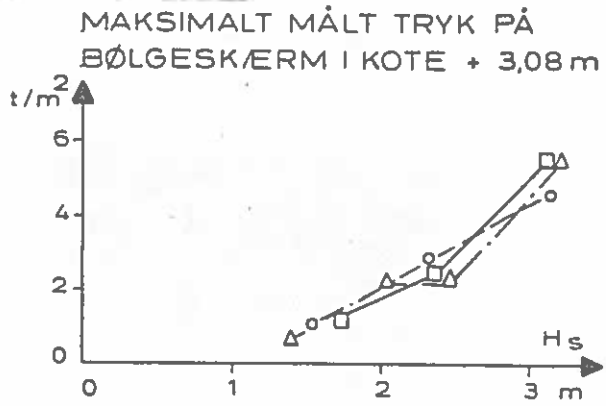
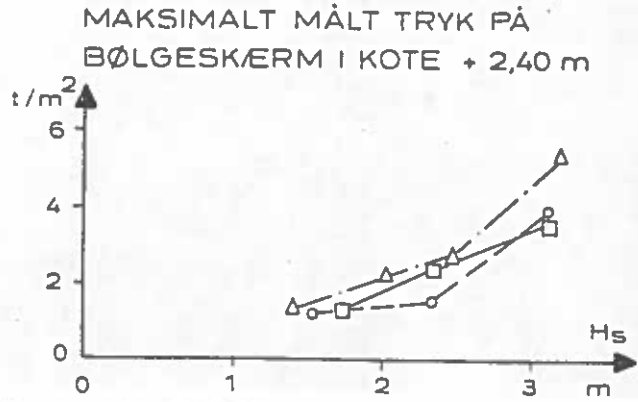
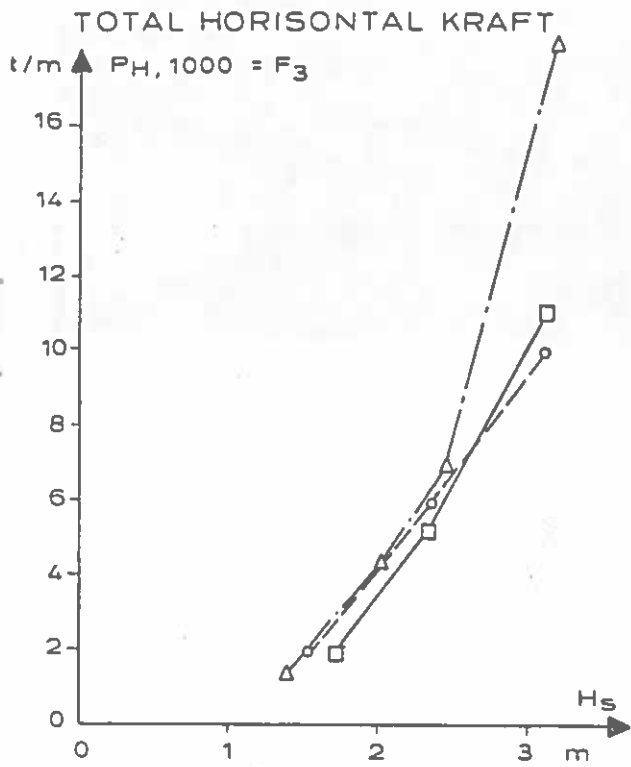
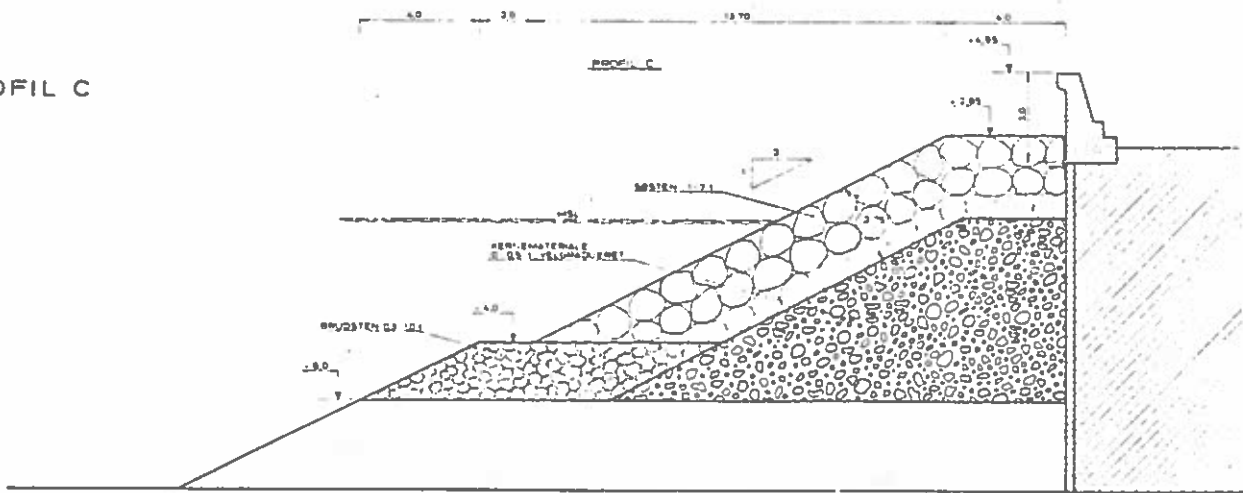
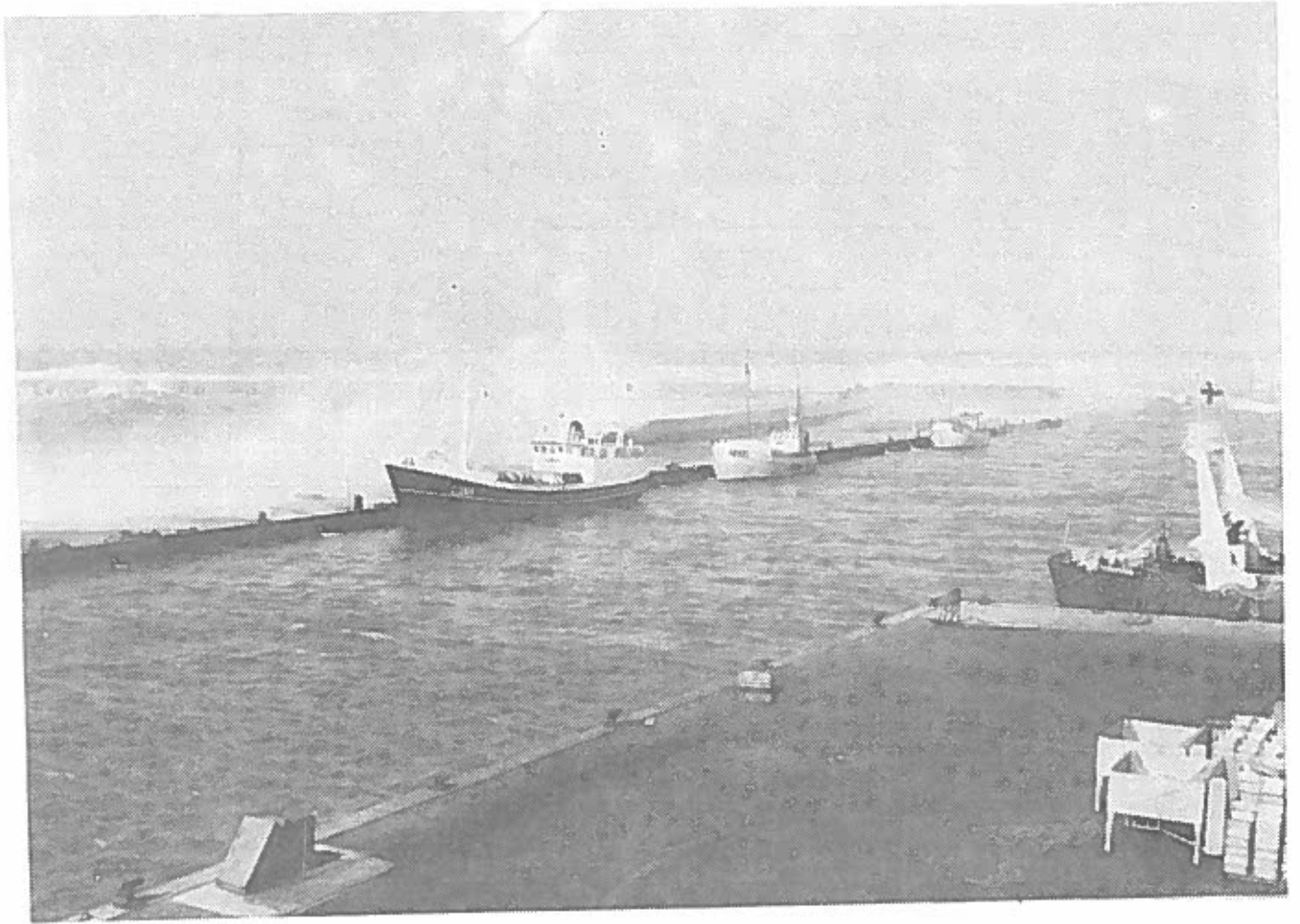
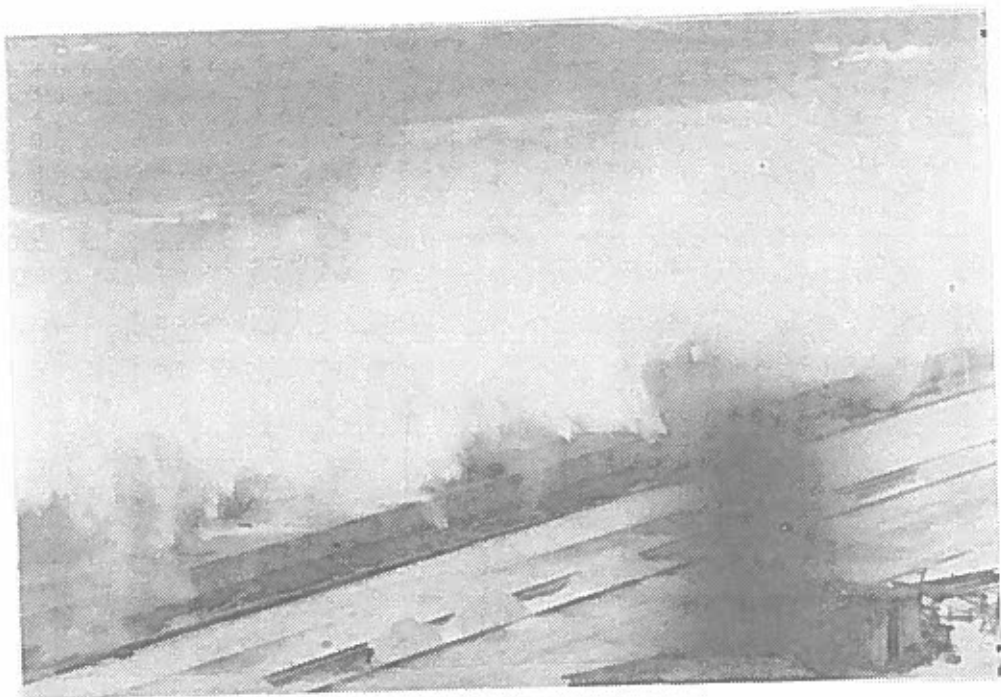


Fig. 6.14 Bølgekræfter på bølgeskærm

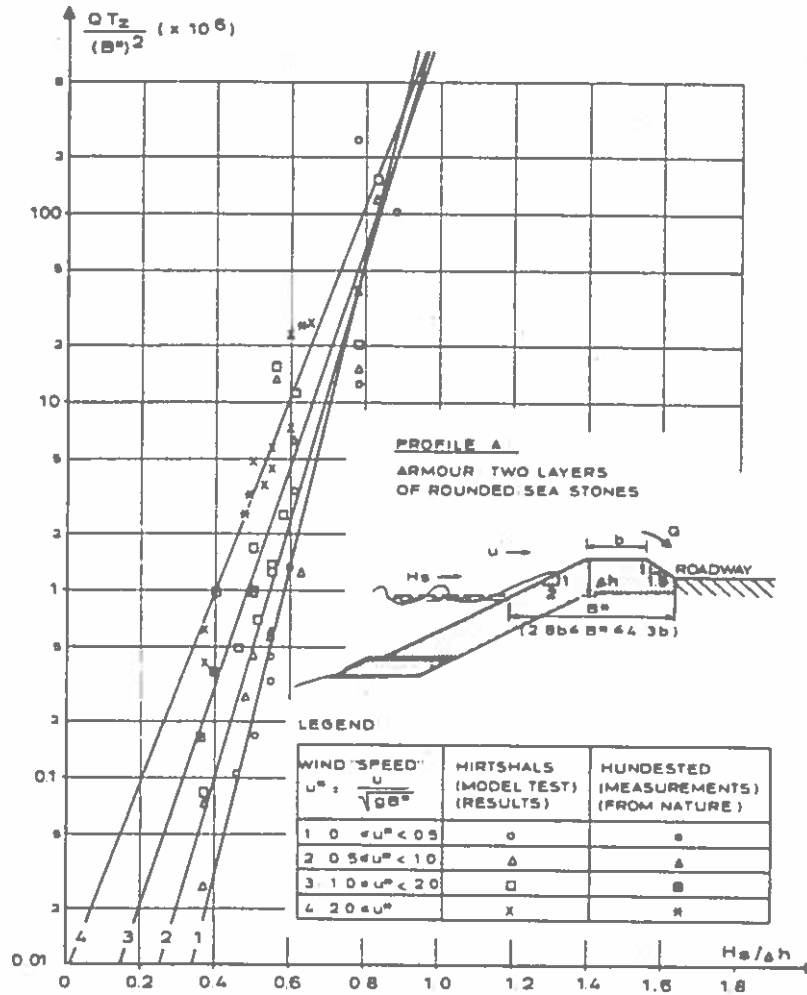


Hanstholm Tværmole



Ydermolen, Tripoli Havn, Libyen.

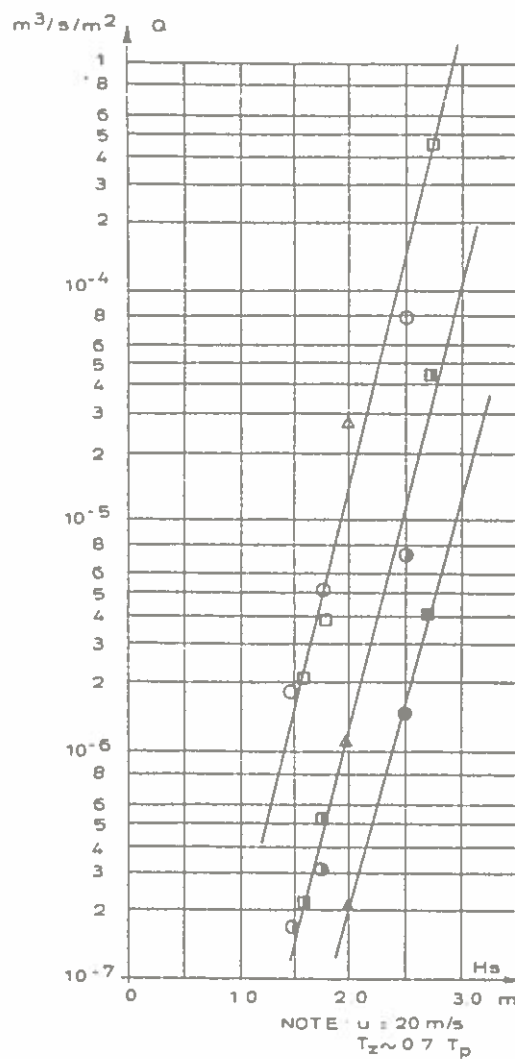
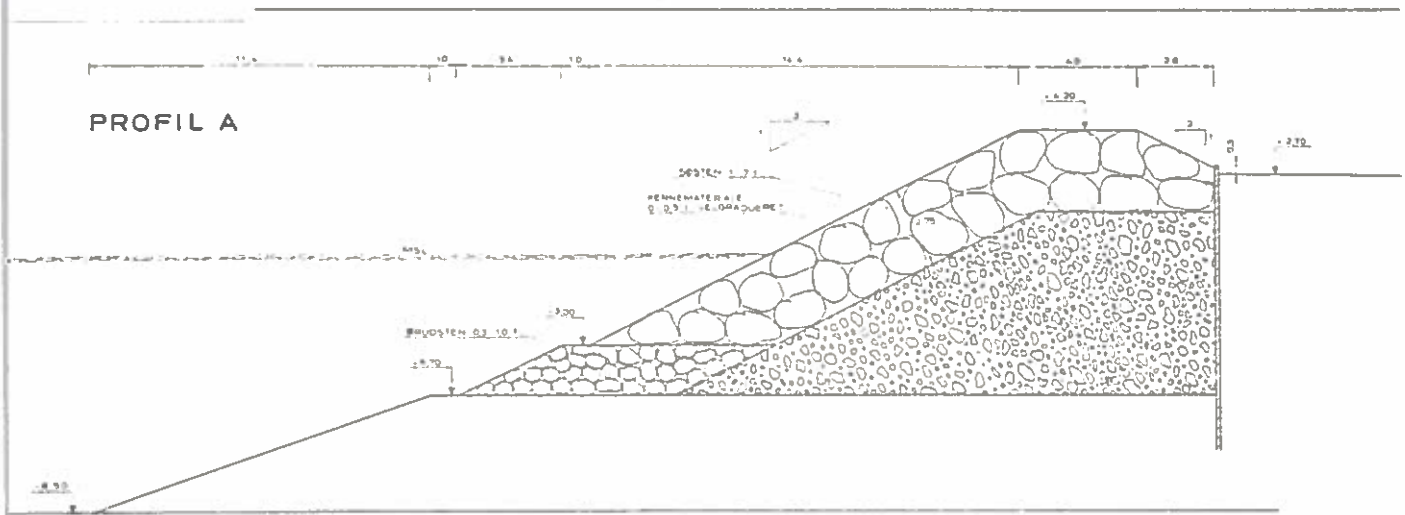
Fig. 6.15. Bølgeoverskyl



. Test results for profile A.

Fig. 6.16 Bølgeoverskyl over stenkastningsmole.

PROFIL A



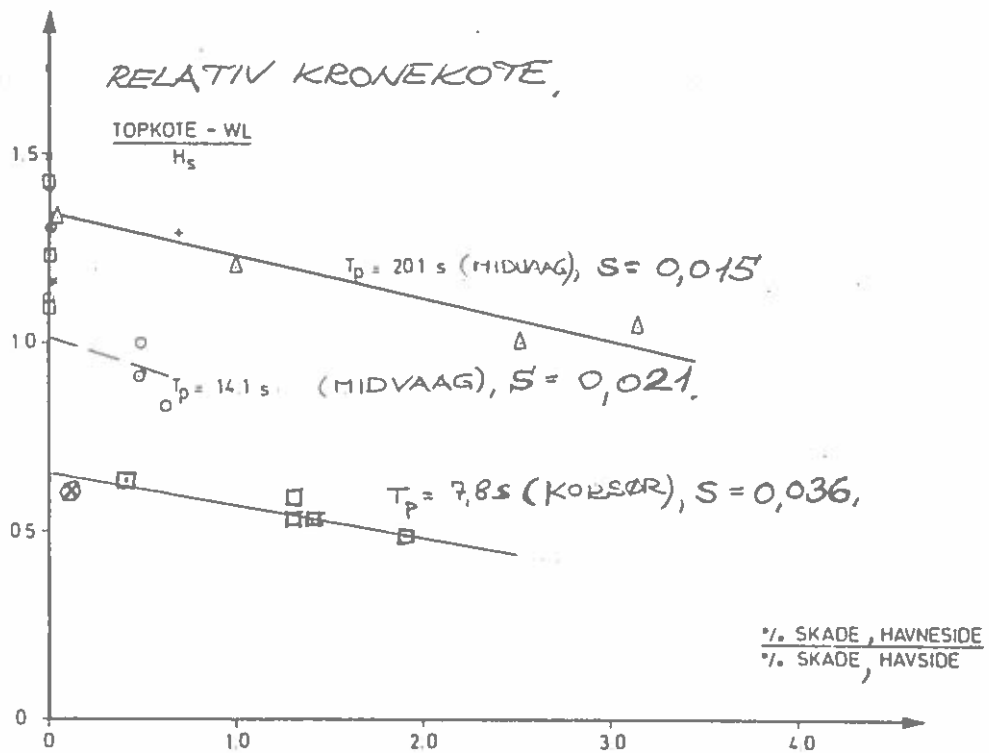
LEGEND

Tp (s)	DISTANCE FROM BREAKWATER [m]		
	0-7.33	7.33-14.67	14.67-22.0
8	○	◐	●
10	□	◑	■
12	△	◒	▲

Results from tests on profile A.

Fig. 6.17 Forsøgsresultater Hirtshals Tværmole for vandstand +1.5 m.



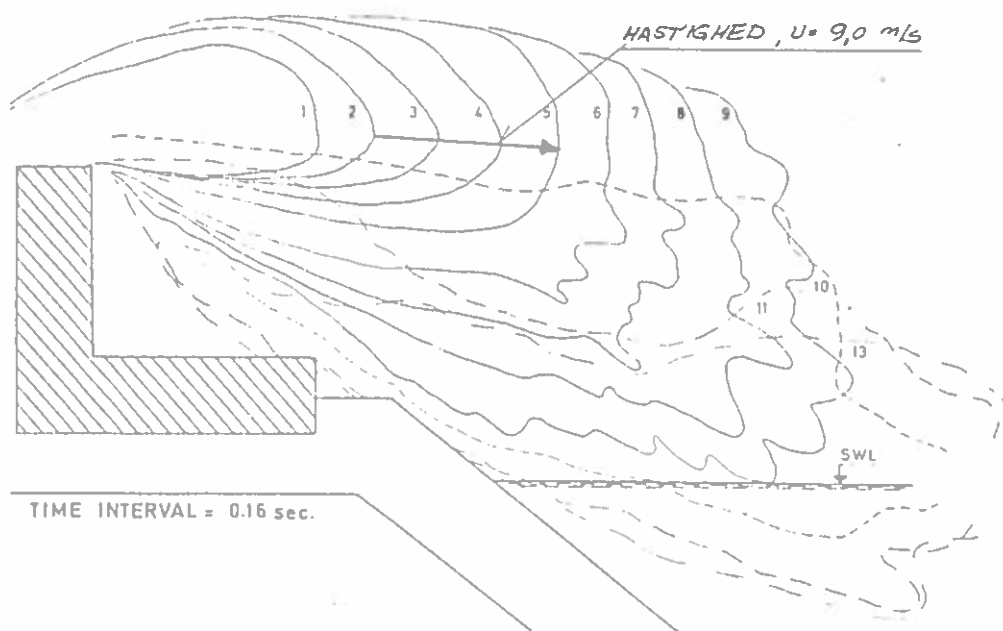


*Noter:*

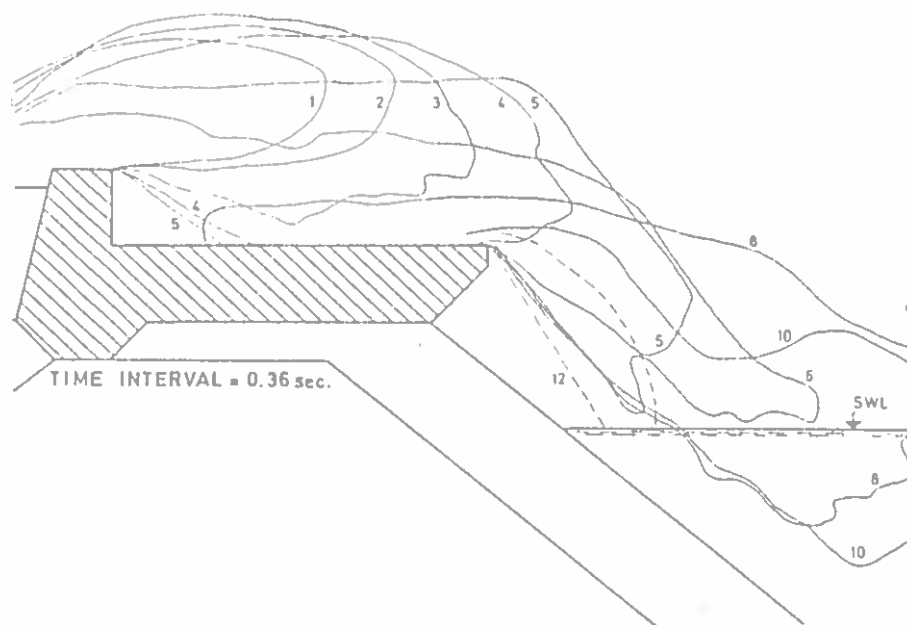
\* $T_p$  = PERIODE SVARENDE TIL "SPEKTRALPEAK"

$$S \approx \frac{H_s}{T_p \sqrt{gD}}$$

Fig. 6.18 Stabilitet af dæklag på havneside af ren stenkastningsmole.

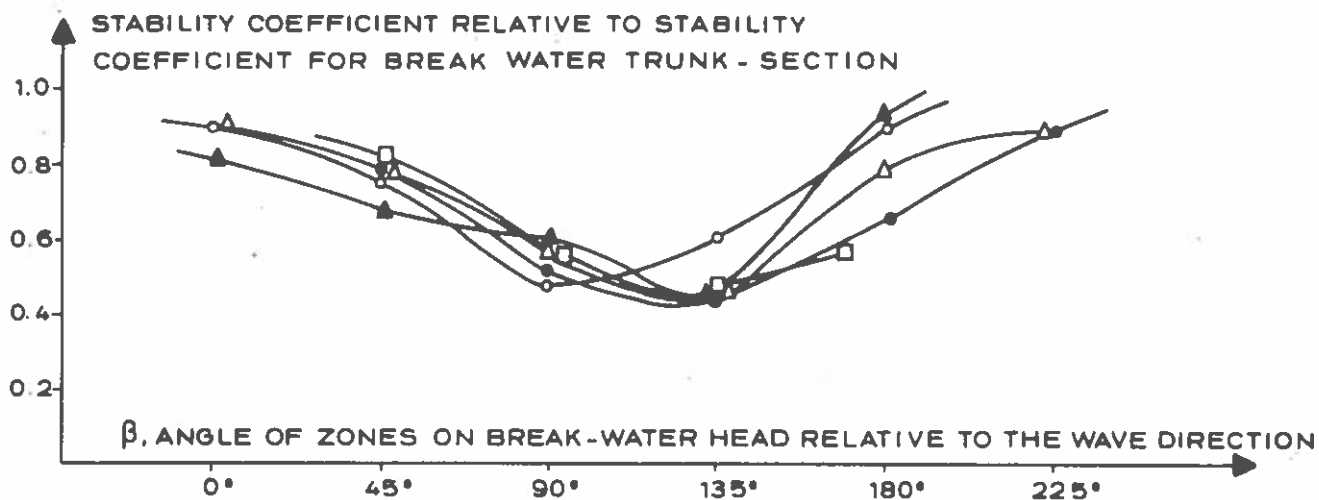


Alternative A



Alternative B.

Fig. 6.19 Bølgeoverskyl på forskellige typer bølgeskærme.



LEGEND:

WAVE DIRECTION:  $\alpha$

● 50°

▲ 70°

○ 90°

▲ 110°

□ 130°

NOTE:

SLOPE: 1:1.33

WAVE STEPNESS:  $\frac{H_s}{LT_p} \approx 0.035$

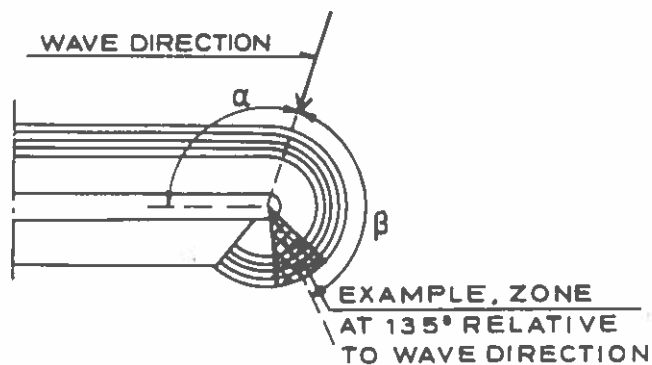


Fig. 6.20 Stabilitet af tetrapodemolehoved.



DESIGN OF CAISSON BREAKWATERS

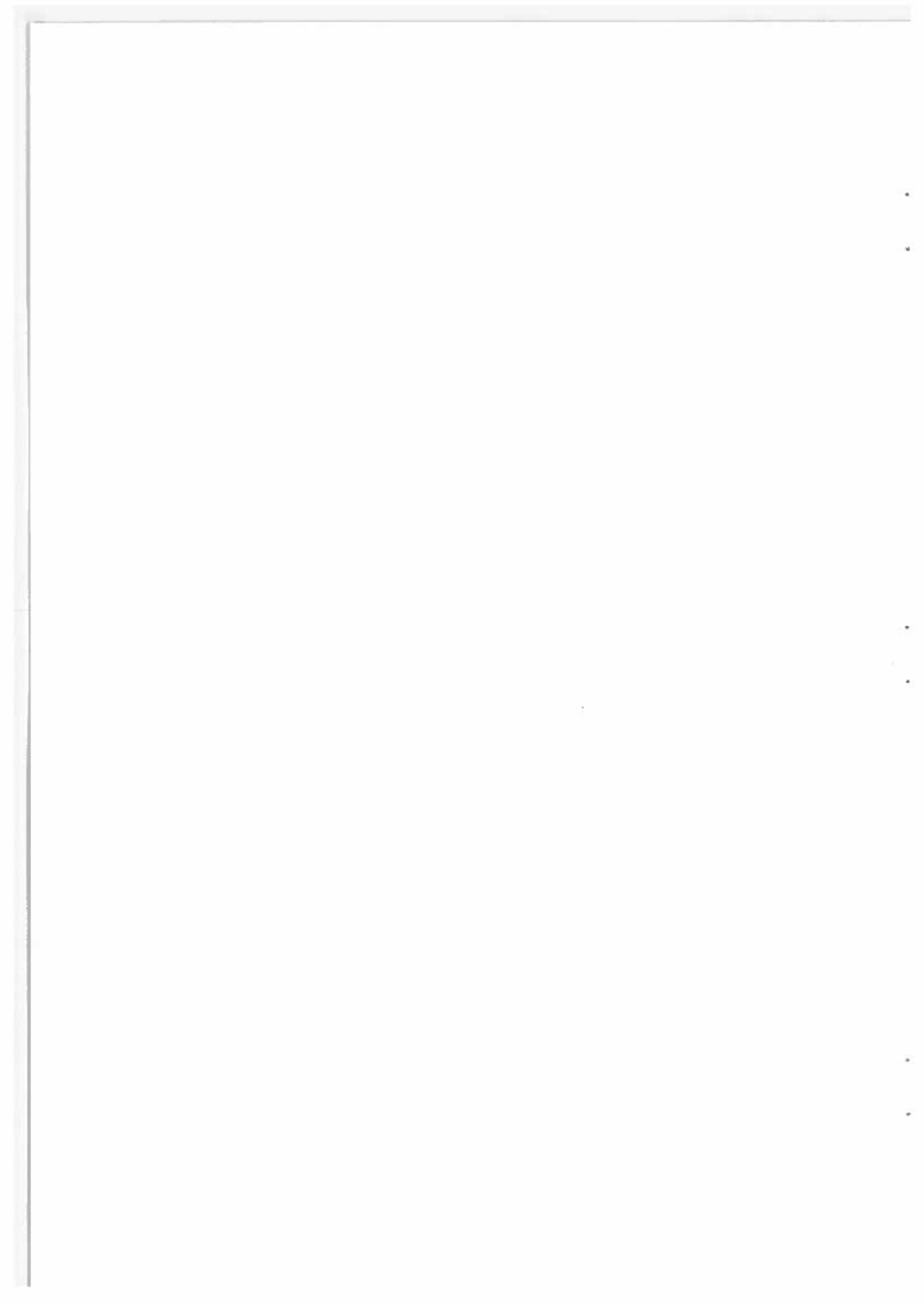
by

H. Gravesen

Senior Hydraulic Engineer  
Danish Hydraulic Institute

Lecturer  
Institute of Hydrodynamic and  
Hydraulic Engineering, Technical  
University of Denmark.

"Prosjektering og utførelse av dekningsverk og moloer"  
Kursdagene ved Norges Tekniske Høgskole, Januar 1979.



<u>LIST OF CONTENTS</u>	<u>PAGE NO.</u>
1. INTRODUCTION	1
2. DEVELOPMENT OF CAISSON BREAKWATER	3
3. DYNAMICS OF SHOCK FORCES ON VERTICAL FACE BREAKWATERS	4
4. MODEL LAWS FOR SCALE TESTS	7
5. STATISTICAL ANALYSIS OF WAVE FORCES	13
6. QUALITY OF MODEL TESTS	15
7. TEST EQUIPMENT, FACILITIES AND PROCEDURE	16
8. TEST RESULTS	18
9. INFLUENCE OF VERTICAL PROFILE OF FRONT FACE	20
10. INFLUENCE OF FRONT FACE GEOMETRY IN HORIZONTAL SECTION	33
11. PERFORATED AND SLOTTED BREAKWATERS	38
12. COMPOSITE BREAKWATER	40
13. BOTTOM TOPOGRAPHY	42
14. WAVE HEIGHT, WAVE PERIOD	44
15. EXAMPLE OF STATISTICAL ANALYSIS OF WAVE FORCES	45
16. UPLIFT PRESSURES	47
17. SHOCK FORCE/SHOCK IMPULSE	48
18. THE DYNAMICS OF CAISSONS UNDER THE INFLUENCE OF QUASISTATIC WAVE PRESSURES AND WAVE SHOCK PRESSURES	54
19. REDUCTION FACTOR/EFFECTIVE LENGTH	59
20. MANFREDONIA SOLUTION	61
21. CAISSON WITH BACKFILL	63
22. DESIGN OF CAISSON BOTTOM	66

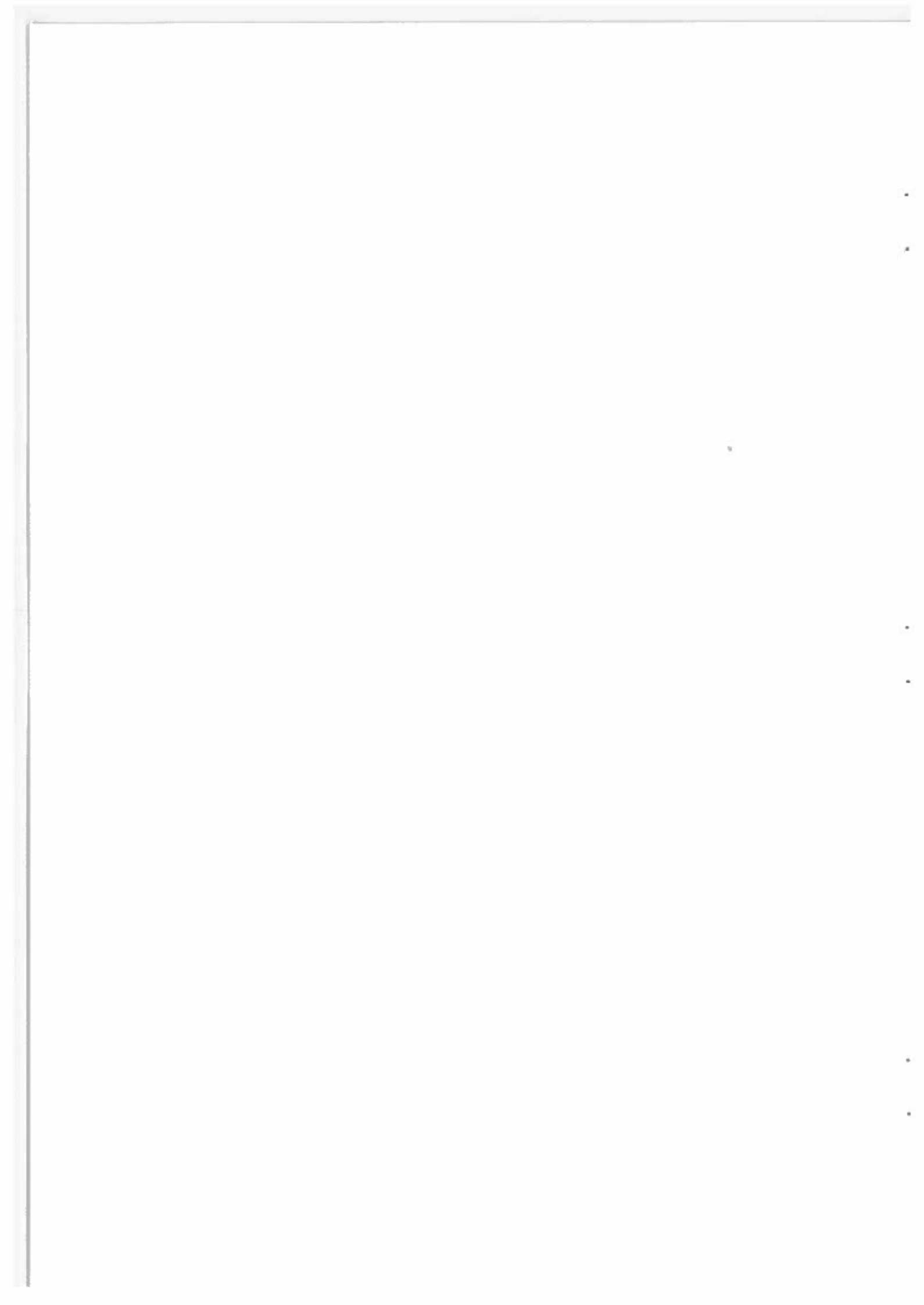
<u>LIST OF CONTENTS - CONT.</u>	<u>PAGE NO.</u>
23. OVERTOPPING	67
24. APPLICATION OF CYLINDRICAL SHELLS IN CAISSONS	69
REFERENCES	73



## PREFACE

The aim of this paper is to present the state of the art of the design of caisson breakwaters. The major part of the work is based on the previous research done by Professor H. Lundgren and the author.

The Danish Hydraulic Institute has been heavily involved in the research and apart from the above-mentioned persons many of the engineers have contributed.



## 1. INTRODUCTION

In recent years there has been considerable development within the technology of vertical face breakwaters. Good wave records and improved model techniques have lead to design methods (using statistical criteria for stability and internal stresses) that are much more rational than the traditional design based on regular waves.

This has caused the caisson-type breakwater to become more competitive compared with the rubble-mound type, particularly when good rock is not available near the site.

Further it may now be expected that the catastrophic damage of the breakwaters in Bilbao, Spain, and Sines, Portugal, will give rise to stronger requirements (size and strength) to the artificial concrete armour units, so the caisson-type breakwater will from now on prove relatively more feasible. This has already been the case for a Canadian project with a breakwater on relatively deep water.

It may also be expected that experiences gained in the foundation of larger offshore structures on the sea bed without special preparations may be utilized in the foundation of caissons for harbour structures, so that the down time caused by divers work in connection with smoothing of the sea bed may be significantly reduced, which again may improve the competition of the caisson-type breakwater.

There is an important difference in the basic design methods used in Japan and those used in the European Laboratories. The Japanese design principles are based on a one maximum wave concept based on tests with regular waves, whereas the European principles are based on tests with irregular, naturally reproduced waves. Results from statistical analysis of forces due to irregular waves clearly show that, normally, it is not the highest waves that give the extreme shock force, but rather a rather rare combination of a succession of certain wave heights and periods. This affects the shapes of the fronts of the breaking waves at the very moment they reach the structure, and is very important for the impact forces. This means that it can be erroneous to design structures on the basis of tests with regular waves of "design height".

The optimum design of a large vertical face breakwater requires close cooperation between the harbour authority, the consulting engineer, a contractor and a hydraulic laboratory. Each of these parties must have a good understanding of the requirements that are essential for the work of the other parties. The wave climate throughout the year is a factor of paramount importance, not only for the construction, but also for the design and the hydraulic model testing.

It should be stressed that it is not possible to utilize the progress in the design methods without good wave data obtained from measurements and from numerical models to describe the physical connection between the wind field and the waves and the transformation of waves approaching the structures (due to refraction and diffraction).

It will be understood that the design of a large vertical face breakwater requires careful model tests with the generation of natural wave trains. However, for illustration, this paper presents also some approximate values for wave forces etc., based on the experiences from a number of breakwater investigations. Naturally, the table values and recommendations given below represent a certain amount of oversimplification.

## 2. DEVELOPMENT OF CAISSON BREAKWATERS

Until 1960 all vertical face breakwaters had a plane or slightly concave front reaching from the foundation to the crest of the wave screen. This shape results in large shock forces that can endanger the stability, both in overturning (rocking) and in sliding. However, nearly all the reported damages (rarely from Japan) have been caused by sliding and not by overturning. This is the case because traditional design has been based on quasistatic calculations.

Calculations taking the dynamic of the whole water/breakwater/soil system into consideration confirms that the present design practice is not satisfactory, because it gives much greater safety against overturning than against sliding.

When the water masses thrown into the air by the shock pressures fall down again, they may give rise to erosion at the toe of the breakwater. Such erosion has caused the failure of at least one large breakwater.

In recent years it has been possible to eliminate, or at least reduce, the shock forces by changing the geometry of the front. But the means for reducing the shock forces often give rise to more overspill. Therefore the inconvenience for use of a possible berth behind the breakwater and the disturbance generated in the harbour serving relatively small vessels by the waves overtopping the breakwater, has required more careful consideration.

The breakwater with a perforated front constitutes another important development. This type of breakwater can give simultaneous reduction of wave reflection, overtopping and wave forces. Further developments will probably make the perforated breakwater very competitive for special cases.

The last ten years have also seen the application of cylindrical shells to reinforced-concrete breakwater caissons leading to solutions which, with regard to structural strength and durability, are far superior to the traditional rectangular caissons.

For water depths greater than 15 - 20 m the so-called composite breakwater will normally give the most economical solution. A composite breakwater (Fig. 38) consists of a caisson placed on a rock substructure. Since the wave forces vary with the height of the rock fill, the determination of the optimum design requires extensive hydraulic investigations and cost estimates.

### 3. DYNAMICS OF SHOCK FORCES ON VERTICAL FACE BREAKWATERS

Most of the waves that approach a vertical face at normal incidence are reflected and cause total or partial clapotis, yielding a quasi-static force, that is to say a force which varies with time approximately as the elevation of the wave profile.

Some of the waves, however, are reflected so that the next wave breaks at a critical distance from the face, resulting in a rapidly rising "shock" force on the breakwater.

Unless the foundation is particularly soft, the shock forces are the decisive factor for stability. The wall in a caisson always has to be designed for the shock pressures up to a raising time of approximately one third of the resonance period for the motions corresponding to sliding and overturning, respectively.

Wave shock forces hitting a vertical breakwater wall may be classified into 3 types, see fig. 1: (ref. /5/)

- 1) Ventilated shocks
- 2) Compression shocks
- 3) Hammer shocks

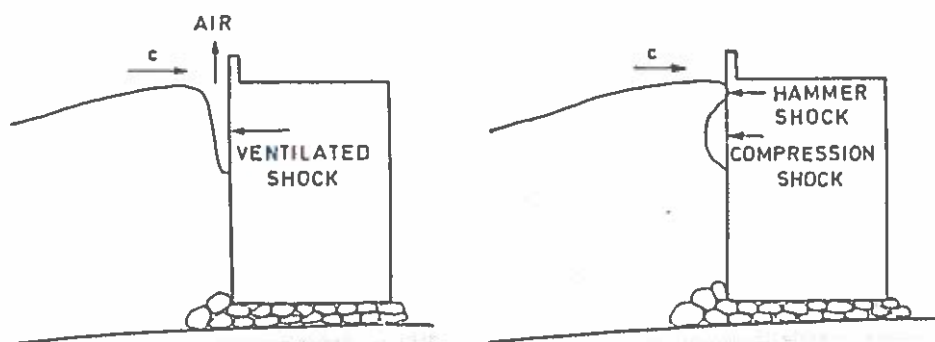


Fig. 1. Types of shock forces.

The "ventilated shock", where air is entrapped only as bubbles, occurs when the vertical face rises directly from the sea bed.

The "compression shock" may look as shown in Fig. 1, where a larger air pocket is enclosed. This easily occurs when there is a steep slope in front of the vertical face. Under the influence of such a slope, many of the waves become plunging breakers, some of which produce particularly high shocks. A composite breaker of this form should therefore be avoided except in large water depths.

The last type of shock, a "hammer shock" occurs when a plunging wave, described above, strikes the face. Locally, the shock may be of high intensity.

Very often shocks which are mixtures of compression shocks and a hammer shock occur. These may be characterized as a water hammer with a relatively larger amount of entrained air in the water hammer.

It is characteristic that the maximum shock force occurs just after the water surface has crossed mean water level and not when the reflection causes maximum water level in front of the structure.

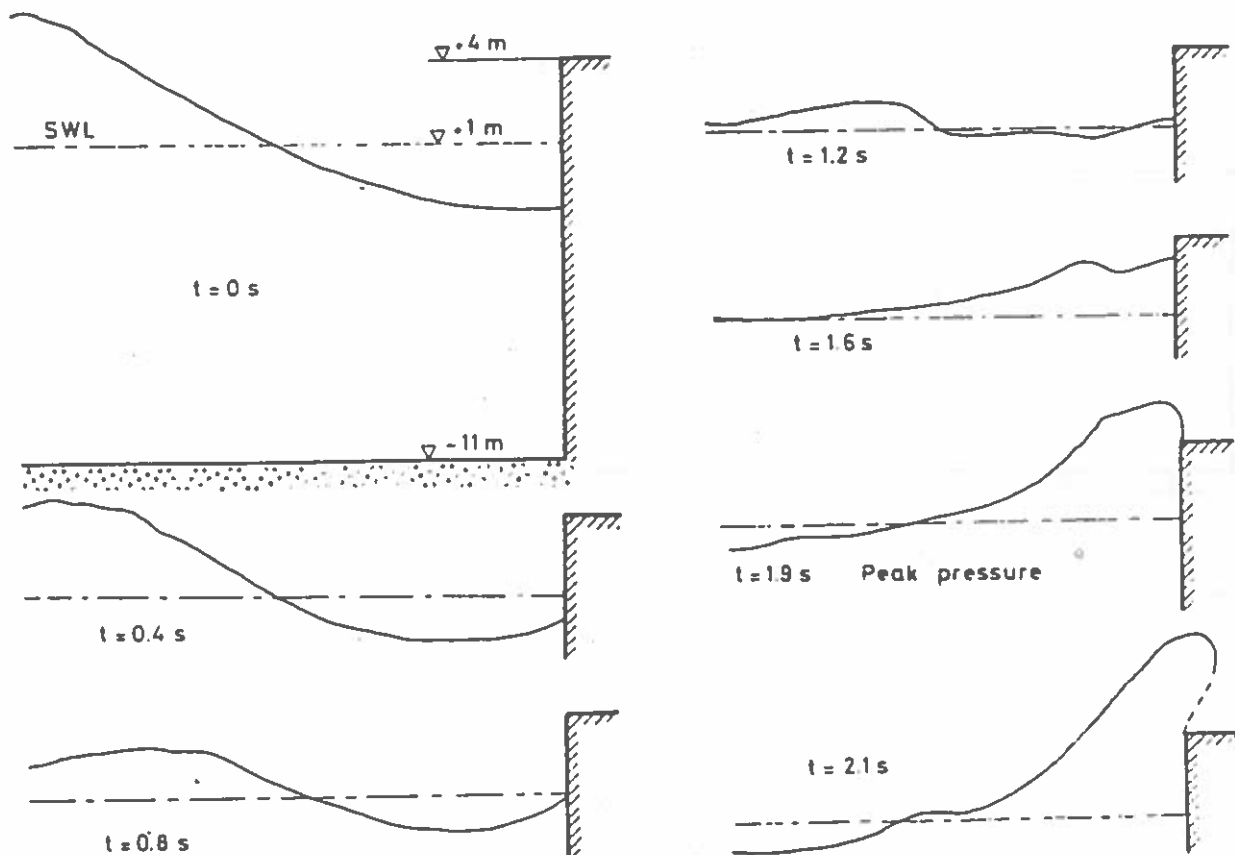


Fig. 2. Development of ventilated shock.

The development of a ventilated shock is shown in Fig. 2. At  $t = 0$ , with the wave crest approaching the breakwater, the trough of the preceding wave is gradually filled in and there is a simultaneous reduction of the wave crest. The slope of the water surface accelerates until, at  $t = 1.2$  s, the maximum velocity is attained. Since the breakwater obstructs the free flow of the water towards the right, the horizontal velocities of the water are changed into vertical velocities, exerting a high pressure on the face ( $t = 1.9$  s). Other cases have shown peak pressure with even lower water surfaces. The shock pressures can be attributed to the centrifugal forces induced by the curvature of the paths of the water particles.

From this it is obvious that the centrifugal forces in the water may be significantly increased, if the front side (because of overflow considerations) is made as shown in Fig. 3a, and that they may be reduced if the structure is made as a sloping face caisson with the starting point of the sloping face sufficiently low in relation to the still water level. (Fig. 3b).

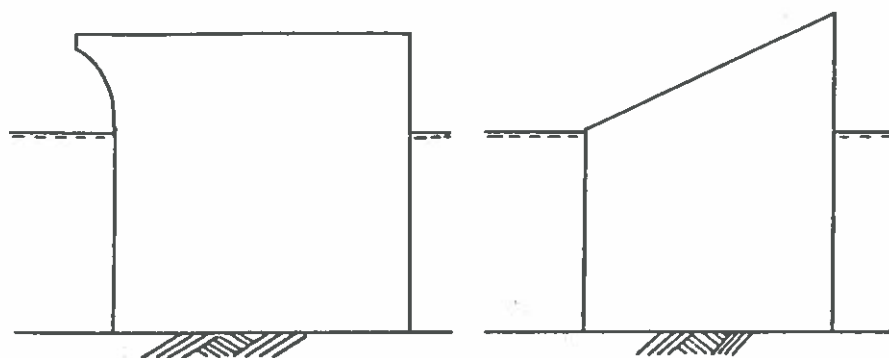


Fig. 3a

Fig. 3b



#### 4. MODEL LAWS FOR SCALE TESTS

##### Introduction

When converting model values to prototype values, the following rules will apply:

- 1) Model impulses,  $\int p \cdot dt$ , can be converted according to Froude's Law).
- 2) Froude's Law also applies to the maximum pressure of a well ventilated shock, but will yield conservative values, when the bubble contents in prototype are high, and the pressure rise is very rapid.
- 3) The Compression Model Law applies approximately to the maximum pressure of a compression shock.
- 4) Froude's Law is valid for a normal hammer shock, but in many cases a composite effect, also involving compressibility, may occur.

The analysing procedure for the last case is schematically shown on Fig. 4 below.

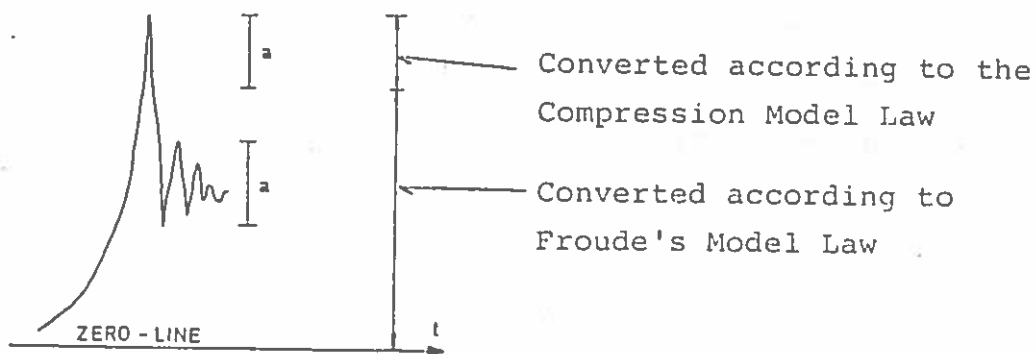


Fig. 4. Analysis of shock force recordings.

This procedure will give prototype pressures which will be somewhat conservative. The reason for this procedure is that physically it is only air bubbles or an air pocket which may cause the recorded

pressure oscillation after a shock peak, (assuming of course that this effect is not caused by oscillation in the recording system. A check of the recording system may be made by comparing the total force recordings with the local pressure recordings).

#### Froude's Model Law

Froude's model law is applied to the non-oscillating part of the hammer shock forces, fig. 4, and is valid when inertial and gravitational forces are dominating. It states that the ratio of gravitational to inertial forces in the model shall be the same as in the prototype.

This ratio is expressed by the Froude number,  $IF$  :

$$IF = \frac{v}{\sqrt{gl}} \quad (4.1)$$

#### Compression Model Law

When a breaking wave is slamming against a vertical wall, an air pocket may be formed, producing a compression shock, as shown on Fig. 5.

The analysis of this phenomenon is schematically shown on Fig. 5, right, and may be termed as a water piston model.

A water piston of mass  $M_{hy}$  and velocity  $u = c$  enters at the time  $t = 0$  a cylinder filled with air of atmospheric pressure  $p = p_0$ . After time  $t = t_{rising}$  the pressure in the pocket has reached its maximum  $p = p_{max}$ , and the piston is stopped. In the short rising time, the loss of hydraulic energy into turbulent energy is small and can be neglected, and  $p_{max}$  can be found by the work energy equation as follows:

The mass,  $M_{hy}$  of the water piston is proportional to  $H^2$ , where  $H$  is a measure for the wave height.

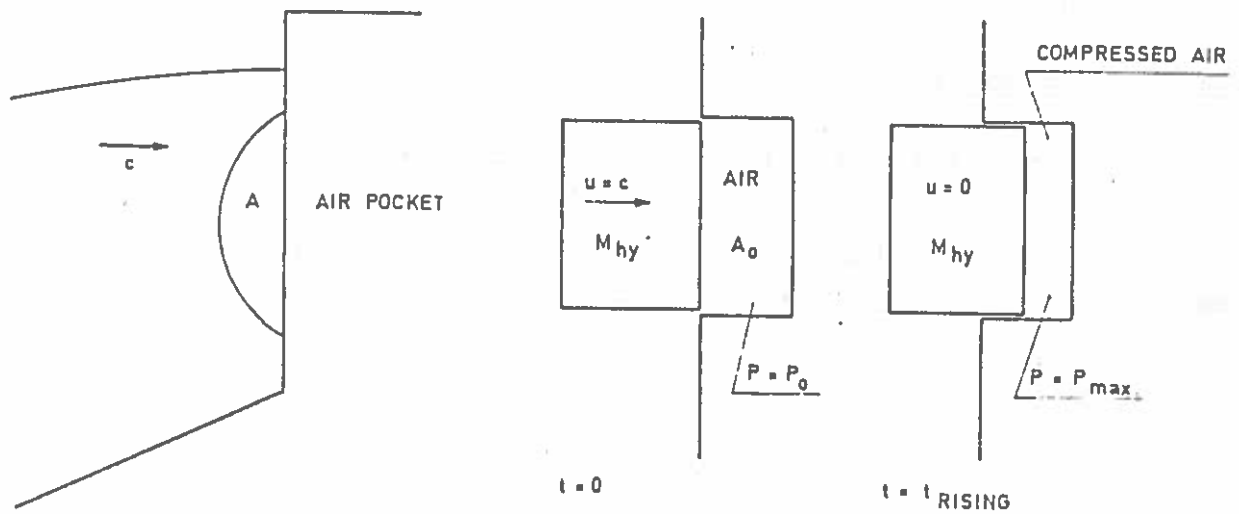


Fig. 5. Compression shock.

Hence the kinetic energy per unit length of the water piston  $M_{hy}$  becomes:

$$E_{kin} = \rho H^2 \cdot c^2 \sim \rho H^2 \cdot gH = \gamma \cdot H^3 \quad (4.2)$$

The initial area  $A_0$  of the air pocket (air chamber) at atmospheric pressure  $p_0$  is proportional to  $H^2$ ,

$$A_0 \sim H^2 \quad (4.3)$$

The adiabatic compression law states:

$$p_0 \cdot A_0^{1.4} = p \cdot A^{1.4} \quad (4.4)$$

The maximum pneumatic energy stored in the air chamber is:

$$E_{pneu} = - \int_{p_0}^{p_{max}} (p - p_0) \cdot dA \quad (4.5)$$

Introducing  $r = p_{max}/p_0$

$$\text{and } A = A_0 \cdot (p/p_0)^{-5.7},$$

equation (4.5) becomes:

$$E_{pneu} = 5/2 \cdot p_o \cdot A_o \cdot [r^{2/7} - 7/5 + 2/5 \cdot r^{-5/7}] \quad (4.6)$$

Using  $E_{kin} = E_{pneu}$  the following equation may be obtained:

Compression Model Law:

$$r^{2/7} - 1.4 + 0.4 \cdot r^{-5/7} = K \cdot \frac{\gamma \cdot H}{p_o} = H^* \quad (4.7)$$

$K, H^*$  are dimensionless wave constants. Fig. 6 shows the compression model law with  $H^*$  as function of  $(p_{max} - p_o)/p_o = r - 1$ .

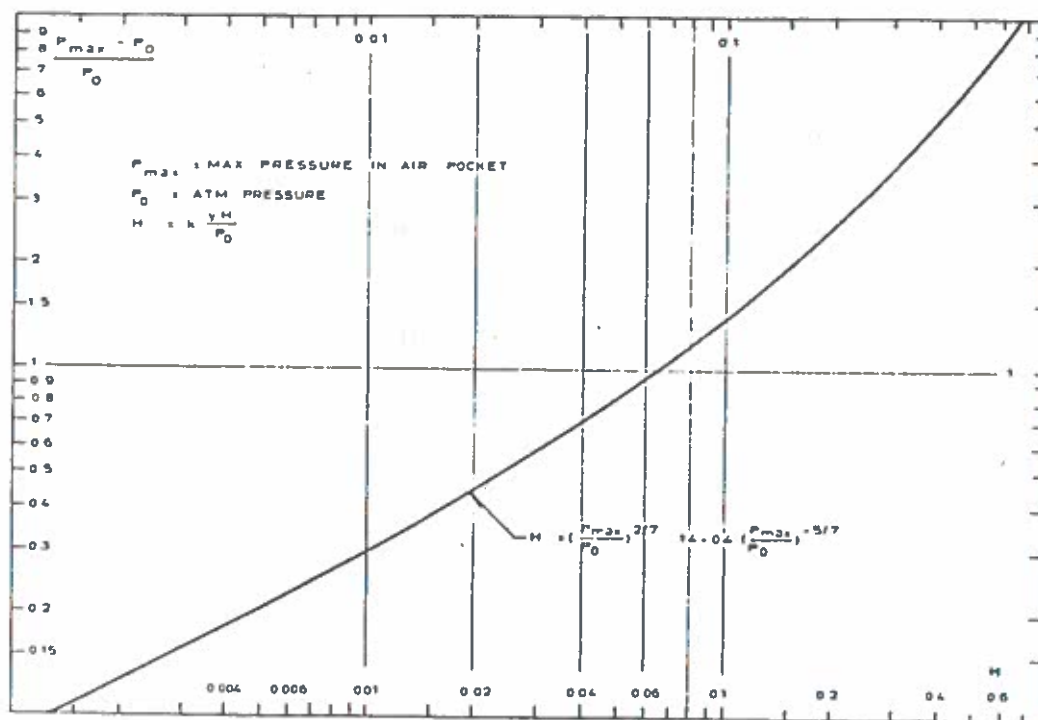


Fig. 6 Compression Model Law.

Fig. 7 and 8 illustrate two relatively pure cases of ventilated and hammer shocks respectively.

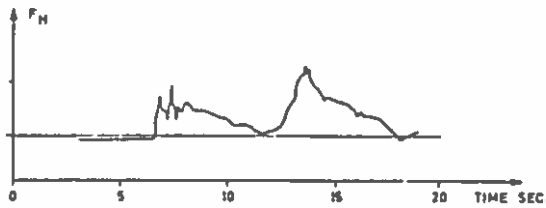


Fig. 7. Ventilated Shock.

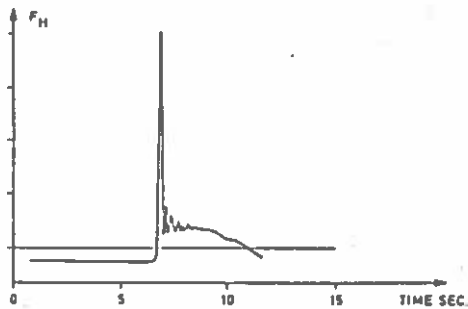


Fig. 8. Hammer Shock.

Fig. 9 shows the recordings of the 6 highest forces for a specific investigation with a vertical face breakwater at a water depth of approximately 20 m and illustrates the differences between the individual shocks.

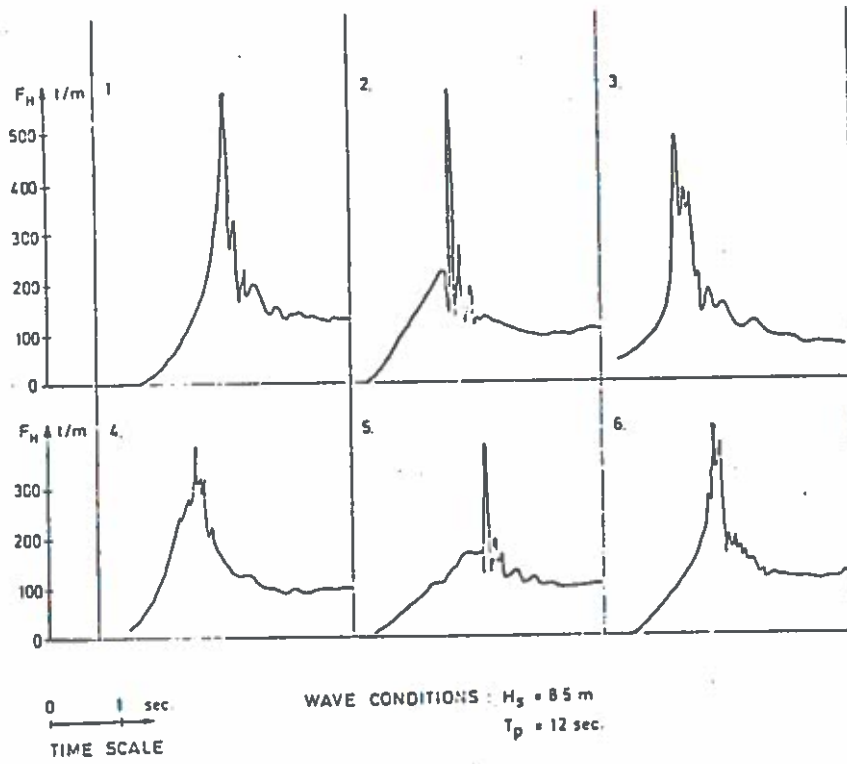


Fig. 9. Recordings of 6 highest forces.

## 5. STATISTICAL ANALYSIS OF WAVE FORCES

In the following the quantity  $F$  will represent any force of importance for the design, for example, the horizontal force or the overturning moment in the direction of wave propagation. Physically  $F$  is a continuous stochastic process for which the distribution function  $P(F)$  is defined.

For design purposes, however, the ensemble of peak values, one for each wave, is of greater interest. In order to distinguish the distribution function of peak values clearly from  $P(F)$ , the probability number of  $F$ , PNF, shall be defined as the probability per wave with which the force will exceed  $F$ .

For a given structure the function PNF will depend on:

- (i) Significant wave height,  $H_s$  (as well as wave height distribution and wave shapes for each given  $H_s$ )
- (ii) Wave period,  $T_z$
- (iii) Wave direction, WD
- (iv) Water level, WL

For an average year the frequency of occurrence of these parameters is described by the probability density function  $p(H_s, T_z, WD, WL)$ .

For each combination of the four parameters occurring in nature, there is a probability number function, PNF, for the force,  $F$ , considered. Since a year contains  $3.2 \cdot 10^7$  s, the Annual Number of Waves for which the force exceeds  $F$  is

$$ANWF = 3.2 \cdot 10^7 \iiint PNF \frac{p}{T_z} dH_s dT_z d(WD) d(WL) \quad (6.1)$$

where both PNF and  $p$  are functions of all four parameters, while  $T_z$  is a function of the other three.

In principle, ANWF should be determined for two or three values of  $F$ , and  $F$  plotted against  $\log ANWF$ . The design force,  $F_d$ , may then be taken as the value for which  $ANWF = 10^{-2}$  (the '100 year' force) or  $ANWF = 10^{-3}$  (the '1000 year' force). No great accuracy is re-

quired by calculating the integral in Eq. (5.1), since  $F_d$  does not change much if the ANWF-criterion is modified by a factor of 2.

The full evaluation of the integral would be a very complicated affair. Fortunately, however, considerable simplifications are allowable, depending on the structure considered.

For a caisson breakwater  $F$  does not vary much with  $T$  for gales. With respect to  $WD$ , it often suffices to consider storm waves striking the breakwater within an angle of  $\pm 20^\circ$  from the normal.

Thus, for breakwaters, the most important independent variables are  $H_s$  and  $WL$ . Model tests are hence made for various combinations of these two parameters.

For the computation of the integral in Eq. (5.1), the  $(H_s, WL)$ -plane is divided into an adequate number of rectangles, with values of  $PNF(H_s, WL)$  and  $p(H_s, WL)$  assigned to each rectangle.



## 6. QUALITY OF MODEL TESTS

In nearly all model investigations with waves it has proved to be inadequate to use regular waves. This is particularly true for breakwater tests, where the requirements, especially for vertical face structures, are strict.

Neither regular waves nor irregular round-crested waves produce shock forces. The only way to do this is to reproduce the shapes of the natural wave trains and superimposed with wind scaled correctly.

Breakwater model tests are often run as follows: Waves with correct spectrum (of round-crested waves) are generated by an electronically controlled wavemaker. Since the length of even the longest wave flume is only a fraction of the value corresponding to the fetch in nature, the wind superimposed upon the waves generated has to be exaggerated in order to transform the waves into the natural, partly sharp-crested profiles.

By comparing otherwise identical tests run in two flumes, a short one and a very long one, the Danish Hydraulic Institute has found that it is possible to control the wavemaker in such a manner that the correct statistical distribution of shock forces may be obtained in a flume as short as 15 m, with the superimposed wind velocity at correct model scale, (see ref./3/).

## 7. TEST EQUIPMENT, FACILITIES AND PROCEDURE

Tests at the Danish Hydraulic Institute (DHI) and at the Institute of Hydrodynamic and Hydraulic Engineering (ISVA) were run with wave trains recorded by an accelerometer buoy or a wave staff. The method of direct reproduction of natural wave trains has been presented in Ref. /3/.

Two flumes were used: In Flume A (Fig. 10) the structure was in a 0.6 m wide flume within a 4 m wide flume, with the reflected energy spread by diffraction over the 4 m width, resulting in negligible re-reflection from the wave generator; Flume B was a regular 0.6 m wide flume, for which the wave conditions (with a partly reflecting structure) were controlled by the procedure mentioned in Ref. /3/.

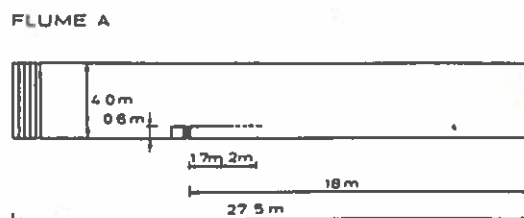


Figure 10. Test Flume.

The test sections were suspended in strain gauge dynamometers that recorded the total horizontal force, the total vertical force, and the total overturning moment. The limiting frequency of the recording system was 50-100 Hz. In many cases the dynamometer measurements were supplemented by pressure measurements.

The forces have been analysed as described in the previous section.

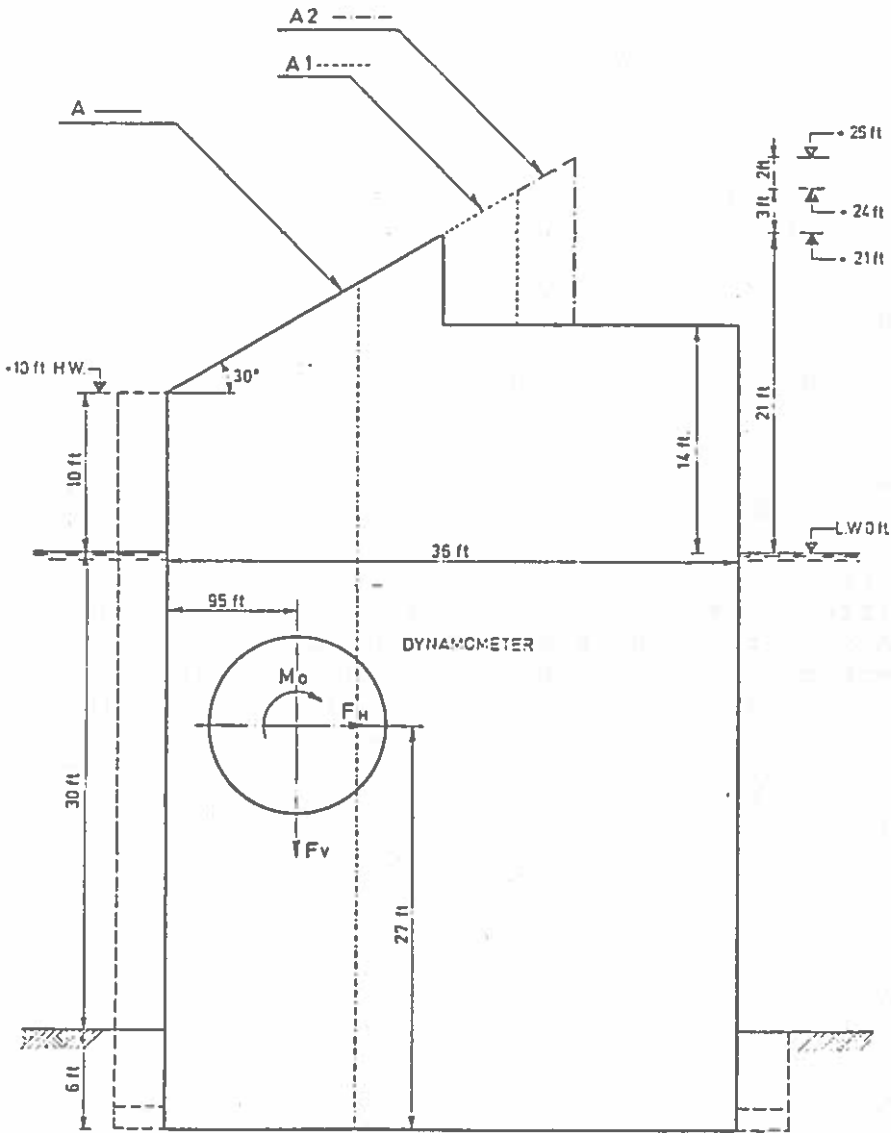


Fig. 11 Example of Caisson Breakwater Suspended in Dynamometer.

## 8. TEST RESULTS

The test results were analysed under the assumption that the probability distribution PNF is exponential (Fig. 12).

With this assumption the PNF of each test, for specified  $H_s$  and  $T_2$ , may be characterised by two values, for example

$F_3$  = value exceeded with a probability of  $10^{-3}$  per wave

$LSF_3$  = Logarithmic slope around  $F_3$ , for  $F$  as function of  $\log$  PNF.

In the following Figs. are shown  $F_3$ ,  $LSF_3$  values from more than 150 tests with different types of structures exposed to 1000 waves or more. As may be seen from the figures, there are significant differences between results for approximately the same conditions. Some differences are due to differences in wave trains, including different ranges of wave steepnesses. The main reason, however, is that shock forces are very sensitive phenomena so sensitive that tests repeated under the same conditions may give different results, especially for breakwaters with a full vertical face.

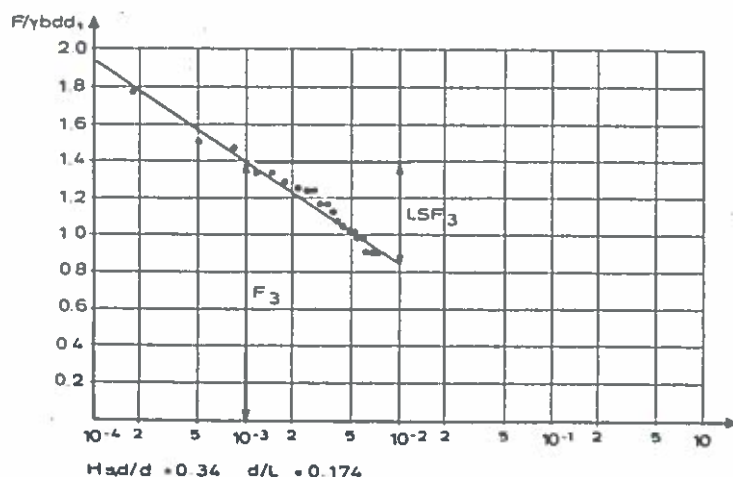


Fig. 12.

The types of forces on a structure differ very much and cover ranges from quasistatic forces through different types of shock forces to pure hammer shocks. The number of shock forces varies also much with the conditions. Typically, 0.5 to 1 percent of the waves induce shocks. The large scatter in the results requires that 1000 waves be minimum for each test, but 3-5000 waves are recommended.

When the results are used for design, the scatter may be reduced by aggregating the results from several tests. For this purpose the original data must be used instead of a simple average of the various tests, as the latter would under-estimate the forces.

All data have been presented in terms of the significant wave height measured in the same depth of water as the depth at the breakwater position or at a depth a limited distance off the breakwater. This may cause the shorter period waves to break before they reach the structure.

## 9. INFLUENCE OF VERTICAL PROFILE OF FRONT FACE

### Stability of Caissons

The height of the vertical face breakwater has a remarkable influence, cf. Figs. 13-14. The forces are significantly larger on a breakwater with full vertical face than on one with full top slope (Figs. 14-15). This difference increases steeply when the wave conditions approach breaking, see Figs. 16-17.

Figs. 18-20 illustrate cases with large tidal ranges. It appears that the influence of the top slope with respect to force reduction vanishes when the still water level is below the point where the top slope begins.

For the breakwater in Fig. 21 the waves are so high that they break in front of the structure. Although the conditions in Figs. 13 and 14 differ slightly, the large differences in forces clearly demonstrate the top slopes are very favourable for structures placed in the breaking zone.

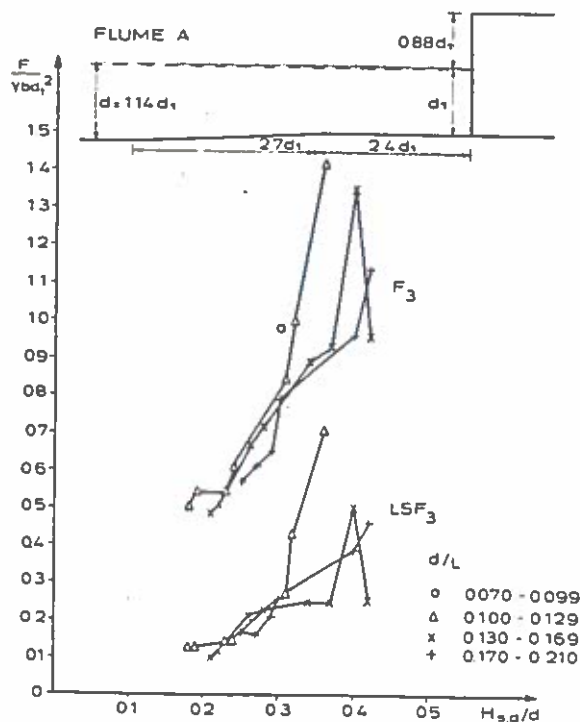


Figure 13

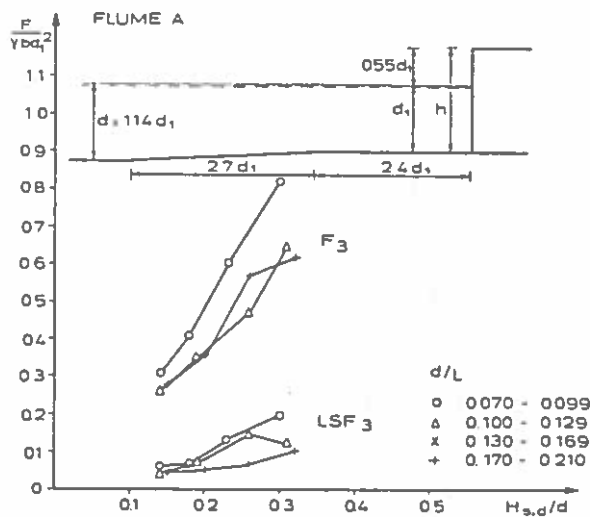


Figure 14.

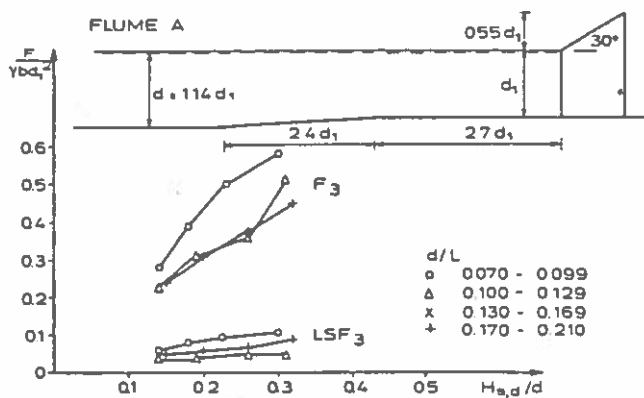


Figure 15.

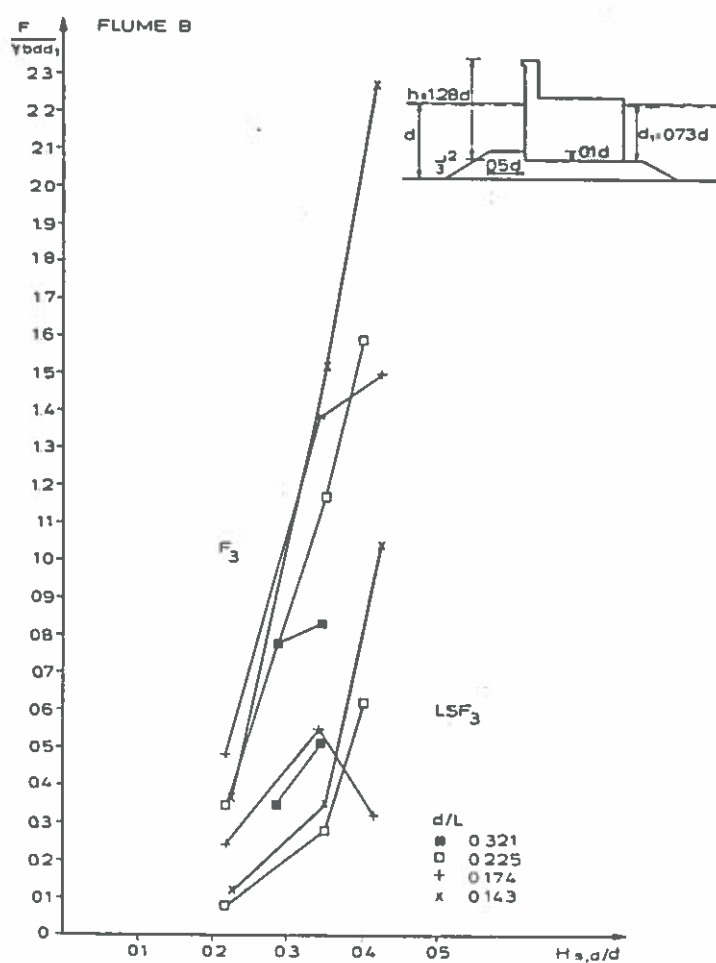


Fig. 16.

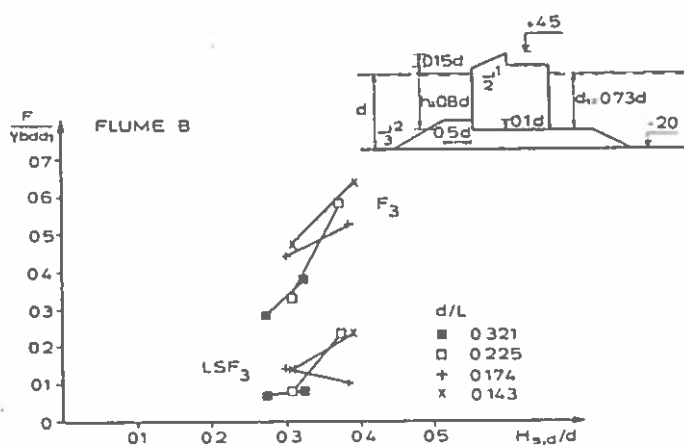


Fig. 17.



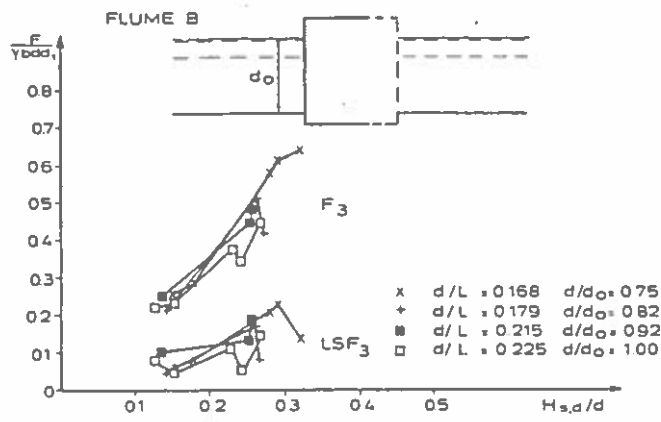


Fig. 18

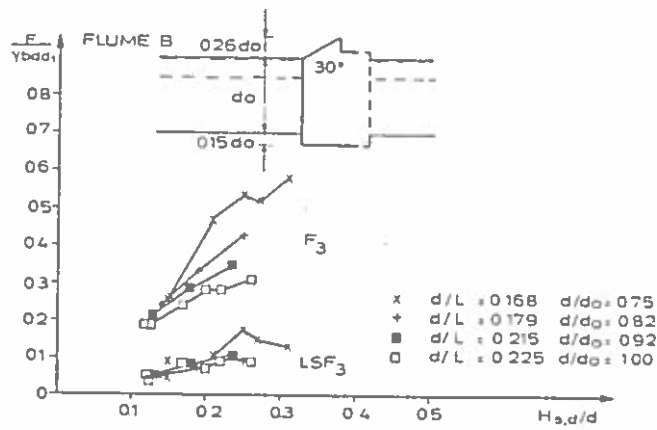


Fig. 19

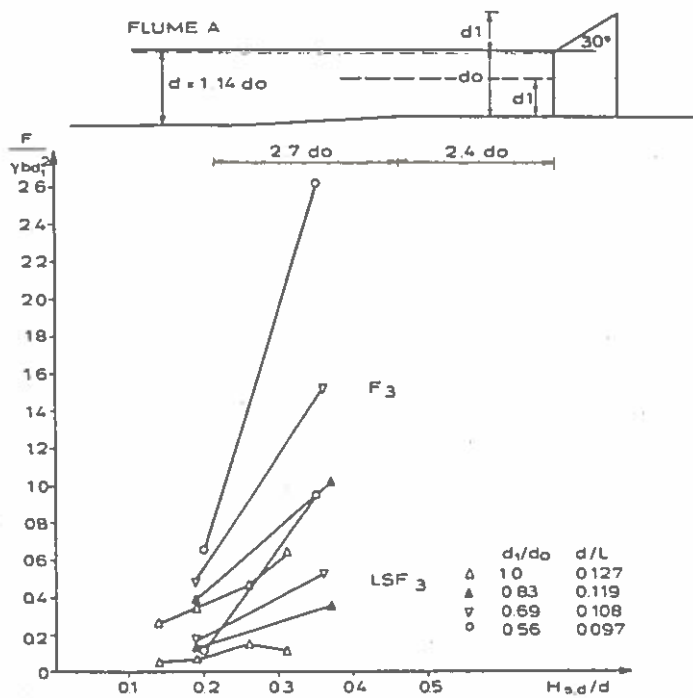


Fig. 20.

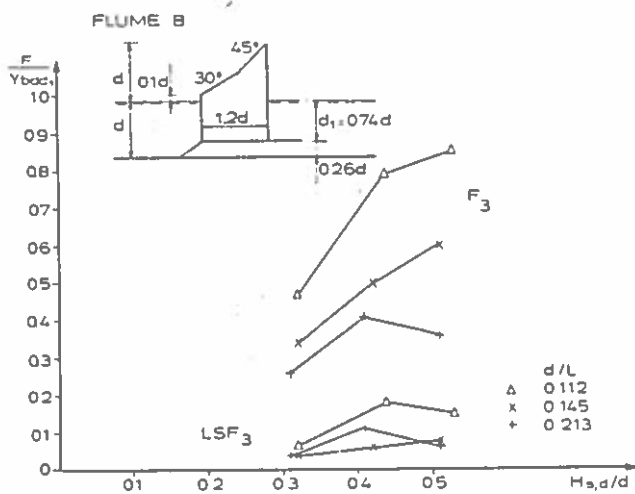


Fig. 21.

### Local Pressures

Below is shown some examples of design pressure distributions.

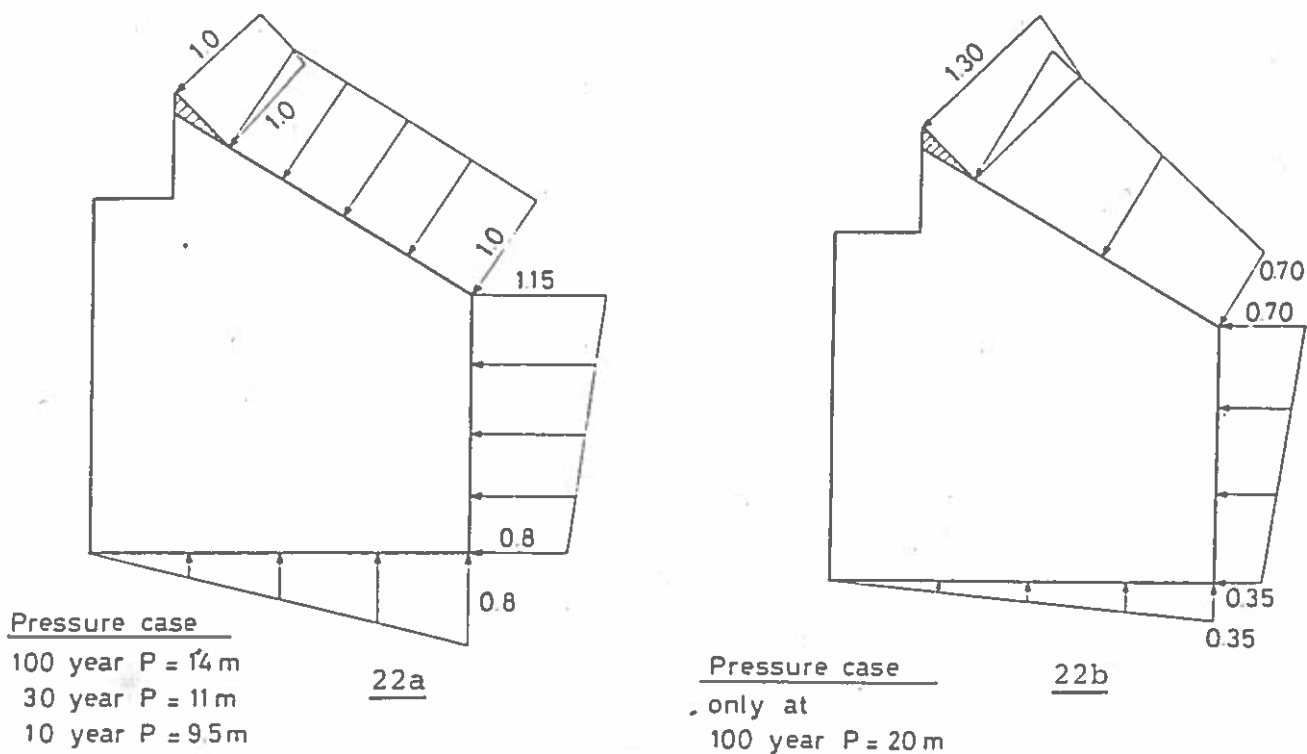


Fig. 22 Examples of design pressure distributions for sloping face caisson.

Fig. 22 illustrates that the different areas on a sloping face caisson is exposed to maximum pressure at different times during the wave shock.

Maximum wave pressure on the sloping face occur after a situation with maximum horizontal force and overturning movement.

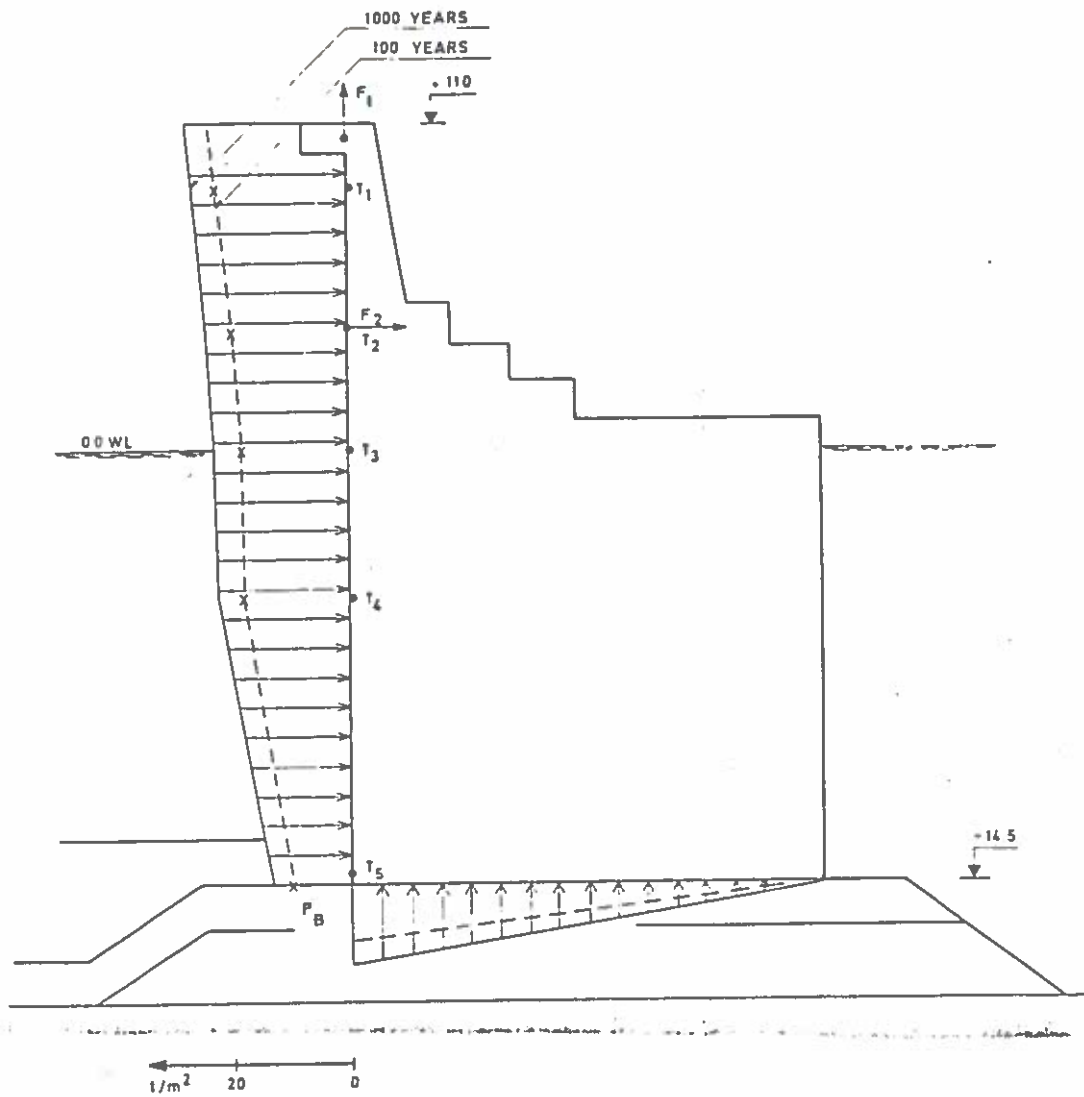


Fig. 23 Front side and bottom design pressure distributions corresponding to recurrence period of 1/1000 years and 1/100 years.

Fig. 23 illustrates the design pressure for a vertical face caisson.

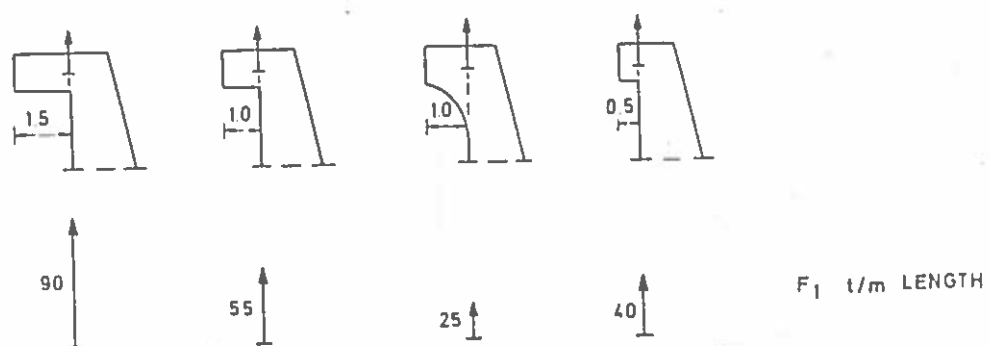


Fig. 24 Shear forces in the head of the wave wall.

Fig. 24 illustrates for the same caisson the shear forces on the head of the wave wall for different designs on the head.

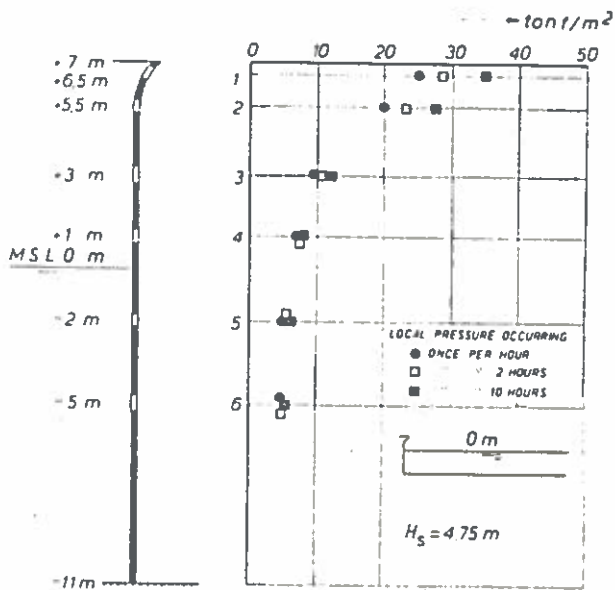


Fig. 25a Pressure distribution derived from frequency distribution.

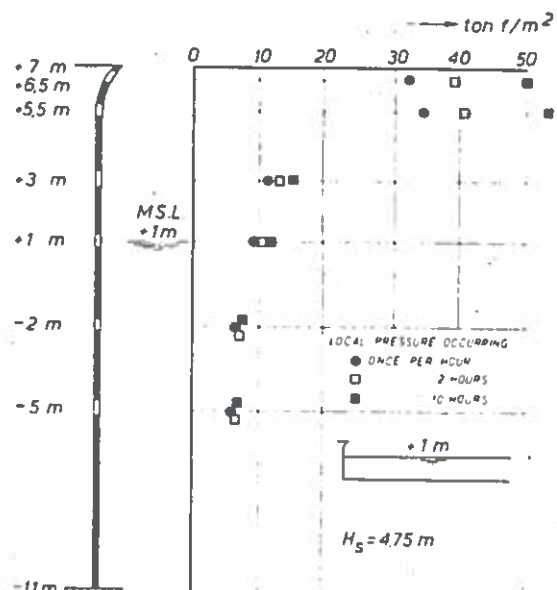


Fig. 25b Pressure distribution derived from frequency distribution.

Finally illustrates fig. 25 from ref. /16/ high local pressures a crown head may create.

It will be understood that the design wave forces depend only on the wave and tide conditions but also to a great extent on the geometry of the front face. To give an idea of this, a table has been worked out, showing approximate values of the force and pressure coefficients defined by Eqs. (9.1)-(9.3) for two extreme designs, viz. a full vertical face and a full top slope.

TABLE 1 FORCE AND PRESSURE COEFFICIENTS

The table gives guiding values for the force coefficient  $C_{FH}$ , as well as the pressure coefficients  $C_{pv}$  and  $C_{ps}$ , defined by:

max. horizontal force  $F_H = C_{FH} \gamma H_{max} A$  (9.1)

max. pressure on vertical face  $P_v = C_{pv} \gamma H_{max}$  (9.2)

max. pressure on sloping face  $P_s = C_{ps} \gamma H_{max}$  (9.3)

where

$H_{max}$  = max. wave height occurring once in 1000 years

A = area of vertical part of front face

TR = tidal range

D = water depth

CASE	RATIO		FULL VERTICAL FACE		FULL TOP SLOPE		
	TR: $H_{max}$	$H_{max}:D$	$C_{FH}$	$C_{pv}$	$C_{FH}$	$C_{pv}$	$C_{ps}$
1	small	small	1.2-1.4	1.5- 2	0.7	0.8	1.0-1.5
2	small	0.8	1.4-1.8	5-10	0.8-1.0	1.2-1.5	1.5-2.5
3	ab.one	small	1.2-1.4	1.5- 2	1.2-1.4	1.5-1.8	1.5-2.5
4	ab.one	0.8	1.4-1.8	5-10	1.4-1.8	2-5	1.5-2.5

The actual coefficients will tend to be lower when  $H_s$  is exponentially distributed instead of the more common  $H_s^2$  exponentially distributed). Further they tend to be lower too for shorter waves (see section 4).

Ref. /2/ gives a "bulk" formula for design pressures for composite breakwaters based on a maximum approach developed by Goda.

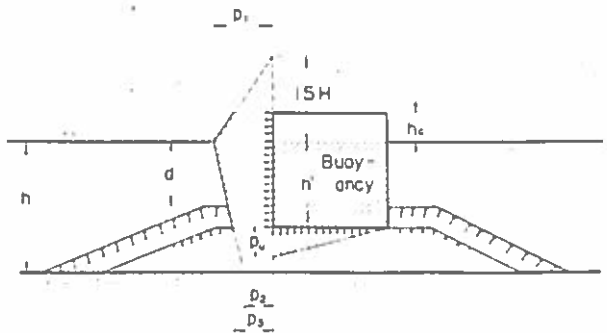


Fig. 26 Distribution of design wave pressure.

The intensities of wave pressures,  $p_1$ ,  $p_2$ , and  $p_3$ , are calculated with the following formulae:

$$P_1 = w_0 H_D (\alpha_1 + \alpha_2 \cos^2 \beta) \quad (9.4)$$

$$P_2 = \frac{P_1}{\cosh 2\pi h/L} \quad (9.5)$$

$$P_3 = \alpha_3 P_1 \quad (9.6)$$

where,

$$\alpha_1 = 0.6 + \frac{1}{2} \left[ \frac{4 h/L}{\sinh 4\pi h/L} \right]^2 \quad (9.7)$$

$$\alpha_2 = \min \left\{ \frac{h_b - d}{3 h_b} \left[ \frac{H_D}{d} \right]^2, \frac{2 d}{H_D} \right\} \quad (9.8)$$

$$\alpha_3 = 1 - \frac{h'}{h} \left\{ 1 - \frac{1}{\cosh 2\pi h/L} \right\} \quad (9.9)$$

$H_D$ : design wave height (see Eq. 8 hereafter)

$w_0$ : specific weight of sea water

$L$ : wavelength of design wave

$\min\{a,b\}$ : smaller one of a or b

$\beta$ : angle of wave approach

$h_b$ : water depth at which the breaker height is to be evaluated (see Eq. (9.11)).

The pressure factors of  $\alpha_1$  and  $\alpha_2$  have been determined empirically on the basis of experimental data and calibration with the case studies of prototype breakwaters.

The effect of a rubble mound on wave pressure is represented with the factor of  $\alpha_2$ , which increases parabolically with the relative wave height of  $H_1/h$ .

For the calculation of uplift pressure acting beneath the bottom of upright section, the triangular distribution is assumed irrespective of wave overtopping. The intensity of toe uplift is given by:

$$P_u = \alpha_1 \alpha_3 w_0 H_D \quad (9.10)$$



The design wave height,  $H_D$ , is the highest wave height expected under the given wave condition. It is the smaller one of  $1.8H_{1/3}$  or  $H_b$ , which is the limiting breaker height. The height of  $H_b$  is to be estimated not at the site but at the place in the distance of  $5H_{1/3}$  toward the offshore from the breakwater. That is,

$$H_D = H_{\max} = \min(1.8H_{1/3}, H_b) \quad (9.11)$$

$$H_b = 0.17L_0 \left\{ 1 - \exp \left[ -1.5 \frac{h_b}{L_0} (1 + 15 \tan^{4/3} \theta) \right] \right\} \quad (9.12)$$

$$h_b = h + 5 H_{1/3} \tan \theta \quad (9.13)$$

where  $L_0$  is the deepwater wavelength of  $gT^2/2\pi$  and  $\tan \theta$  denotes the mean gradient of sea bottom. Equation (9.12) for  $H_b$  is an empirical formulation of the breaker index prepared by Goda. The value of  $H_b/h_b$  by Eq. (9.12) is governed by both the gradient of sea bottom and the relative water depth.

The period of design wave is  $T_{\max}$ , which can be taken as the same with  $T_{1/3}$  on the basis of the statistical analysis of a number of surface wave records.

Fig. 27 shows Goda's formula used for the failures of caisson breakwater experienced in Japan.

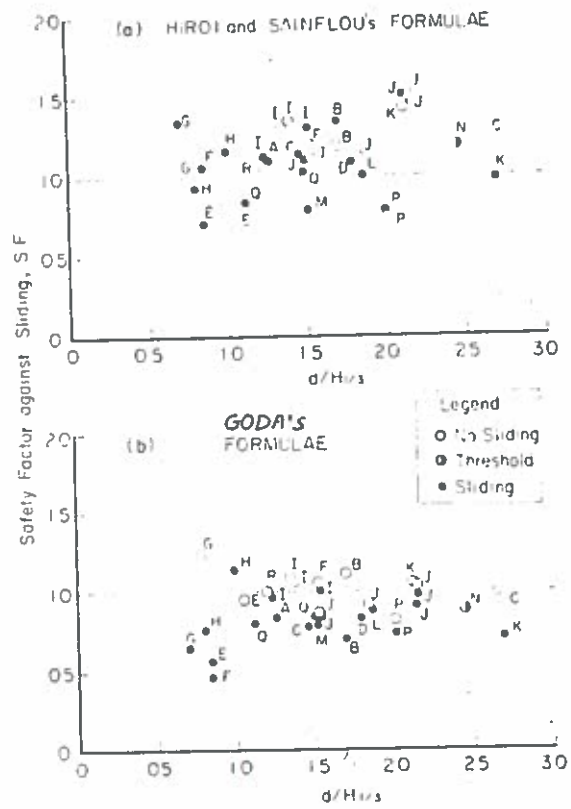


Fig. 27 Safety factors against sliding by the standard formulae and Goda's formulae.

## 10. INFLUENCE OF FRONT FACE GEOMETRY IN HORIZONTAL SECTION

The configuration in the horizontal plane is of great importance. For instance there is a large difference in the forces experienced on the two types of breakwaters shown in Fig. 28.

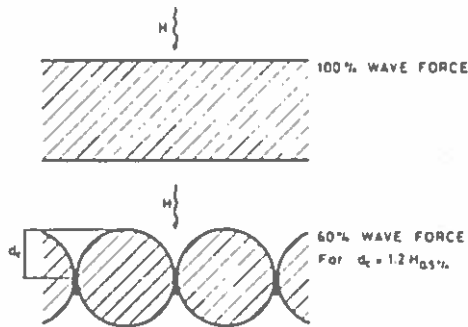


Fig. 28 Variation of force with the horizontal profile of a full vertical face.

When water moves at high velocity (at the stage  $t = 1.2$  s in Fig. 2) and approaches the foremost generatrix of a cylindrical caisson, few of the water particle paths are deflected upwards, whereas the remaining ones can bend around the peripheral arc of the structure.

Fig. 29 on the following page shows typical variations with time of the pressures on a model of a cylindrical caisson in which 20 pressure cells were installed, arranged in four horizontal rows of five each on a quarter of the peripheral face. Cells 1-5 are in the top row, above still water level and cells 16-20 are in the lowest row.

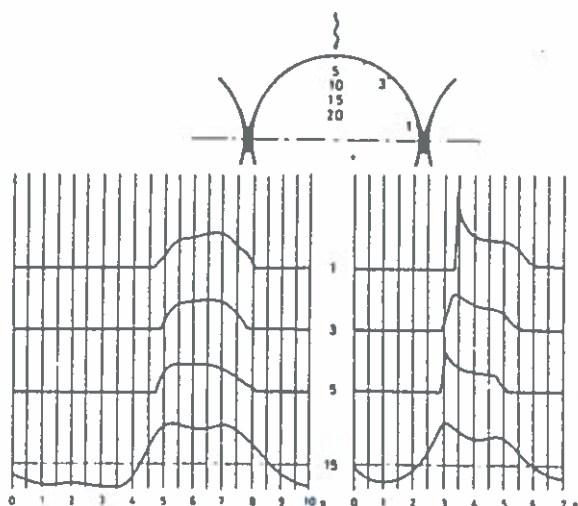


Fig. 29 Pressure cell records for a circular caisson breakwater.

On the left hand side of Fig. 29, the recordings show a typical quasi-static pressure, increasing simultaneously on all cells. On the right hand side there is evidence of a high shock pressures. The time delay from cell 5 (meridian) to cell 1 (corner) is clearly discernible.

Physically, the reduction of shock forces associated with the cylindrical shape can also be explained by delay in pressure development around the cylinder resulting in a longer time of pressure rise from zero to maximum intensity. Since the horizontal momentum of the water approaching the face is approximately the same for the two breakwaters in Fig. 28, the longer shock duration corresponds to a smaller maximum force.

It must be added that the local pressures in a deep reentrant corner as in Fig. 29 may be quite high. For the investigation mentioned, where the site conditions correspond to case 4 in Table 1, the maximum pressure coefficient  $C_{pv}$  in the upper part of the corner (cell 1) was found to be almost 10 for a recurrence period of 100 years. The highest pressures are due to very rare shock types where a kind of concentrated "jet" seems to be directed against a small area. Because of the localized nature of the pressure, and because of the three-dimensional character of the structure, the stresses in the wall of the caisson are still acceptable.

Cylindrical caissons with a top slope, as they were first applied at Hanstholm, represent a very economical solution because both the cylindrical shape and the top slope contribute to the reduction of the wave forces. The investigation of the Brighton breakwater (Fig. 30) showed that the economic advantages of this solution also exist for a large tidal range (more than 6 m), because the cylindrical shape is effective for low water levels (with wave heights reduced by breaking), and both features are effective at higher water levels.

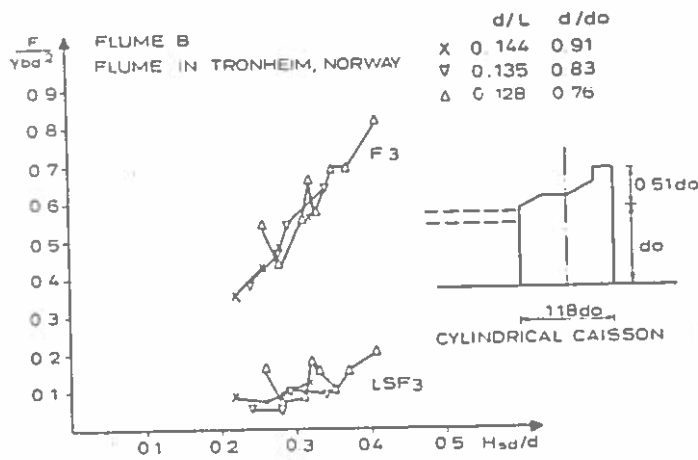


Fig. 30

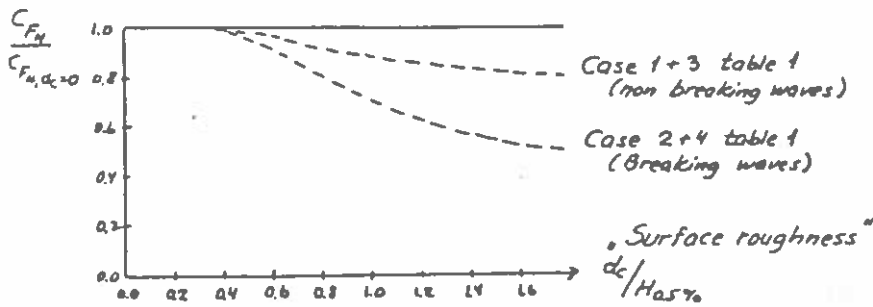


Fig. 31 Design forces.

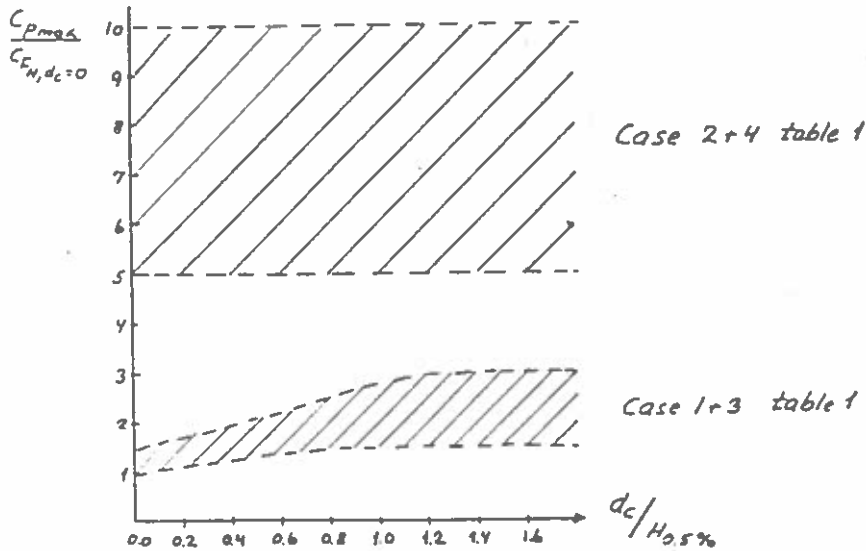


Fig. 32 Max. design pressure

On fig. 31 and 32 this is illustrated further by the effect of "surface roughness", which reduces the total shock forces for breaking conditions where the local pressures normally are not reduced.

The effective load area for the peak pressures may be estimated by

$$A \text{ (peak load)} = C_p/C_f A \text{ (total)}$$

For cylindrical caissons the peak pressure exposed on an area in the corner between two caisson must be estimated from:

$$A \text{ (peak load)} \sim C_p/C_f A \text{ (total)} \frac{1}{\phi} \text{ where } \phi \text{ is the approximate opening angle in the caisson corner.}$$

This may be further illustrated from the following local design plate pressures on a caisson with diameter of 12 m. The peak pressure on the central part of the caisson and the corner between two caissons has the same order of magnitude but is distributed over a larger area in the corner.

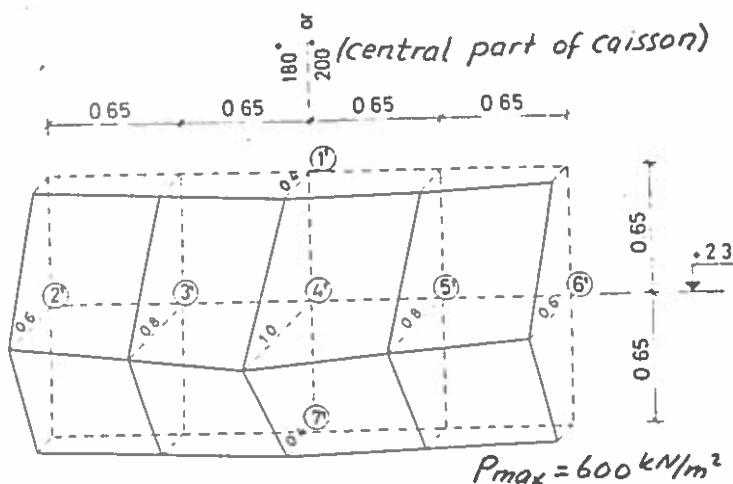


Fig. 33 Max. pressure on central part of caisson

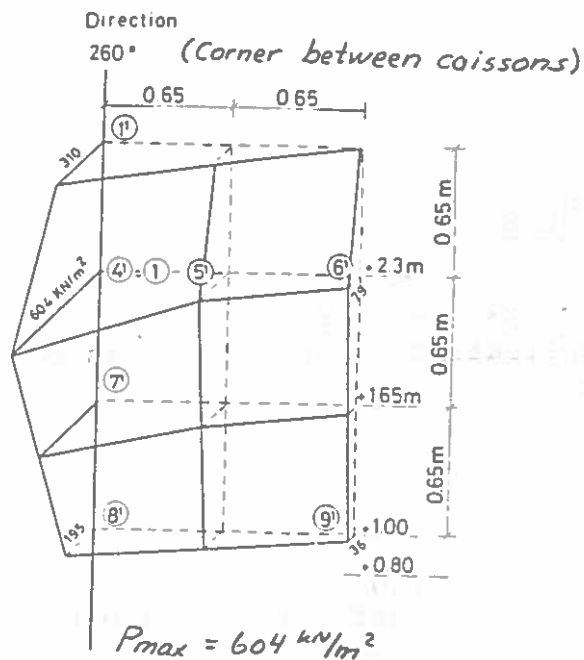


Fig. 34 Max. pressure in corner between two caissons.

The distribution of shock pressures on a vertical face breakwater is so random from one shock to the next that the determination of the internal forces in a thin-walled reinforced-concrete structure is difficult even when a large number of pressure cells is used in a model test. Therefore a technique has been developed at DHI and ISVA that allows the direct determination of the internal stresses by means of strain gauges.

The new technique has been applied to a breakwater consisting of a series of cylindrical caissons. The results show that a strain gauge model is more advantageous than a pressure cell model because of its simpler data analysis and better determination of the quantities required for design.

Ref /9/ describes this in detail.

## 11. PERFORATED AND SLOTTED BREAKWATERS

Based upon an acoustical analogy, G. E. Jarlan proposed the perforated breakwater around 1960. The first application of this idea was to a breakwater at Baie Comeau, Quebec.

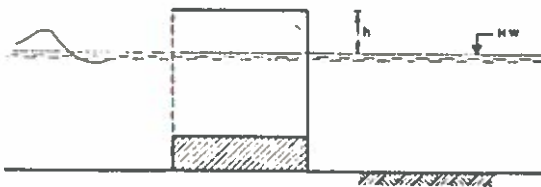


Fig. 35  
Perforated Breakwater  
(sketch)

Fig. 35 illustrates the principle of the perforated breakwater: The front wall has circular or rectangular openings while the rear wall is solid. The energy absorption is mainly due to turbulent losses by the flow through the openings.

The effect is strongest for periods for which the wave lengths (corresponding to the depth inside the caisson) are about 4 times the width of the caisson. For such periods the reflection coefficient may be as low as 10% by proper choice of percentage perforation. For wave lengths that are only twice the width the reflection is almost 100%. Also for very long waves the reflection coefficient approaches 100%.

The wave forces on a perforated breakwater are somewhat less than on a solid face breakwater, but due to lack of sand fill the stability of the breakwater may be a serious problem. (At Baie Comeau this problem did not exist because the wave chambers are only part of a very wide structure with berths on the harbour side and sand fill in between.)

It would seem natural to combine the principles of perforated breakwaters and cylindrical caissons. Such a combination is illustrated as the slotted breakwater in Fig. 36.



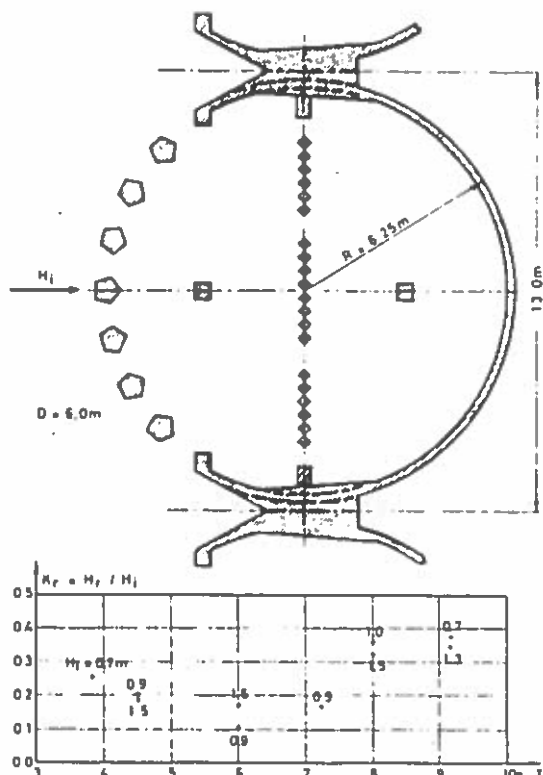


Fig. 36 Slotted breakwater with internal permeable wall. Reflection coefficient,  $K_r$ , as function of wave period,  $T$ , and incident wave height,  $H_i$ .

The main purpose of this proposal has been to produce a breakwater with a minimum of wave reflection for all wave directions and periods of practical interest, and, at the same time to maintain the economic advantages of the thin-walled shell caissons. The variation of the reflection coefficient with wave period is shown in the figure for a typical case.

Many different results have been published on forces on perforated breakwaters. Ref. /17/ shows significant reduction in the forces for a chamber/local wave length ratio  $r = 0.25$  the pressure on the chamber wall may be as high as on the front face of a vertical breakwater. In this connection the void ratio in the wall of course is an important factor.

It is evaluated that with a void ratio of 0.25 - 0.35 and with a  $r$  ratio of minimum 0.16, it may be possible to reduce the reflection to a minimum and the forces to between 100% and 75% of the force corresponding to standing wave conditions with an assumed reflection of 100%. It is evident that a perforated caisson works best for breaking conditions with relatively short waves.

## 12. COMPOSITE BREAKWATER

One type of composite breakwater, for high waves in more than 30 m of water, is shown in Fig. 37

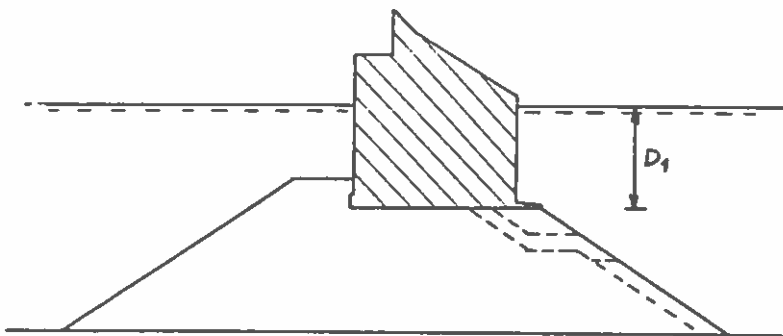


Fig. 37 Composite breakwater

It is essential that the depth,  $D_1$ , of the caissons is so large that the front slope of the rock fill foundation does not induce serious wave breaking. For the same reason the width of the rock berm in front of the caissons should be kept as small as possible.

The rock berm is heavily exposed to erosion by the downrush of water in the semiperiod where the water surface moves from crest to trough in front of the breakwater. For this reason the inequality

$$D_1 > 1.2 H_{\max} \quad (12.1)$$

should be satisfied, and the necessary scour protection provided.

In order to ensure the stability of the rock fill foundation under maximum wave forces, it must be sufficiently wide at the base of the caissons. It is advantageous to let the fill extend as high as possible at the rear side of the caissons.

### 13. BOTTOM TOPOGRAPHY

The influence of the bottom slope in front of the breakwater is shown in Fig. 40. With exactly the same incident waves, the forces are much larger for a slope 1:10 (II) than for flat bottom (I). In average  $F_3$  is increased by about 50% and  $LSF_3$  by 100%. Thus it may be economical to place caisson breakwaters in deeper water in order to avoid wave breaking directly in front of the structure. Figs. 38-39 show that a slope of 1:7 results even worse impacts.

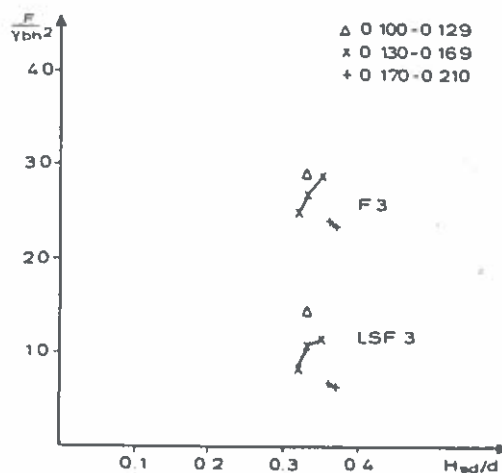
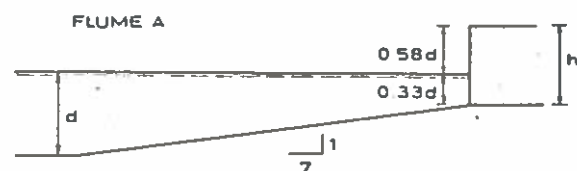


Fig. 38.

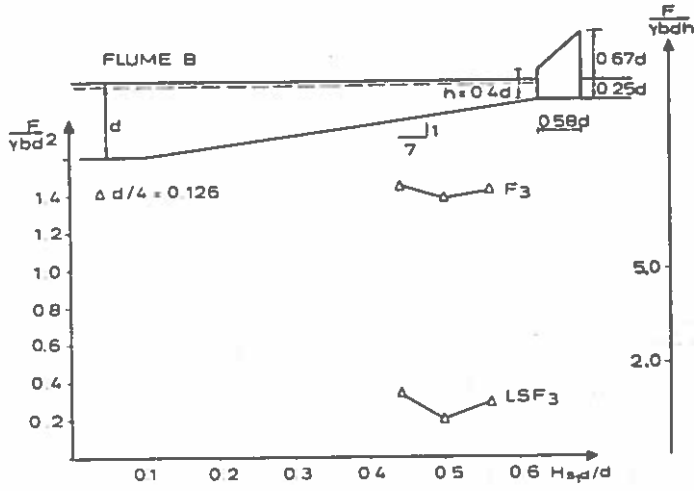


Fig. 39

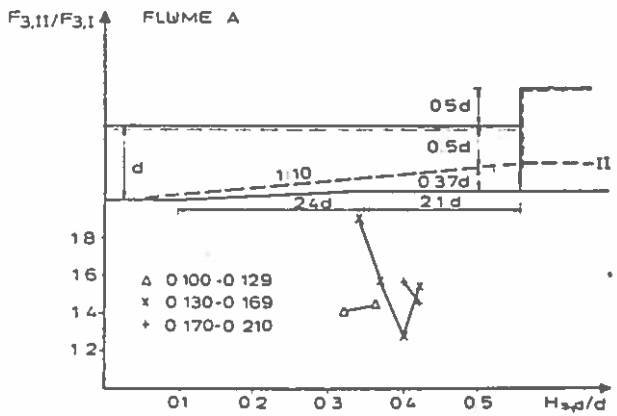


Fig. 40

#### 14. WAVE HEIGHT, WAVE PERIOD

In general,  $F_3$  and  $LSF_3$  increase proportionally with  $H_S$  for  $H_S/d < 0.3$ . For top slope structures this relationship holds for larger values (Figs. 17+21). Breakwaters with full vertical face are much more sensitive to breaking waves. As a result  $F_3$  and  $LSF_3$  may increase by 100% when  $H_S/d$  increases from 0.3 to 0.4. (Figs. 13+16)

For full top slope breakwaters  $F_3$  and  $LSF_3$  show a tendency to stabilize above  $H_S/d = 0.4$  (Fig. 21). This may be expected also for vertical face breakwaters but for slightly higher  $H_S/d$  values.

For nearly all cases, the longer the period, the larger is the force (same  $H_S$ ). There is a tendency that the shorter periods in the range  $H_S/d = 0.25 - 0.35$  give forces corresponding to the longer periods. This is due to the fact that breaking occurs for lower  $H_S$  values for the shorter waves.

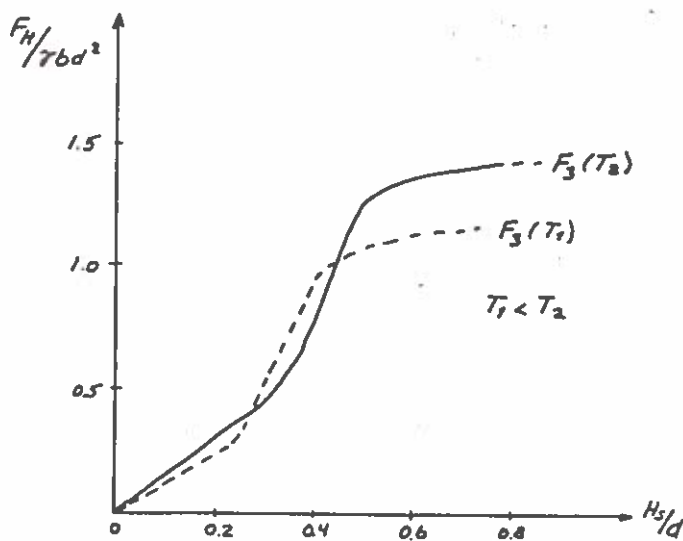


Fig. 41 Principal Force/wave height dependence.

## 15. EXAMPLE OF STATISTICAL ANALYSIS OF WAVE FORCES

A statistical analysis shows that, normally, it is not the highest wave that gives the extreme shock force. This is rather caused by a rare combination of a certain height with the preceding wave, for example, in the way that the front of the breaking wave is vertical in the very moment the wave reaches the structure.

This may be illustrated by the following example of a breakwater in 20 m of water, with a total height of 30 m,  $T_z = 10$  s, and with 3 different wave climates all corresponding to  $H_{\max} = 15$  m (fig. 42).

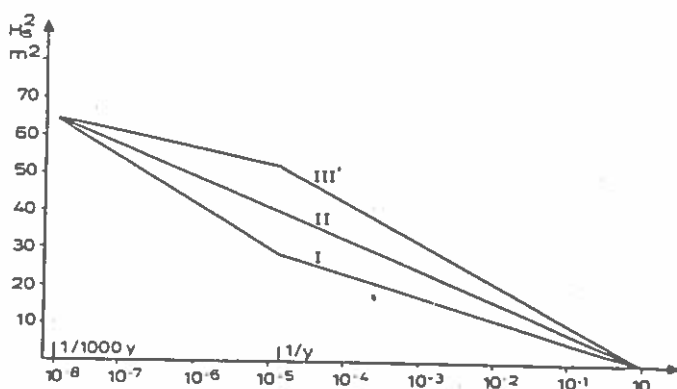


Fig. 42

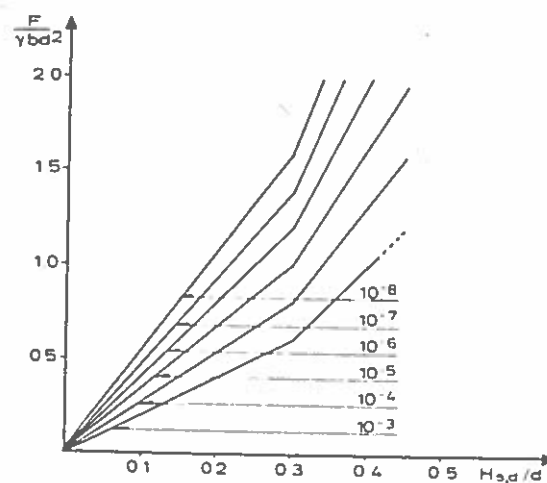


Fig. 43

The PNF distribution is assumed to be as indicated in Fig. 43 by the PN-values  $10^{-3}$  to  $10^{-8}$ . The analysis gives the 'once per 1000 years' values shown below:

Wave Climate	$F_H/\gamma b h^2$ 1000 y	$H_{\max}$	$C_{FH}$ 1000 y	$H_S^*$ (in m)
I	1.05	15 m	0.93	3.5 - 5
II	1.25	15 m	1.10	4.5 - 6.5
III	1.45	15 m	1.3	6 - 7

Table 2.

where  $C_{FH} = F_H/\gamma H_{\max} A$  and  $H_S^*$  is the statistically most important  $H_S$  value. The last column shows a strong dependence on the wave climate. Such knowledge can be utilized to optimize the model test program.

From the calculations shown above it must be concluded that it would be erroneous to design structures on the basis of tests with regular waves of 'design' height.



## 16. UPLIFT PRESSURES

The distribution of the uplift pressures has traditionally been assumed to be triangular for soil with constant permeability.

Some Japanese work (see for example ref /8/) has caused doubt on this point when scour protecting is made by cover blocks. But the recent field measurements executed by Marchi et al (ref /14/) shows that the traditional design practice was realistic. Ref /14/ gives further formulas for changes in this assumption if the back side is constructed of material with less permeability. The results from the field measurements are shown on fig. 44.

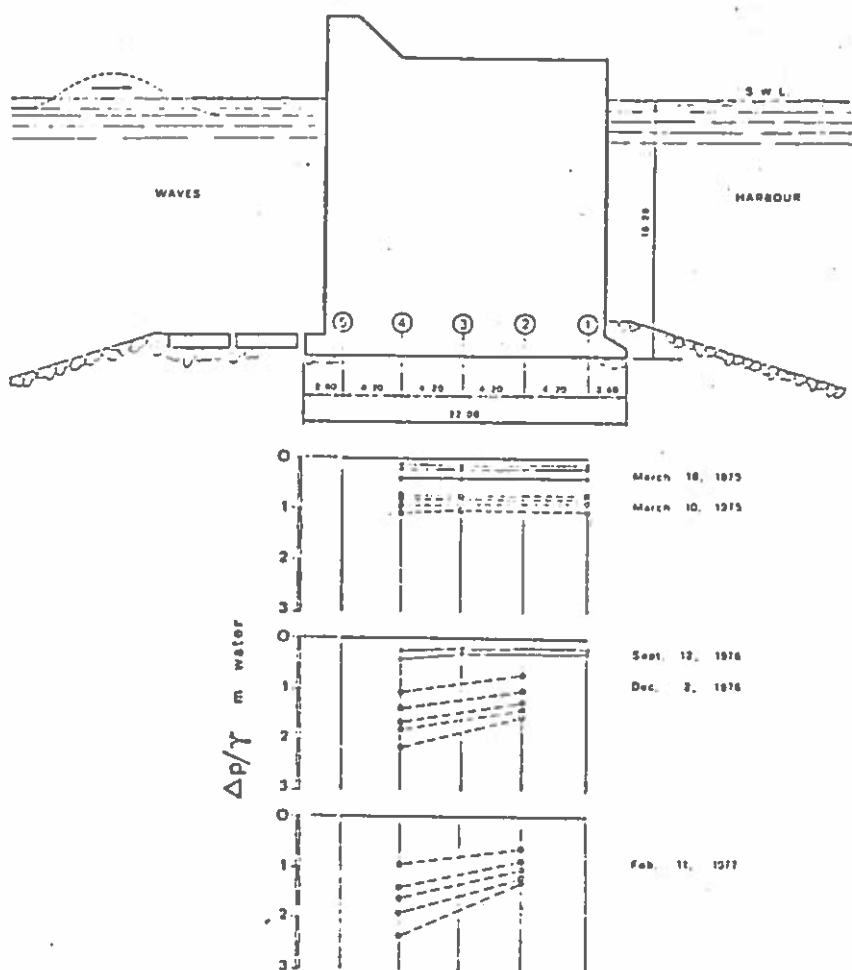


Fig. 44. Uplift Pressures.

## 17. SHOCK FORCE/SHOCK IMPULSE

Normally, a statistical analysis requires 2-3 decades extrapolation of test results. How much it is necessary to extrapolate depends on the wave climate and the PNF distribution. An analysis of most test results show no tendency of decreasing LSF-values for increasing F-values, except for extensive breaking conditions, no matter whether these are created by relatively high waves or by a steep bottom. For these latter cases alternative assumptions for PNF are required.

For the normal case a detailed analysis of the measurements may result in changes in the design forces. Fig. 45 shows an example where exactly the same wave has given very different impacts. It is interesting to note that larger forces tend to correspond to shorter rising time. Therefore, in some cases the analysis has been extended to the distribution of the impuls (PNI). The PNI distribution has a relatively smaller logarithmic slope than the PNF.

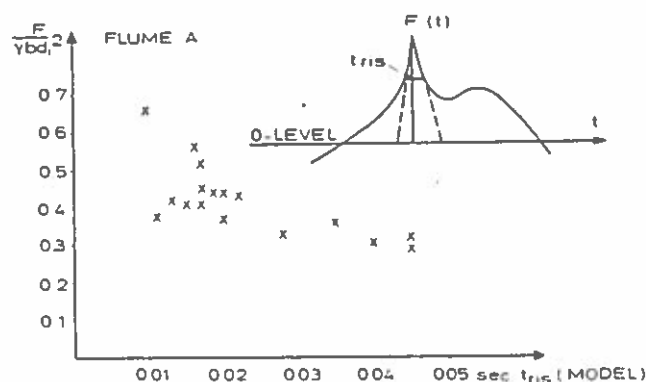


Fig. 45 Peak Force vs Rising Time.

This means that the design of a shock sensitive structure requires that the inertia of the structure and the stiffness of the foundation be taken into consideration in a dynamic analysis.

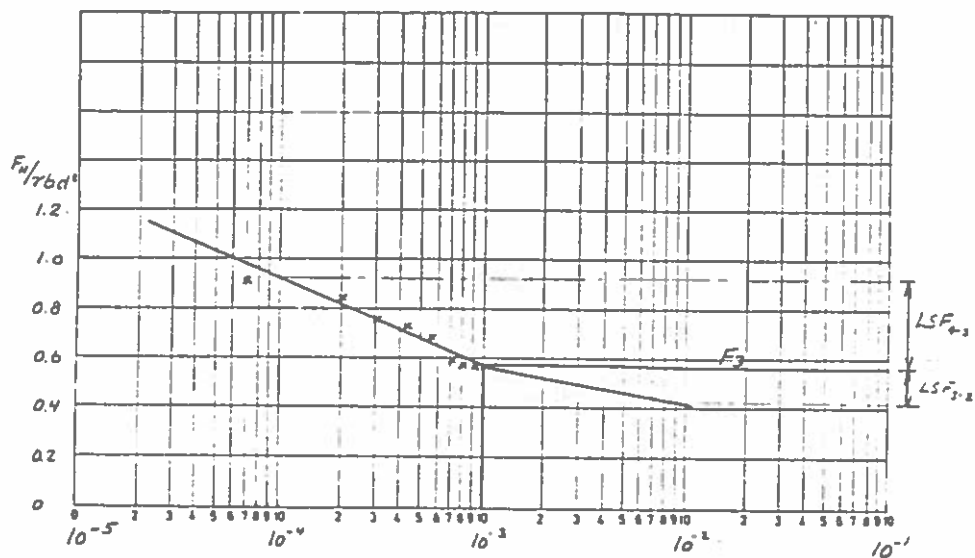


Fig. 46 Cumulative Force Distribution (PNF)

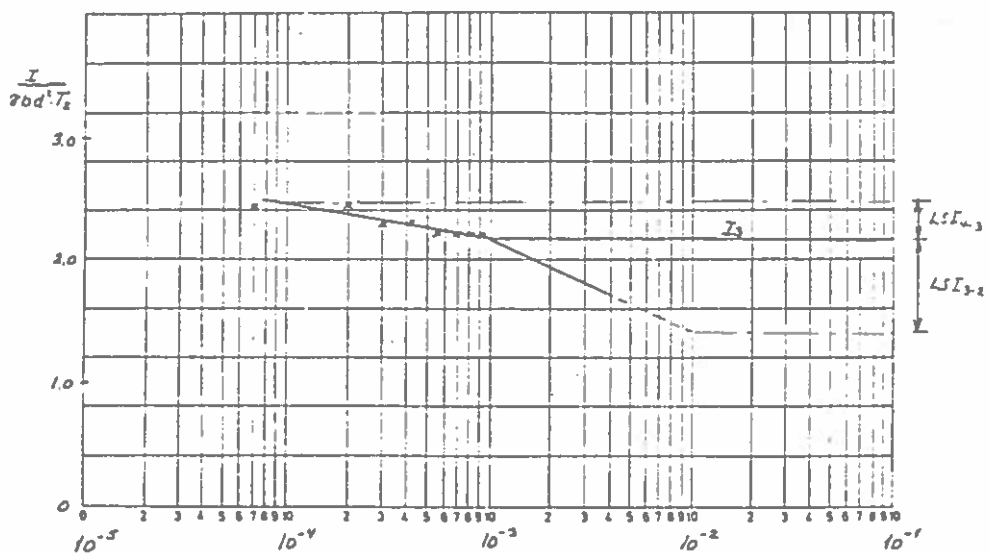


Fig. 47 Cumulative Impulse Distribution (PNI)

Fig. 46 and 47 show examples of the force and impulse distributions for the same case, respectively.

Fig. 48 shows an example of the design force for different rising time limits.

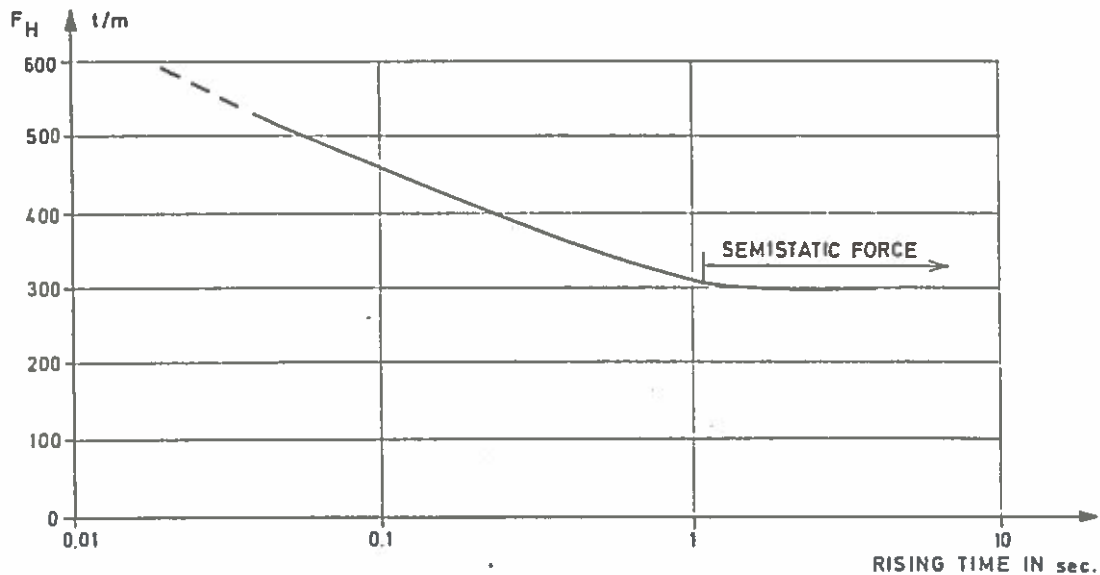


Fig. 48. Rising time of shock forces on the high caisson for an occurrence period of 1/1000 years.

Ref /16/ illustrates the same character in the direct force statistics by showing that the statistics depends both on the damping of the total system and also on the period of the system (fig. 49 and 50).

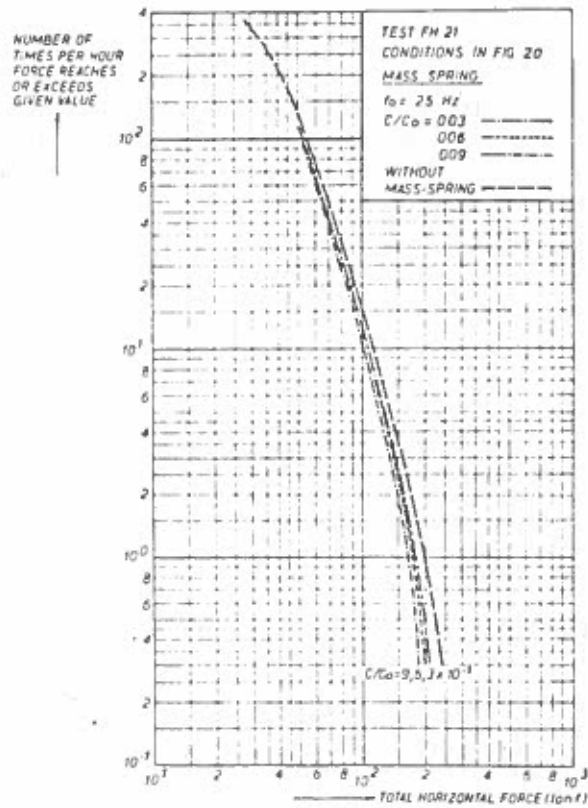


Fig. 49 Cumulative Force Frequency Distribution with Resonance Frequency  $f_0 = 2.5$  Hz

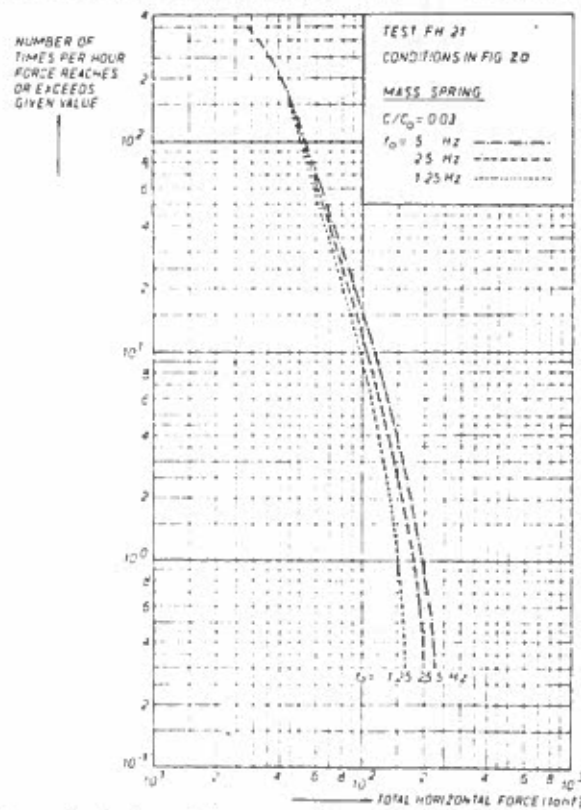


Fig. 50 Cumulative Force Frequency Distribution with Damping Ratio  $C/C_0 = 0.03$

Prof. Marchi has in ref /14/ analysed this further and has thereby shown that the discrepancies between the different wave force formulas are caused by a formulation in force terms instead of in impuls terms, an effect which is even greater in model tests than in prototype. (see fig. 51 and 52).

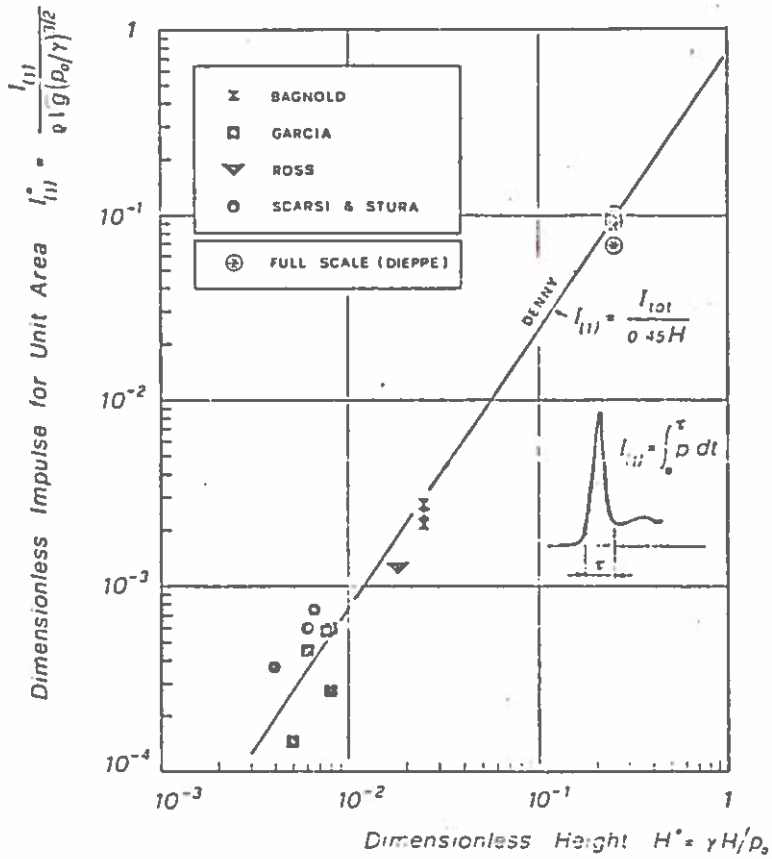


Fig. 51

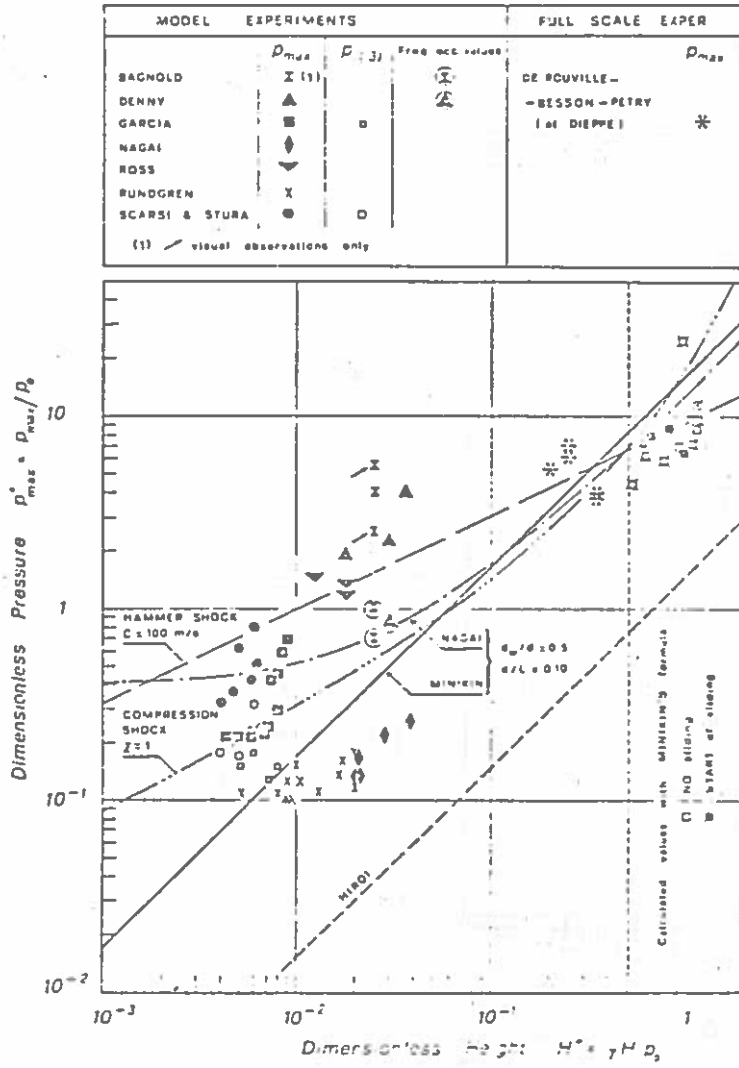


Fig. 52

18. THE DYNAMICS OF CAISSONS UNDER THE INFLUENCE OF QUASISTATIC WAVE PRESSURES AND WAVE SHOCK PRESSURES

Quasistatic Wave Pressures

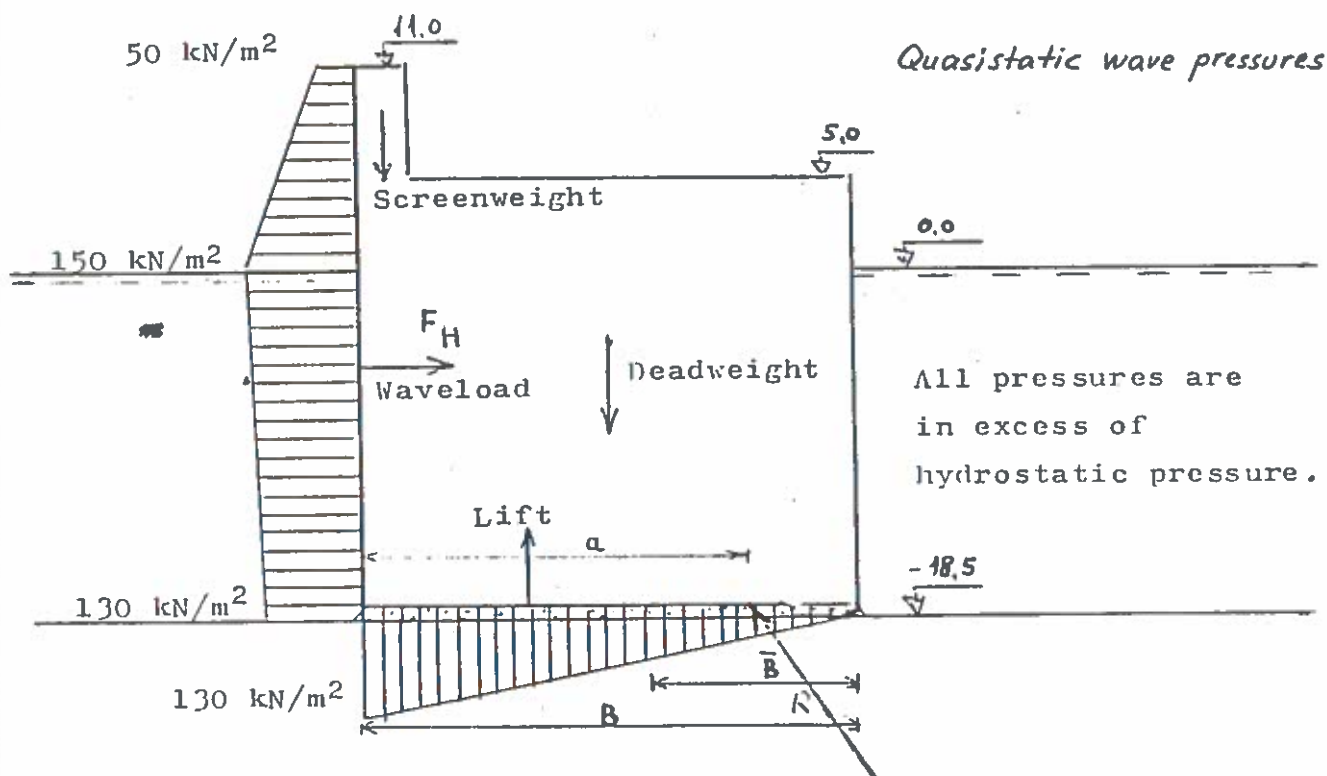


Fig. 53 Quosistatic Wave Pressure.

The bearing capacity problem of the eccentric and inclined load on the soil below the caisson is normally solved by assuming drained conditions for sand and nondrained condition for clay. Ref. /17/ gives a comprehensive description of the design methods based on these assumptions.

In the same paper there is further a discussion on partially drained conditions for the sand which concluded that it is difficult but possible to solve a condition with partially drained sand.



Ref. /12/ has analysed this further and has shown that for a force variation corresponding to the wave period and with normal types of sand the conditions will never be completely drained. The conditions will be between completely undrained and partially drained.

The calculation has been based near on mean drainage distances in the following simplified system of slices with a stress decrease with depth under a 1:2 stress distribution.

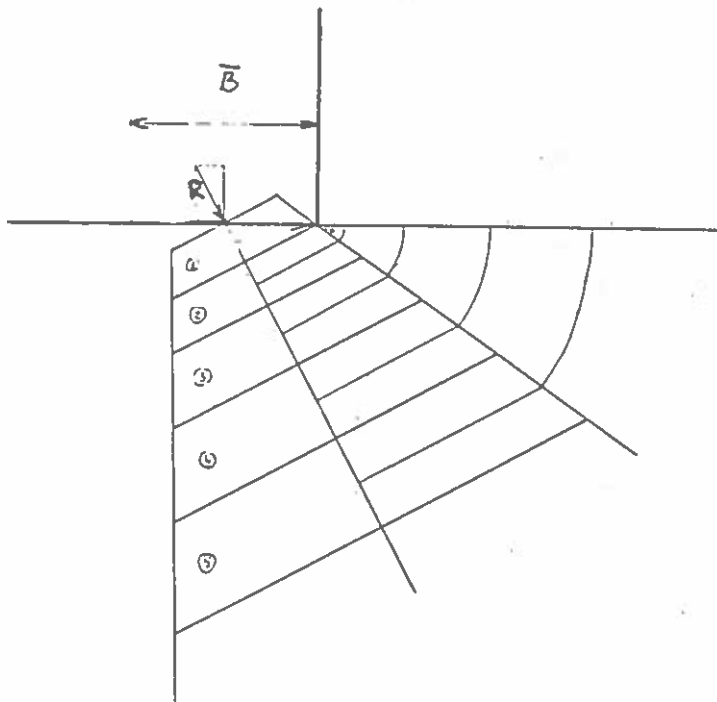


Fig. 54 Assumed Stress Distribution and Drainage Distances.

## 18.2 Wave Shock Pressure

A dynamic analysis of the combined wave/structure/soil system has been discussed by Hayashi (Ref. /20/ and Benaissai (Ref. /21/). Such a dynamic analysis requires the following elements:

Hydrodynamic coefficients: Hydrodynamic mass, momentum and second momentum of inertic. Static and frequency dependent constants and geodynamic coefficients for oscillations of foundation in soil.

Typical point of motions.

Shear modules for soil (function of void ratio and effective confining pressures).

In Ref. /11/ is executed a calculation of the resonance periods for translation and rotation of a caisson.

A simplified analysis (assuming no damping) may be executed utilizing the figure below when the resonance periods have been determined.

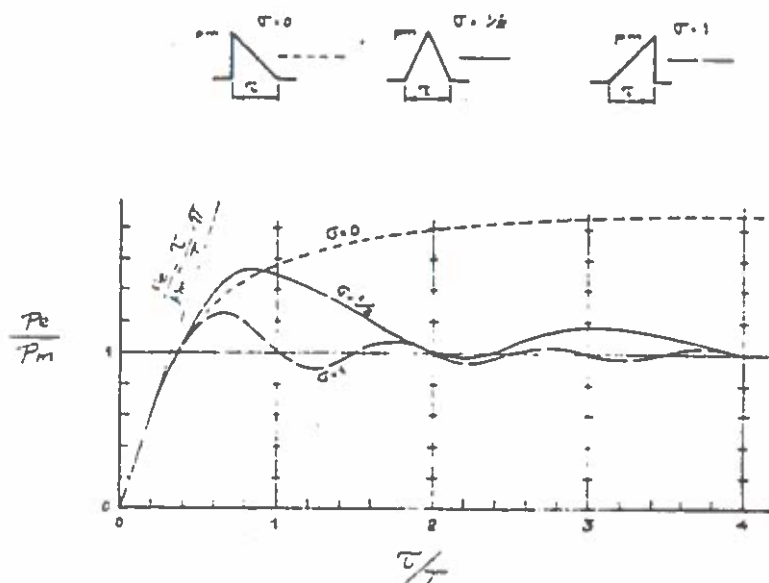


Fig. 55 Limit for maximum response in loading time.

This shows that shock forces with a loading time of less than  $\frac{1}{\pi}$  of the resonance period is of minor importance.

For the following example this limit corresponds approximately to 0.1 sec.

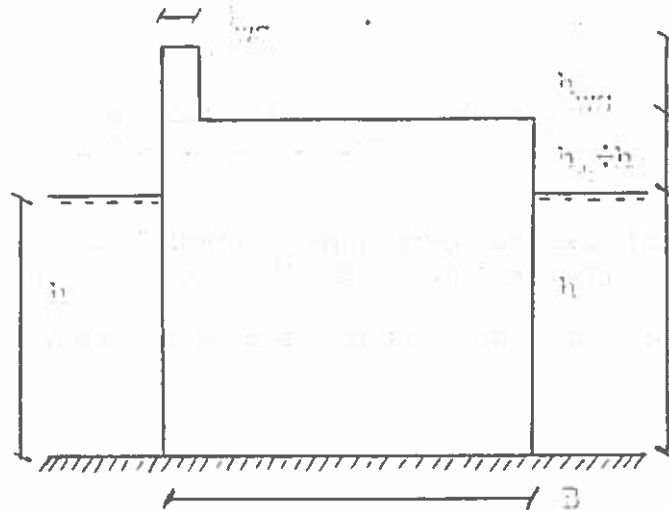


Fig. 56 Example of Caisson.

$h = 18.5 \text{ m}$   
 $h_{ws} = 6.0 \text{ m}$   
 $B_{ws} = 3.0 \text{ m}$   
 $h_t = 23.4 \text{ m}$   
 $B = 26.7 \text{ m}$

Soil: Dense sand

$e = 0.53$   
 $\bar{\phi}_{\text{plain}} = 44^{\circ}$   
 $\gamma_s = 2.2 \text{ t/m}^3$

Results:

Resonance period for translation	$T_0 = 0.35 \text{ sec.}$
Total damping " "	$D_T = 0.46$
Resonance period for rotation	$T_0 = 0.36 \text{ sec.}$
Total damping " "	$D_r = 0.49$

where  $D = C/C_c$

$C_c = 2\sqrt{\frac{k}{m}}$  = critical damping in the simplified equation

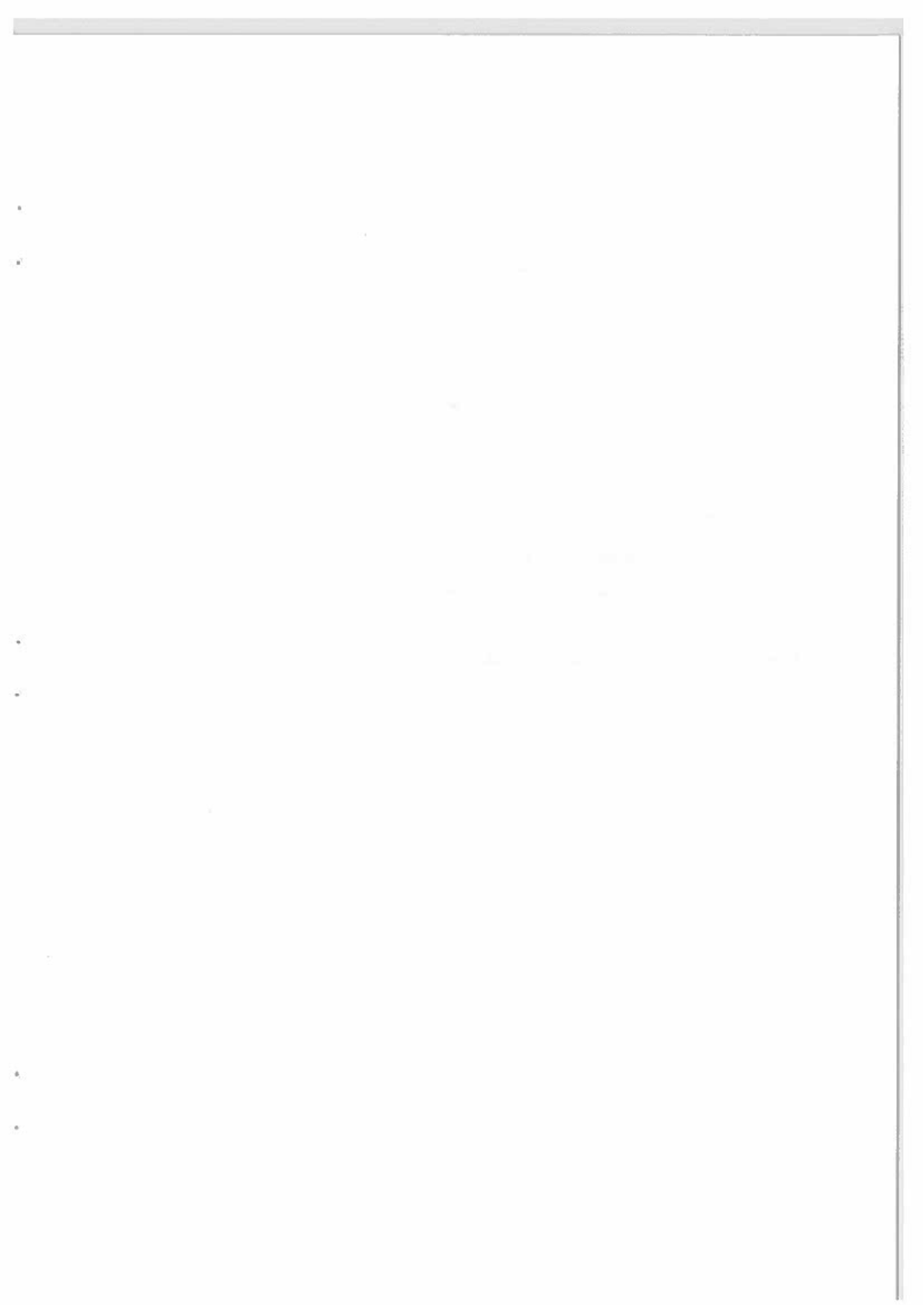
of motion  $m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = F(t)$

$x$  = distance  $t$  = time  $F$  = force

The calculated resonance periods are consistent with Japanese measurements for minor breakwater indicating resonance periods of the order 0.2 sec.

From these considerations it may be concluded that

- 1) The effect of shock peak is significant reduced for a loading time which for typical structures and soil is less than 0.1 sec.
- 2) The rotation of the caisson under shock load amount to a relative little angle which possibly may be allowed.
- 3) The soil condition under shock load will normally be undrained also in sand.



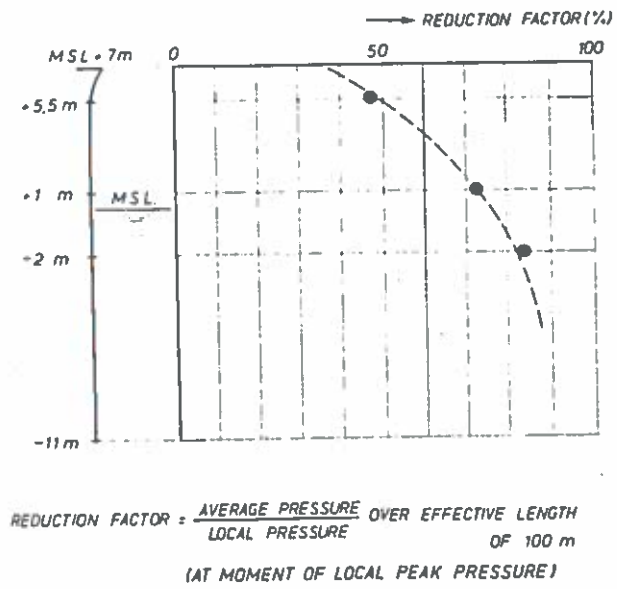


Fig. 59 Reduction factor for effective length of 100 m.

## 20. MANFREDONIA SOLUTION

A concrete frontwall supported by steel piles has proven to be a feasible solution for a breakwater structure in relative deep water when the conventional type of structure would have been uneconomical due to poor soil conditions (see fig. 60 and 61 from Ref. /16/).

Considerations on dynamic design has already been presented in section 17.

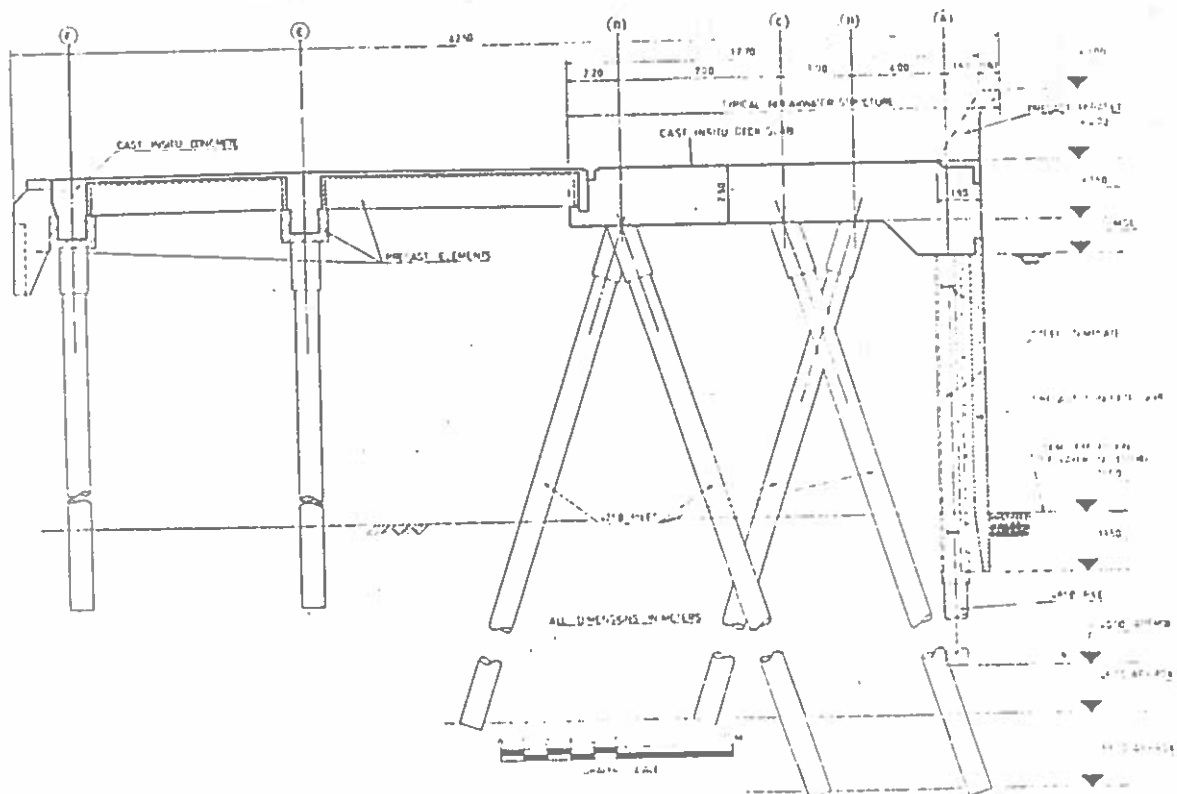


Fig. 60 Typical Cross Section of Breakwater.

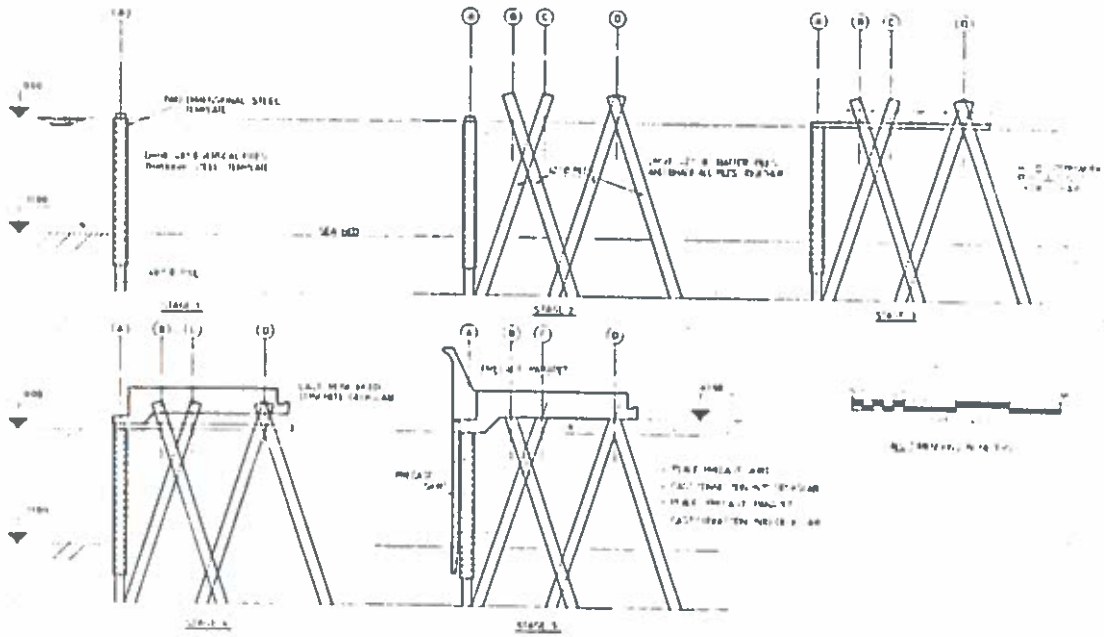


Fig. 61 Construction Sequence.



## 21. CAISSON WITH BACKFILL

Fig. 62 and 63 show an example with a terminal when the need for relative wide working area made it feasible to utilize a double caisson solution.

Outside the berth area the structure was changed to a single caisson structure which allowed significant overtopping.

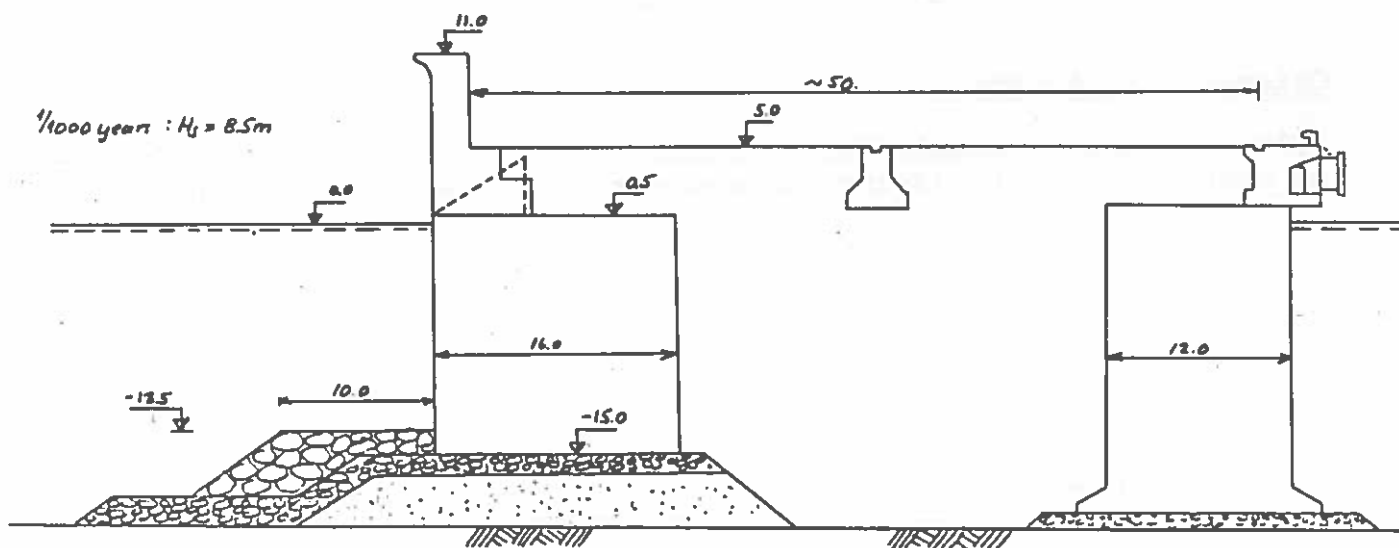


Fig. 62 Double caisson cross section.

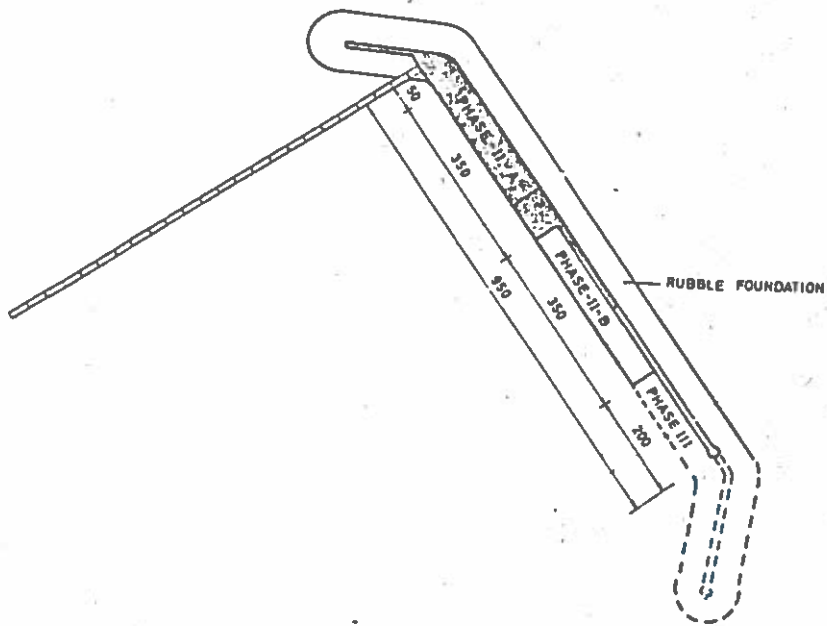


Fig. 63 Terminal layout.

#### Caisson with Backfill

Below is shown a simplified calculation method for sand deformation by means of 1:2 stress-spreading-distribution with full arching.

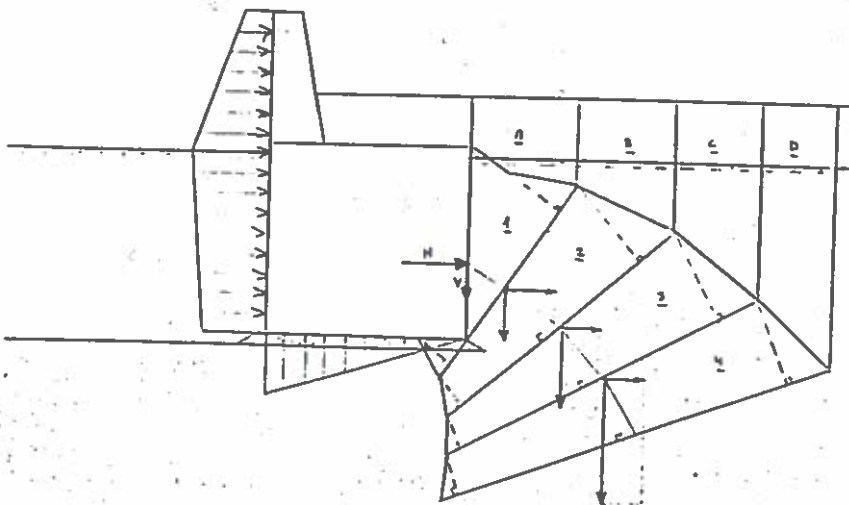


Fig. 64 Deformation calculation scheme.

The total movement of the caisson may be determined as a sum of the compression of all the slices. For this case of course only the quasistatic forces are taken into consideration.

## 22. DESIGN OF CAISSON BOTTOM

The bottom of the caisson may be designed in the following simple way:

With no wave forces the minimum area taking up the immersed weight of the caisson may be determined by a bearing capacity analysis without any partial coefficients or safety factors on the soil parameters.

This minimum loading area (with maximum bearing capacity) is then placed on the most unfavourable place on the bottom. After this the necessary strength of the caisson bottom may be calculated.

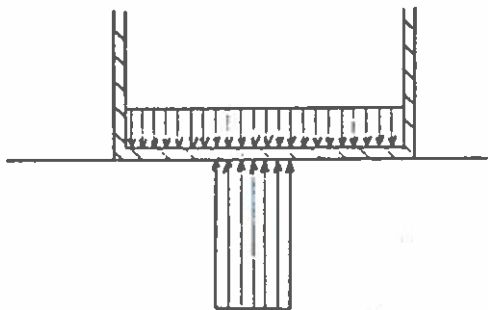


Fig. 65 Assumed pressure on caisson bottom.

### 23. OVERTOPPING

When the higher waves overtop the breakwater, the overspill water masses generate short period disturbances inside the harbour with a period which typically is half the incident wave period.

This means that the disturbance behind the breakwater caused by overtopping will normally only be of importance for minor vessels. Further the overtopping may cause problems for the use of berth behind the breakwater so this will cause design restrictions on overtopping.

Below is given a short description of design with respect to overtopping.

TYPE OF BREAK-WATER	CF. FIG.	OVERTOPPING WAVES	
		1 o/o	0.1 o/o
		$h : H_{max}$	$h : H_{max}$
Full vertical face	5	1.0	1.2
Full top slope	6	1.2	1.4
80 o/o top slope	7	1.1	1.3
Perforated	10	> 0.75	> 0.95
Rubble mound	14	0.95	1.15

TABLE 2. Necessary height of breakwater

This table indicates guiding values of the ratio  $h : H_{max}$ , where

$h$  = necessary height of breakwater above still water level,

$H_{max}$  = max. wave height occurring once for each 1000 waves in the design situation (storm at high tide level).

Values are given for two criteria :

1 o/o or 0.1 o/o of the waves overtop, respectively.

For simplicity, in Table 3 the necessary height,  $h$ , of the breakwater above still water level has been related to the percentage of waves that overtop. If this percentage is large, the highest waves will discharge much larger overspill masses than for a small percentage. The figures in the table must not be used for design. The purpose of the table is only to give an indication of the difference between the various types of breakwaters discussed in this paper.

Just as the stability design, the design of a breakwater for overtopping requires a statistical analysis: The frequencies of storms

with given values of significant wave height and water level should be considered together with the ship motions observed in model tests with natural wave trains.

The design of the Brighton Marina breakwaters presented a particularly difficult problem because gales from SW at high tide will lead to overtopping by waves from the Atlantic, bringing disturbance to more than 2000 small boats berthed at floating pontoons. After the study of a large number of solutions it was decided to apply the cross section shown in Fig. 66.

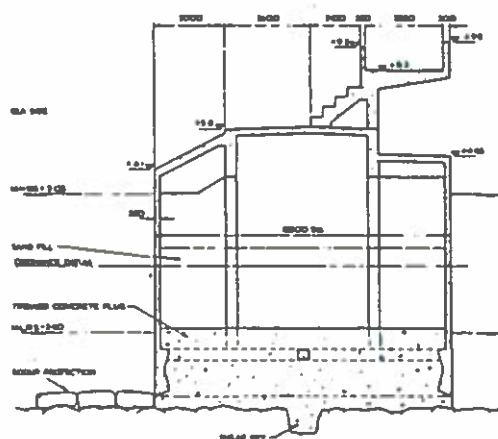


Fig. 66 Cross section of Brighton Marina breakwater, U.K. (Design by Lewis & Duvivier, Consulting Engineers, in cooperation with The Louis de Soissons Partnership, Architects and Planners, Taylor Woodrow Construction Ltd., Civil Engineers & Contractors, and Danish Hydraulic Institute).

By shifting the upper part of the top slope towards the rear of the breakwater, room was provided (in front of the steps) for temporary storing of rather large water masses from overtopping wave crests. Additional reservoir for overspilling water is provided by the upper promenade at elevation +8.3 m. By these measures the boat motions were reduced to an absolutely satisfactory level.

Perforated and slotted breakwaters offer other possibilities of reducing overtopping. Indeed, this was the primary reason for the development of the perforated breakwater at Baie Comeau.

## 24. APPLICATION OF CYLINDRICAL SHELLS IN CAISSONS

While cylindrical reinforced-concrete caissons have been applied for many years to lighthouses, dolphins and oil jetties, their first application to a breakwater was in 1960 for the design of the Hanstholm breakwater, fig. 67.

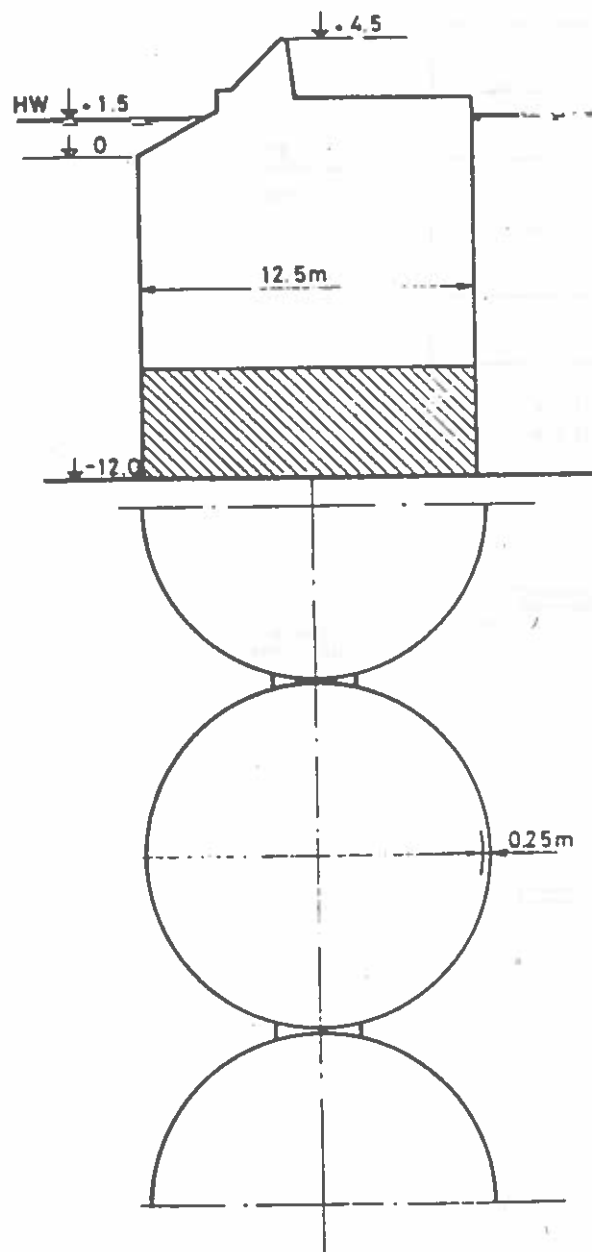


Fig. 67 Cross section and horizontal section of Hanstholm breakwater, Denmark. (Design developed by Danish Hydraulic Institute in cooperation with Hanstholmkonsortiet, Contractors).

The great advantage of the cylindrical caisson from the structural point of view is due to the relatively small stresses introduced in the shell by wave loads and pressures from the sand fill. In the traditional rectangular caisson all loads have to be taken as bending in the walls.

A comparison of rectangular and cylindrical caissons will appear from Fig. 68, which shows that the total length of walls is much larger in the rectangular caisson when the transverse walls are included.

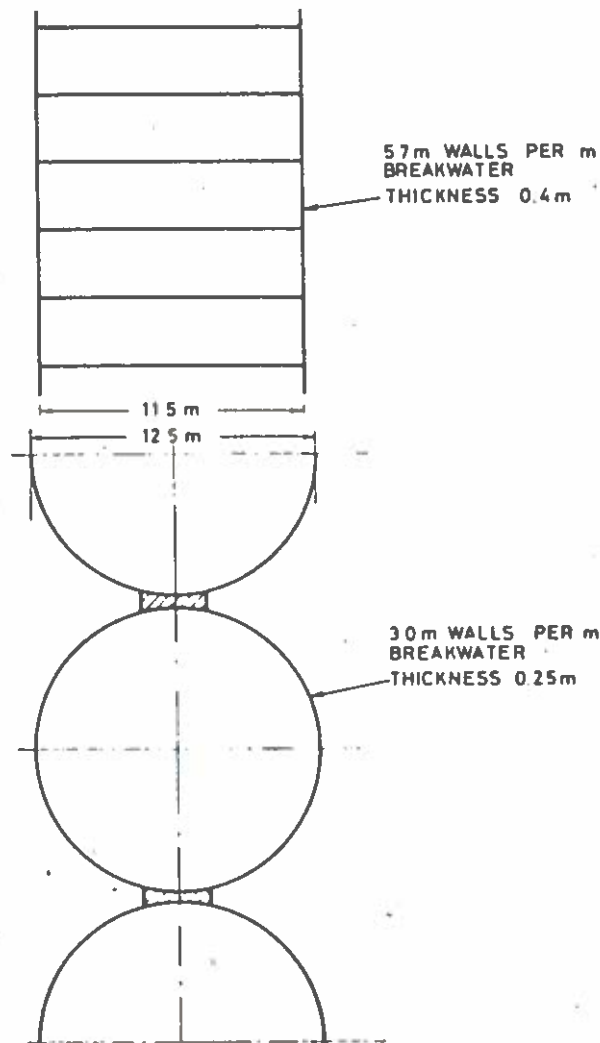


Fig. 68 Comparison of rectangular and cylindrical caisson breakwaters.

In addition, the outer walls of a rectangular caisson are much thicker than the wall of a cylindrical caisson due to the heavy bending moments.



Presumably, the cylindrical caisson is advantageous also with respect to the risk of cracking, but there is no evidence available for direct comparison.

In the breakwater at Marsa el Brega, Fig. 69, cylindrical shells have been applied in caissons that are 53.8 m long and 16 m wide, with a thick base slab that is 18 m wide.

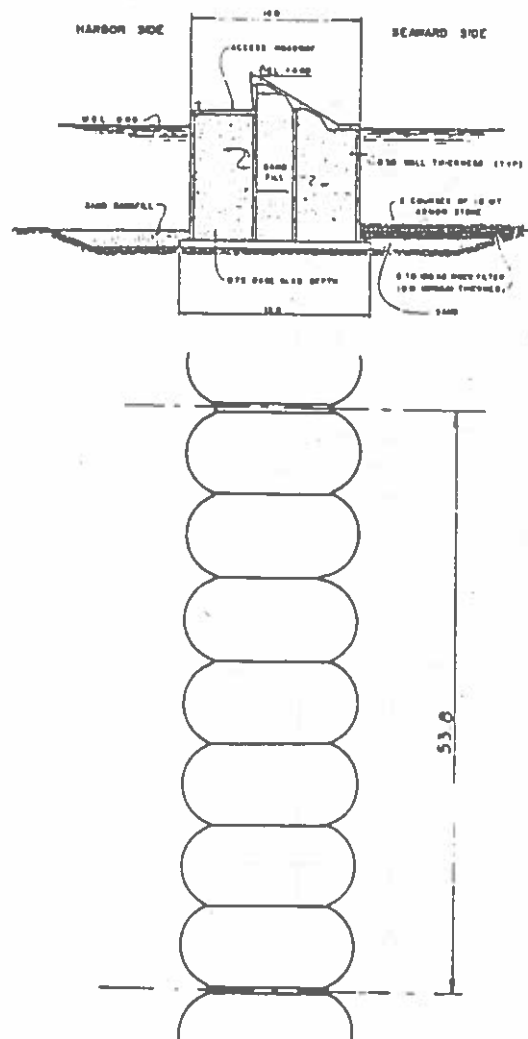


Fig. 69 Cross section and horizontal section of Marsa el Brega breakwater, Libya. (Design by Van Houten, Associates, Consulting Engineers, in cooperation with Danish Hydraulic Institute. Contractor: Taylor Woodrow International).

A modification of the Marsa el Brega caisson type is illustrated in Fig. 70 where cylindrical ends have been proposed with a view both to the outside water pressure during the sinking operation and to the pressure from sand fill at the tip of the breakwater during construction.

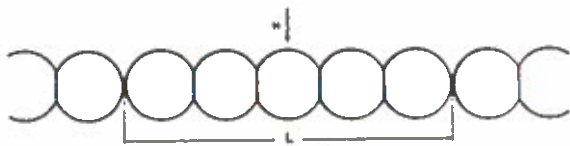


Fig. 70 Diaphragm-type breakwater with cylindrical ends.

For very wide and long caissons nonuniform filling with sand would produce heavy bending of the transverse walls. Therefore internal longitudinal walls may be introduced as shown in Fig. 71. Incidentally, one such wall may be required for hydrostatic stability during the sinking operation.

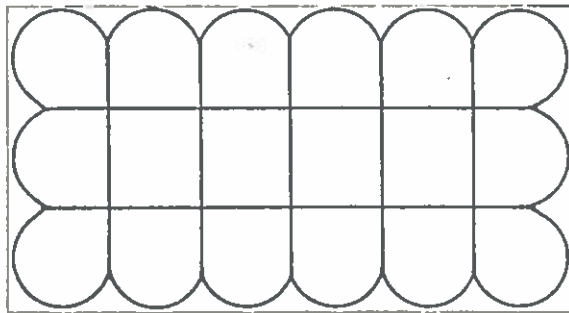


Fig. 71 Wide caisson for deep-water composite breakwater. (Design developed by Højgaard & Schultz, Civil Engineers & Contractors, in cooperation with Kier Limited, Civil Engineers & Contractors, and Danish Hydraulic Institute).

REFERENCES

- /1/ Cohen, H.L., D. Hodges, and F.L. Terrett, 'Brighton marina: Planning and design,' Proc. Symp. Marinas and Small Craft Harbours, Southampton 1972, Southampton Univ. Press, 1973.
- /2/ Goda, Y., 'New wave pressure formulae for composite breakwaters,' Proc. 14th Coastal Engrg. Conf., Copenhagen 1974, Am. Soc. Civ. Engrs., New York, 1975, Vol. 3.
- /3/ Gravesen, H., E. Frederiksen, and J. Kirkegaard, 'Model tests with directly reproduced nature wave trains,' 14th Coastal Engrg. Conf., Copenhagen 1974, Am. Soc. Civ. Engrs., New York, 1975, Vol. 1.
- /4/ Lundgren, H., 'A new type of breakwater for exposed positions,' Dock & Harbour Auth., London, 1962, Vol. 43, No. 505, pp 228-231.
- /5/ Lundgren, H., 'Wave shock forces: An analysis of deformations and forces in the wave and in the foundation,' Proc. Symp. Research on Wave Action, Delft 1969, Vol. 2, Paper 4.
- /6/ Lundgren, H., 'Coastal engineering considerations,' Proc. Symp. Marinas and Small Craft Harbours, Southampton 1972, Southampton Univ. Press, 1973.
- /7/ Lundgren, H., and H. Gravesen, 'Vertical face breakwaters,' Proc. 6th Int. Harbour Conf., Antwerp 1974, Paper 2.11,
- /8/ Nagai, S., and K. Kurata, 'Investigations of wave-pressure formulas due to damage of breakwaters,' Proc. 14th Coastal Engrg. Conf., Copenhagen 1974, Am. Soc. Civ. Engrs., New York, 1975, Vol. 3.
- /9/ Gravesen, H., Brodersen, F.P., Larsen, J.S., Lundgren, H., 'Cylindrical Caisson Breakwaters: Strain Model Tests'. Proc. 15th Coastal Engrg. Conf., Honolulu 1976, Am. Soc. Civ. Engrs. New York, 1977, Vol. 3.
- /10/ Lundgren, H., 'Statistical Analysis of Wave Forces' Lecture notes, Institute of Hydrodynamic and Hydraulic Engineering, Technical University of Denmark, 1974.
- /11/ Hagen, A., 'The Dynamics of Vertical Face Breakwaters under the Influence of Shock Pressures', Master Thesis supervised by H. Lundgren et al (not published), Inst. of Hydrodynamic and Hydraulic Engrs., Technical University of Denmark, 1977.

- /12/ Christensen, C. Thunb, 'The dynamics of vertical face breakwaters under the influence of quasistatic wave pressure' Master Thesis supervised by H. Lundgren and Arvid Pedersen (not published), Institute of Hydrodynamic and Hydraulic Engineering, Technical University of Denmark, 1977.
- /13/ Gravesen, H., Lundgren, H. 'Forces on vertical and sloping face breakwaters' Proc. 17th IAHR Congr. Vol. 4, paper C 11, Baden Baden 1977.
- /14/ Marchi, E. 'Problems of vertical wall breakwater design', Proc. 17th IAHR Congr. Vol Invited lecture on subject c.a., Baden Baden 1977.
- /15/ Mejlhech, N., 'Standing waves of first and second order and wave pressure' Prog. Rep. No. 35, Institute of Hydrodynamic and Hydraulic Engineering, Technical University of Denmark, 1975.
- /16/ Toppler, J.F. et al., 'Design of piled breakwater structures for the new port of Manfredonia, Italy. Offshore Technology Conference, paper 1454. 1971.
- /17/ Hansen, B., 'Modes of failure under inclined eccentric loads' Behaviour of Offshore Structures Trondheim 1976.
- /18/ Terrett, F.L. et al. (1968): 'Model studies of a perforated breakwater. Coastal Engineering Conference, London.
- /19/ Kondo, H. (1974): 'Wave pressures on vertical wall with porous absorbers'. Proceedings of JSCE, No. 223.
- /20/ Hayashi, T.: 'Virtual mass and the damping factor of the breakwater during rocking, and their modification by the effect of the expression of the thrust exerted, upon breakwaters by the action of breaking waves CEJ, vol. 8, JCE, 1965.
- /21/ Benassai, E. "The stability against sliding of breakwaters under action of breaking waves' PIANC Bull. No. 21, 1975.
- /22/ Permanent International Association of Navigation Congresses, Report by the Waves Committee Annex to PIANC Bulletin No. 25, 1976.

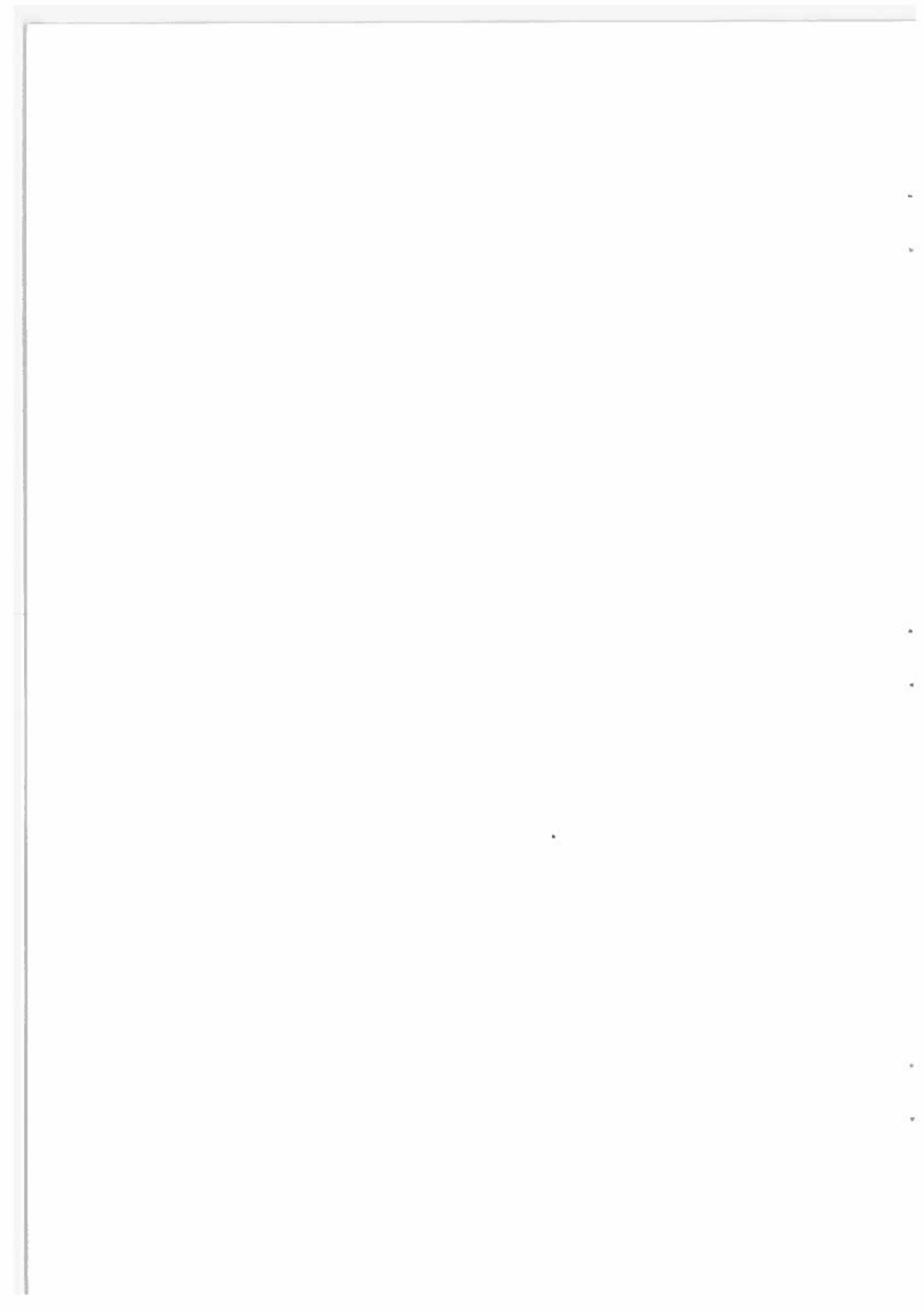
NOTAT VEDRØRENDE SVINGNINGSPROBLEMER I  
MARINE KONSTRUKTIONER

af

Niels-Erik Ottesen Hansen

Notat til foredrag holdt i Vandbygningsteknisk Selskab  
22. maj 1980.

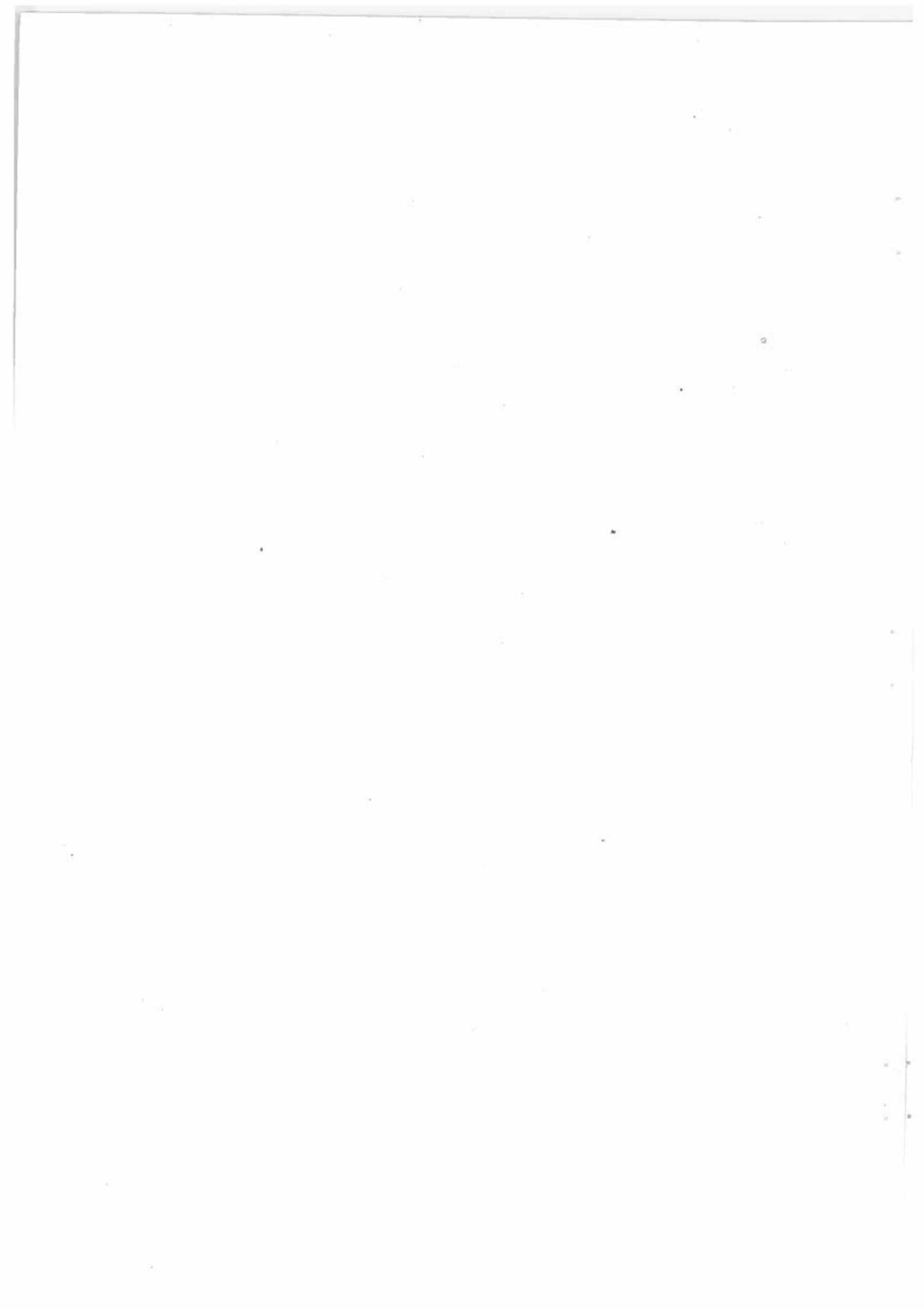
DANSK HYDRAULISK INSTITUT



## 0. INDLEDNING

I de kommende "Normer for Pælefunderede Offshore Stålplatforme" udgivet af Dansk Ingeniørforening vil der være stillet krav om gennemførelsen af svingningsanalyser i forbindelse med analysen af udmattelsespåvirkede konstruktioner. Nærværende notat beskriver og forklarer baggrunden for de kommende bestemmelser.

Første del af skriftet vil være et uddrag af det iøjeblikket foreliggende normforslag. Anden del vil være en kort beskrivelse af analysemetoder for konstruktion udsat for hvirvelafløsning.





---

**ANNEKS B**

---

**Bestemmelse af bølge- og strømlaster**

## B 1 Bølge- og strømlaster

### B 1.1 Grundlaget for lastberegningen

Ifølge normteksten afsnit 8.2 kan den kombinerede bølge- og strøminducerede last findes ved hjælp af Morison's formel, hvis den betragtede konstruktionsdel har en typisk tværsnitsdimension mindre end 1/5 af bølgelængden.

Morison's formel er givet ved

$$\bar{F} = \bar{F}_m + \bar{F}_D = \rho V \bar{a} + \rho C_m V_R \cdot \bar{a}_r + \frac{1}{2} \rho C_D \bar{v}_r |\bar{v}_r| A$$

hvor følgende betegnelser er anvendt

- $\bar{F}$  vektoren af totalkraften (eller kraften pr længdeenhed) fra strømmingen på konstruktionsdelen vinkelret på dennes akse,
- $\bar{F}_m$  vektoren af inertikraften (totalt eller pr længdeenhed) virkende på konstruktionsdelens akse,
- $\bar{F}_D$  vektoren af strømtrykskraften (totalt eller pr længdeenhed) virkende vinkelret på konstruktionsdelens akse,
- $\rho$  densiteten af havvand
- $C_m$  to- eller tredimensional massekoefficient for den hydrodynamiske masse. Almindeligvis er  $C_m$  en funktion af tværsnittets form, konstruktionsdelen orientering, Reynolds' tal, Keulegan-Carpenters tal, konstruktionens hydrauliske ruhed samt begroningens størrelse,
- $\bar{a}$  vektoren af vandpartiklernes acceleration vinkelret på konstruktionsdelens akse,
- $\bar{a}_r$  vektoren af den relative acceleration mellem vandpartikler og konstruktionsdele vinkelret på konstruktionsdelens akse,
- $V$  volumen eller volumen pr længdeenhed af væske fortrængt af konstruktionsdelen inklusive begroning,
- $V_R$  referencevolumen (total eller pr meter), som den hydrodynamiske masse kan henføres til inklusive begroning,
- $C_D$  strømtrykskoefficient for strømning vinkelret på konstruktionsdelens akse,
- $\bar{v}_r$  vektoren for vandpartikelhastigheden fra den kombinerede virkning af bølger og strøm vinkelret på konstruktionsdelens akse (bølge- og strømpartikelhastigheden skal adderes vektorielt),
- $|\bar{v}_r|$  den numeriske værdi af  $\bar{v}_r$
- $A$  areal af konstruktionsdel vinkelret på kraftretningen.

## B 1.2 Hastigheds- og accelerationsbestemmelse i bølgebevægelsen

Bestemmelsen af vandpartikelhastigheder og accelerationer i Morison's formel findes ud fra de statistisk bestemte bølge- og strømsituationer som anført i anneks A. Bestemmelsen foregår ved teori, medmindre nøjagtige målinger er til rådighed. Der findes for øjeblikket mange teorier, men fælles for dem alle er, at de er tilnærmelser til de virkelige forhold. I det følgende vil enkelte teorier og deres gyldighedsområde blive beskrevet kort.

### B 1.2.1 Første ordens bølgeteori

Denne teori er den simpleste bølgeteori og har tidligere traditionelt været anvendt i analyser for skibsbygning og for flydende konstruktioner. Den er kendetegnet ved, at bølgefronter regnes uendeligt lange, og at den strengt taget kun er gyldig, når bølgehøjden er lille i forhold til både bølgelængden og vanddybden. Brugen af teorien lider under den sidstnævnte begrænsning, som ikke vil være opfyldt i brudgrænsetilstande for konstruktioner i den danske del af Nordsøen. Derimod kan den være anvendelig til analyser af anvendelsesgrænsetilstande.

På grund af den lineære opbygning er den nyttig til beskrivelse af uregelmæssig sø og som basis for spektral- og refraktionsanalyser. Alle udtryk for partikelhastigheder, accelerationer, banekurver samt andre parametre er angivet i (7). Gyldighedsområdet fremgår af figur B 1.

### B 1.2.2 Stokes' 5. ordens bølgeteori

For stejle bølger er Stokes' 5. ordens teori en bedre beskrivelse end 1. ordens teorien. Teorien er udviklet ud fra den lineære teori ved en rækkeudvikling i bølgehøjden og beskriver således også bølger med uendeligt lange bølgefronter. Den bør ikke benyttes i fladvandsproblemer, men kun for mellemstore og store vanddybder. Det skal bemærkes, at bølgeparametrene også varierer med strømmen i det betragtede område. Gyldighedsområdet fremgår af figur B 1.

De fleste eksisterende platforme er beregnet med Stokes' 5. ordens teori, dvs det meste erfaringsmateriale vedrørende platformes opførelse i brudgrænsetilstande, strømtrykskoefficienter etc. er baseret på denne teori.

Alle udtryk for partikelhastigheder, accelerationer, banekurver samt

andre parametre er angivet i (6).

#### B 1.2.3 Strømfunktionsbølgeteori

I fladvandede områder anbefales det at benytte den såkaldte strømfunktionsteori for bølger op til brydning. Teorien medtager også effekten af strøm på bølgenes længde og partikelhastigheder. Den anvender et rækkeudviklingsprincip, hvor der medtages så mange led, at den tilstrækkelige nøjagtighed sikres. Normalt vil en udvikling op til 13. orden være tilstrækkelig. For næsten brydende bølger vil det imidlertid være nødvendigt at gå op til 23. orden. Dens gyldighedsområde fremgår af figur B 1.

Teorien er beskrevet i (2), (3) og (4).

#### B 1.2.4 Brydende bølger

For hastighedsfordelingen i brydende bølger eksisterer der endnu ikke generelle udtryk. Derfor må særlige undersøgelser, fx modelforsøg iværksættes til bestemmelse af de resulterende kræfter. Det skal især påpeges, at partikelhastighederne i toppen af en brydende bølge er meget høje, hvilket resulterer i voldsomme kræfter på konstruktioner. Hvis ingen særlige undersøgelser foretages, kan hastighederne i brydende bølger bestemmes ved formlerne angivet i (8).

#### B 1.2.5 Tredimensionale bølgeteorier

De ovenfor beskrevne teorier forudsætter, at bølgefronterne er uendeligt lange. Det er naturligvis en tilnærmelse i forhold til naturlige stormbølger, der har en endelig frontbredde. Teorier er udviklet for den mere nøjagtige beskrivelse. Da alt erfaringsmateriale vedrørende strømtryks- og massekoefficienter imidlertid er udledt fra de gængse teorier med uendeligt lange bølgefronter, skal specielle undersøgelser iværksættes for sådanne parametre, hvis en tredimensional bølgeteori benyttes.

En tredimensional bølgeteori er beskrevet i (4).

### B 1.3 Strømtryks- og massekoefficienter

I mangel af tilstrækkelig viden om størrelserne af koefficienterne  $C_m$  og  $C_D$  i Morison's formel kan de i dette annekts angivne data anvendes. De forskellige værdier af  $C_m$  og  $C_D$  bør kun anvendes i forbindelse med de bølgeteorier, der er anført i figur B 1. Ved brug af andre teorier skal der specielt gøres rede for  $C_m$  og  $C_D$ .

Værdier af  $C_m$  for forskellige tværsnitsformer er vist i tabel B 1 og B 2 for to- og tredimensionale former. Disse værdier er baseret på potentialteori og tager således kun tværsnitsform samt orienteringen af konstruktionsdelen i betragtning. Andre dokumenterede værdier kan benyttes, fx værdier fundet ved modelforsøg. Effekten af ruheder, Reynolds tal og Keulegan-Carpenters tal skal overvejes. Den marine begroningseffekt skal indgå.

Definitioner:

$$\text{Reynolds' tal} \quad Re = \frac{v_{\max.} D}{\nu}$$

$$\text{Keulegan-Carpenters tal} \quad KC = \frac{v_{\max.} T}{D}$$

hvor følgende betegnelser er anvendt

$v_{\max}$	maksimal partikelhastighed som følge af bølger og strøm
T	bølgeperioden
$\nu$	havvands kinematiske viskositet
D	diameteren af konstruktionsdel

Den plane strømtrykskoefficient for glatte cirkulære cylindre som funktion af Reynolds tal er vist på figur B 2.

Tentative værdier af strømtrykskoefficienten for en cirkulær cylinder med forskellige hydrauliske ruheder er vist i figur B 3 for stationær strøm. Den hydrauliske ruhed  $k$  er udtrykt dimensionsløst som  $k/D$  hvor  $D$  er diameteren. I mangel på tilstrækkelige data kan en værdi på  $k/D = 0,01$  anvendes for den marine begroning.

Tentative værdier for strømtrykskoefficienter i det superkritiske område for cirkulære cylindre er vist i figur B 4.

Strømtrykskoefficienten  $C_D$  for konstruktionsdele med endeligt slankhedsforhold kan bestemmes ved

$$C_D = \kappa C_{D\infty}$$

Reduktionsfaktoren  $\kappa$  som funktion af længde/diameter forholdet  $l/D$  kan bestemmes fra tabel B 3.

Tentative værdier for strømtrykskoefficienter  $C_D$  for forskellige former for stationær strøm kan vælges som vist i tabel B 4 og tabel B 5.

Strømtryks- og massekoefficienten for hydraulisk ru cylinder i oscillerende eller anden ikke stationær strømning må bestemmes ud fra relevante forsøg.

Strømtrykskoefficienten for en glat cylinder i oscillerende strømning må ikke sættes mindre end 0,7.

Ved brug af Morison's ligning bør udover tværsnitsformens indflydelse på  $C_D$  også variationer af  $C_D$  med Reynolds tal, Keulegan-Carpenter tallet og den hydrauliske ruhed tages i betragtning.

Hvis enkelte konstruktionsdele er anbragt parallelle med lille afstand, vil massivitetseffekter opstå. De tages i regning ved at definere en effektiv strømtrykskoefficient for forskellige tæthedsgrader. eksempler er vist i tabel B 6. Massivitetseffekter skal ikke tages i betragtning for bølgeinducerede kræfter, hvis den indbyrdes afstand mellem konstruktionsdelene er større end vandpartikelamplituderne.

Læffekter vil sjældent forekomme for konstruktioner i bølgedominerede miljøer, eftersom belastningerne er cykliske. I tilfælde af, at læffekten kan udnyttes, kan reglerne i DS 410.2 benyttes. Læffekten må kun medregnes, når konstruktionsdelene er anbragt inden for en afstand mindre end vandpartikelamplituden.

En dynamisk analyse af konstruktionen eller dele af konstruktionen vil være nødvendig, når konstruktionens egensvingningsfrekvenser nærmer sig frekvenserne for de fremherskende bølgekomponenter i de bølgetog, der benyttes til analysen af de forskellige grænsetilstande. Analysen skal indeholde effekter som hydrodynamisk masse (med og uden begroning), hydrodynamisk og strukturel dæmpning samt respons fra funderingen.

De ovenfor angivne fremgangsmåder gælder for konstruktioner, der er simple og veldefinerede i opbygning. For komplekse konstruktioner, hvor

analytisk beskrivelse af bølge- og strømlaster ikke vil give den nødvendige nøjagtighed, kan lasterne bestemmes ved hjælp af modelforsøg.

#### B 1.4 Bølgekræfter på store konstruktionsdele

Bølgekræfter på konstruktioner med store tværsnitsdimensioner i forhold til bølgelængden kan ikke beregnes ved Morison's formel, men må bestemmes med andre metoder fx hydrauliske modelforsøg eller beregninger baseret på bølgediffraktionsteorier.

Hydraulisk interferens mellem store dykkede konstruktionsdele skal undersøges, når sådanne effekter er betydning.

#### B 1.5 Stødtryk fra bølger

##### B 1.5.1 Bølgeslag

Vandrette konstruktionsdele i bølgeslagszonen er følsomme over for kræfter forårsaget ved bølgeslag. Konstruktionsdelens dynamiske respons skal i sådanne tilfælde undersøges.

For en vandret liggende konstruktionsdel kan bølgeslagskraften pr længdeenhed  $F_s$  beregnes ved hjælp af følgende udtryk:

$$F_s = \frac{1}{2} \rho C_s D \cdot v^2$$

hvor følgende betegnelser er anvendt

$F_s$	bølgeslagkraft pr længdeenhed i vandpartikelhastighedens retning
$C_s$	bølgeslagskoefficienten
$D$	diameter af konstruktionsdelen
$v$	hastigheden af vandoverfladen vinkelret på konstruktionsdelens overflade.

Bølgeslagskoefficienten bør bestemmes ved hjælp af hydrauliske modelforsøg eller ved hjælp af anerkendte teoretiske metoder. Disse sidste skal være afprøvet på eksisterende data.

Hvis hverken forsøg eller anerkendte teoretiske metoder anvendes, kan der for glatte cirkulære cylindre vælges en værdi af  $C_s$ , der ikke må være mindre end 3.

Da bølgeslagskraften virker som en impuls kraft, skal de dynamiske stød

medtages i beregning af konstruktionsdelens respons.

For en vandret konstruktionsdel indspændt i begge ender kan der benyttes dynamiske stødfaktorer på 1,5 på endemomenter og på 2,0 på midtermomentet.

Bølgeslag vil kunne forårsage udmattelsesbrud. Dette kan undersøges ved hjælp af tillæg til DS 412, udmattelsespåvirkede stålkonstruktioner.

### B 1.5.2 Chocktryk fra brydende bølger

Brydende bølger kan forårsage chocktryk på lodrette eller næsten lodrette flader.

For specielle konstruktioner bør størrelsen af disse kræfter fastsættes ud fra hydrauliske modelforsøg.

For cirkulære cylindre kan fremgangsmåden beskrevet i B 1.5.1 anvendes. Koefficienten  $C_s$  vil imidlertid afhænge af det areal, der udsættes for chocktrykket. En mindste  $C_s$  på 3,0 kan anvendes, når arealet fastsættes på følgende måde:

- bredden svarer til en sektor på  $\pm 22\frac{1}{2}^\circ$  regnet fra bølgenes angrebsretning,
- højden af arealet er  $0,25 \cdot H_b$ , hvor  $H_b$  er højden af den karakteristiske brydende bølge.

Hele området fra middelvandspejlet til toppen af den brydende bølge skal undersøges. Dvs chocktrykket virkende på det ovennævnte areal skal påføres på den mest kritiske måde indenfor området begrænset af middelvandspejlet og bølgens top - se i øvrigt tegning B 8.

Stødhastigheden  $v$  i den brydende bølge beregnes som den højeste hastighed i den brydende bølge, se anneks A.

## B 2 Strøminducerede cyklisk laster

### B 2.1 Indledning

Strømningen omkring de enkelte konstruktionsdele kan som følge af virkningen af bølger og strøm forårsage vibrationer stammende fra hvirvelafløsning eller selvinducerede svingninger. Sådanne vibrationer kan undersøges som beskrevet i dette afsnit.

For visse kritiske strømningshastigheder kan hvirvelafløsningens frekvens falde sammen med eller være et multiplum af konstruktionsdelens egenfrekvens, således at der opstår resonans.



Hvirvelafløsnings frekvens  $f$  kan beregnes af følgende udtryk

$$f = \frac{S \cdot v}{D}$$

hvor

$f$     hvirvelafløsnings frekvens

$S$     Strouhals tal

$v$     vandpartikelhastighed vinkelret på konstruktionsdelen

Strouhals tal  $S$  er en funktion af Reynolds tal  $R$  for afrundede konstruktionsdele. Sammenhængen mellem  $S$  og  $R$  er vist i figur B 5 for cirkulære cylindre. For andre tværnitsformer kan tabel B 4 og tabel B 7 benyttes.

For afrundede tværnitsformer er hvirvelafløsningsfænomenet stærkt afhængigt af Reynolds tal. Følgende generelle regler kan anvendes.

$10^2 \leq R < 0,6 \cdot 10^6$	Periodisk hvirvelafløsning
$0,6 \cdot 10^6 \leq R < 3 \cdot 10^6$	Hvirvelafløsning i bredt frekvensbånd
$3 \cdot 10^6 \leq R < 6 \cdot 10^6$	Hvirvelafløsning i smalt frekvensbånd
$R \geq 6 \cdot 10^6$	Quasi-periodisk hvirvelafløsning

For hydraulisk ru tværnitsformer vil hvirvelafløsningsen have et smalt frekvensbånd i område  $0,6 \cdot 10^6 \leq R < 3 \cdot 10^6$ . Under alle omstændigheder skal der gennemføres en omhyggelig undersøgelse af fænomenet baseret på eksperimentelle eller praktiske resultater.

## B 2.2 Hvirvelafløsning som følge af stationær strøm

For hvirvelafløsning i stationær strøm skal følgende områder for resonans med konstruktionsdelens egenfrekvens undersøges

A. Resonanssvingninger parallel med strømvektorer kan forekomme, når

$$1,2 \leq v_r \leq 3,5 \text{ og } K_s \leq 1,2$$

hvor

$$v_r = \frac{v}{f_i D} \quad \text{den reducerede hastighed,}$$

$$K_s = \frac{2m_e \delta}{\rho D} \quad \text{stabilitetskoefficient,}$$

$f_i$  egenfrekvensen (egenfrekvenserne) af konstruktionsdelens egensvingninger parallelle med strømhastigheden,

$m_e$  masse pr længdeenhed af den vibrerende konstruktionsdel (dvs egenvægt + hydrodynamisk masse),

$$\delta = 2\pi\zeta \quad \text{logaritmisk dekrement,}$$

$$\zeta = \frac{c}{c_r} \quad \text{dæmpningsforholdet. } \zeta \text{ kan sættes til 0,02 for svejste stålkonstruktioner i vand,}$$

$v$  partikelhastigheden vinkelret på konstruktionsdelens akse,

B. Resonnanssvingninger vinkelret på strømretningen kan forekomme, når

$$v_r \geq 3,5 \text{ og } K_s \leq 16,$$

### B 2.3 Hvirvelafløsning som følge af bølgebevægelser

For hvirvelafløsning i bølgebevægelser eller i kombination af bølger og strøm skal følgende områder for resonans med konstruktionsdelens egenfrekvens undersøges.

Resonnanssvingninger parallelle eller vinkelrette på vandpartikelbevægelsen kan forekomme, når  $v_r \geq 1,0$  og  $KC \geq 3,0$ .

$$KC = \frac{v_{\max} \cdot T}{D} \quad \text{Keulegan-Carpenters tal}$$

$v_{\max}$  maksimum partikelhastighed i bølgebevægelsen  
 $T$  bølgeperioden

### B 2.5 Laster hidrørende fra hvirvelafløsning

Lasten pr længdeenhed  $F$  fra hvirvelafløsning kan beregnes af følgende udtryk

$$F = \frac{1}{2} \rho C_f A \cdot v^2$$

$C_f$  strømtrykskoefficient for den fluktuerende del af strømtrykket (parallel eller vinkelret på strømretningen/bølgeretningen),  
 $A$  arealet af konstruktionsdelens projektion på en plan vinkelret på vandpartikelbevægelsen,

Dynamisk forstærkning skal undersøges i resonansområdet. Forstærkningsfaktoren (dynamisk last/statisk last)  $\zeta$  er i dette område er

$$\zeta = \frac{1}{2\xi} (1 - \exp(-2n\pi\xi))$$

hvor følgende betegnelser er anvendt

$\xi$  dæmpningsforholdet ( $\approx 0,02$  for svejste stålkonstruktioner i vand under forudsætning af lille amplitude af svingningerne),  
 $n$  antallet af belastningscykler fra påbegyndelsen af hvirvelafløsningen.

Antallet af belastningscykler skal sættes til uendeligt, hvis konstruktionen er udsat for stationær strøm.

Er konstruktionen udsat for bølger, er  $n$  lig med antallet af belastningscykler i det tidsinterval af en halv bølgeperiode, hvor vandpartikelhastigheden er inden for det område, hvor der kan opstå resonanssvingninger.

Strømtrykskoefficienterne for den fluktuerende del af strømtrykket

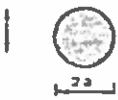
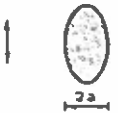
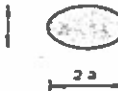

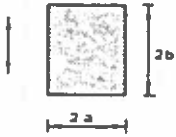
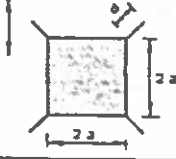
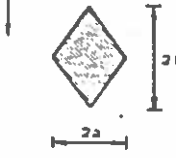

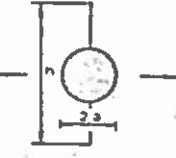
parallel med og på tværs af vandpartikelbanerne må bestemmes på baggrund af hydrauliske modelforsøg eller eksperimenter. Som vejledende værdier for glatte cirkulære cylindre kan resultaterne i figurerne B 6 og B 7 anvendes. For andre former kan resultaterne i tabel B 4 benyttes.

#### B 2.6 Selvinducerede vibrationer




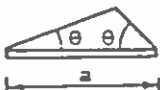


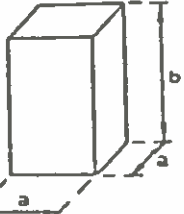
Konstruktionen og de enkelte konstruktionsdele skal undersøges for muligheden for selvinducerede strømninger, der er af typen

- "galloping", og
- "wake galloping".

Stigrør på platforme kan være følsomme for disse fænomener.

TVÆRSNIT AF LEGEME	BEVÆGELSE RETNING	$C_m$	$V_R$	
	LODRET	1,0	$\pi a^2$	
	LODRET	1,0	"	
	LODRET	1,0	"	
	LODRET	1,0	"	
	$a/b=\infty$	LODRET	1,0	"
	$a/b=10$	"	1,14	"
	$a/b=5$	"	1,21	"
	$a/b=2$	"	1,36	"
	$a/b=1$	"	1,51	"
	$a/b=1/2$	"	1,70	"
	$a/b=1/5$	"	1,98	"
	$a/b=1/10$	"	1,72	"
	$d/a=0,5$	LODRET	1,61	"
	$d/a=10$	"	1,72	"
	$d/a=25$	"	2,17	"
	$a/b=2$	LODRET	0,85	$\pi a^2$
	$a/b=1$	"	0,76	"
	$a/b=1/2$	"	0,67	"
	$a/b=1/5$	"	0,61	"
	VANDRET	2,29	"	
	VANDRET	$1 + \left[ \frac{h}{2a} - \frac{2a}{h} \right]^2$	"	







Tabel B.1 Koefficient for den hydrodynamiske masse  $C_m$  for todimensionale legemer (uendeligt lange cylindre).

FORM	BEVÆGELSESR RETNING	$C_m$		$V_R$		
1. SKIVER Cirkulær skive 	LODRET	2		$\frac{4}{3} \pi a^3$		
Ellipseformet skive 	LODRET	b/a	$C_m$	$\frac{\pi}{6} a^2 b$		
		1,0	0,63			
		1,5	0,74			
		3,0	0,90			
		7,0	0,97			
		12,75	0,98			
		$\infty$	1,00			
Rektangulær skive 	LODRET	b/a	$C_m$	$\frac{\pi}{4} a^2 b$		
		1,0	0,47			
		1,5	0,68			
		2,0	0,84			
		3,0	1,00			
		$\infty$	1,00			
Trekantet skive 	LODRET	$\frac{1}{\pi} (\tan\theta)^{3/2}$		$\frac{a^3}{3}$		
2. OMDREJNINGSLEGEMER Kugle 	LODRET	0,5		$4/3\pi a^3$		
Ellipsoide tværgående 	TVÆR- ELLER LANGS- GÅENDE	a/b	$C_m$	$\frac{4}{3}\pi a^3$		
			langs.		tvær.	
			1,5		0,50	0,62
			2,0		0,20	0,70
			2,51		0,15	0,76
			3,99		0,08	0,86
		6,97	0,03	0,93		
		9,97	0	1,00		
Parallelepipedum 	LODRET	b/a	$C_m$	$a^2 b$		
		1	2,32			
		2	0,86			
		3	0,62			
		4	0,47			
		5	0,37			
		6	0,29			
		7	0,22			
		10	0,10			

Tabel B.2 Koefficient for den hydrodynamiske masse  $C_m$  for tredimensionale legemer.

1/d	2	5	10	20	40	50	100	$\infty$
Cirkulær cylinder subkritisk strøm- ning	0,58	0,62	0,68	0,74	0,82	0,87	0,98	1,0
Cirkulær cylinder superkritisk strømning	0,80	0,80	0,82	0,90	0,98	0,99	1,00	1,0
Plade vinkelret på strømning	0,62	0,66	0,69	0,81	0,87	0,90	0,95	1,0

Table B.3 Reduktionsfaktor  $\kappa$  på strømtrykskoefficient for cirkulære cylindre og plader.

FORM	STRØM-RETNING	$C_D$	$C_{fT}$	$C_{fL}$	S	BEMÆRKNINGER
CIRKEL	-	Figur B3	Figur B7	Figur B6	Figur B5	Afhængig af $R_e$
RHENDEX PÆL		1,30	(0,4)	(0,1)	(0,15)	Uafhængig af $R_e$
		0,80	(0,8)	(0,1)	(0,20)	Konstant tværkraft mulig med andre strømretninger
FIRKANT		*2,0	0,4	0,15	0,13	Konstant tværkraft mulig med andre strømretninger
		*1,6	(0,3)	(0,1)	(0,17)	
OTTEKANT	Uvæsentlig	1,4	(0,3)	(0,2)	(0,20)	"
TOLVKANT	Uvæsentlig	1,1	(0,2)	(0,1)	(0,20)	"
LIGESIDET TREKANT		*1,3	0,05	(0,1)	(0,19)	"
		*1,8	(0,5)	(0,15)	(0,13)	

Tal i parantes er estimerede.

$C_D$  strømtrykskoefficient, stationær ensformig strømning

$C_{fT}$  fluktuerende strømtrykskoefficient vinkelret på strømning (middelværdi r.m.s.).

$C_{fL}$  fluktuerende strømtrykskoefficient parallel med strømning (middelværdi r.m.s.)

\*  $C_D$  reduceres ved afrundede hjørner

Tabel B.4 Strømtrykskoefficienter og Strouhals tal for forskellige former.

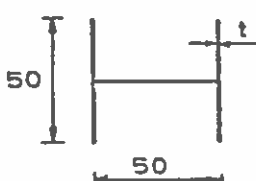
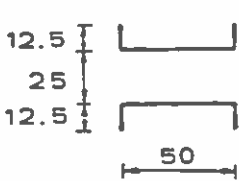
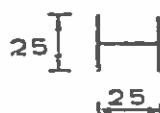
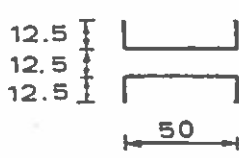


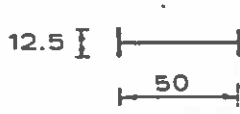
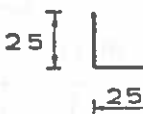

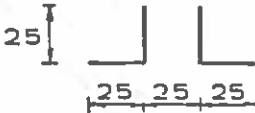
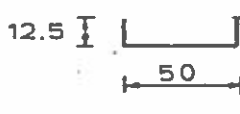
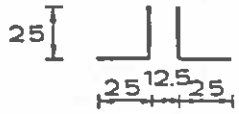
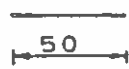
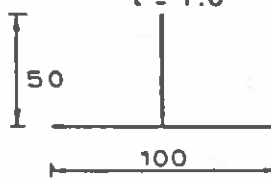

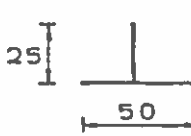


$\alpha$	$C_n$	$C_t$	$C_n$	$C_t$	$C_n$	$C_t$	$C_n$	$C_t$	$C_n$	$C_t$
grader										
0	+1,9	+0,95	+1,8	+1,8	+1,75	+0,1	+1,6	0	+2,0	0
45	+1,8	+0,8	+2,1	+1,8	+0,85	+0,85	+1,5	-0,1	+1,2	+0,9
90	+2,0	+1,7	-1,9	-1,0	+0,1	+1,75	-0,95	+0,7	-1,6	+2,15
135	-1,8	-0,1	-2,0	+0,3	-0,75	+0,75	-0,5	+1,05	-1,1	+2,4
180	-2,0	+0,1	-1,4	-1,4	-1,75	-0,1	-1,5	0	-1,7	+2,1
$\alpha$	$C_n$	$C_t$	$C_n$	$C_t$	$C_n$	$C_t$	$C_n$	$C_t$	$C_n$	$C_t$
grader										
0	+1,4	0	+2,05	0	+1,6	0	+2,0	0	+2,1	0
45	+1,2	+1,6	+1,95	+0,6	+1,5	+1,5	+1,8	+0,1	+1,4	+0,7
90	0	+2,2	+0,5	+0,9	0	+1,9	0	+0,1	0	+0,75
BEMERK: Strømtrykskoefficienten er her sat i relation til længden $j$ og ikke det effektive front areal.										

Tabel B.5 Strømtrykskoefficienter for forskellige former.

Tæthedsg- raden $\emptyset$	$C_e$		
	Elementer med plane sider	Cirkulære tværsnit	
		$Re < 4,2 \cdot 10^5$	$Re > 4,2 \cdot 10^5$
0,1	1,9	1,2	0,7
0,2	1,8	1,2	0,8
0,3	1,7	1,2	0,8
0,4	1,7	1,1	0,8
0,5	1,6	1,1	0,8
0,75	1,6	1,5	1,4
1,0	2,0	2,0	2,0

Tabel B.6 Effektiv strømtrykskoefficient  $C_e$  som funktion af tæthedsgaden  $\emptyset$ .  
 $\emptyset$  er defineret som forholdet mellem arealet af projektionen af konstruktionsdelene vinkelret på strømmingen og det tilsvarende omskrivne areal.

STRØM-RET-NING	PROFIL DIMENSION I MM	S	STRØM-RET-NING	PROFIL DIMENSION I MM	S
→	$t = 2.0$ 	0.120	↓	$t = 1.0$ 	0.147
↓		0.137			
→	$t = 0.5$ 	0.120	↓	$t = 1.0$ 	0.150
↓	$t = 1.0$ 	0.144	←	$t = 1.0$ 	0.145
			↑		0.142
			↘		0.147
↓	$t = 1.5$ 	0.145	←	$t = 1.0$ 	0.131
			↑		0.134
			↘		0.137
↓	$t = 1.0$ 	0.140	→	$t = 1.0$ 	0.121
↑		0.153	↓		0.143
↓	$t = 1.0$ 	0.145	→	$t = 1.0$ 	0.135
↑		0.168			
→	$t = 1.5$ 	0.156	→	$t = 1.0$ 	0.160
↓		0.145			
	CYLINDER $Re < 10^5$ 	0.200	→	$t = 1.0$ 	0.114
			↑		0.145

Tabel B.7 Strouhal's tal, S, for forskellige tværsnitsformer.

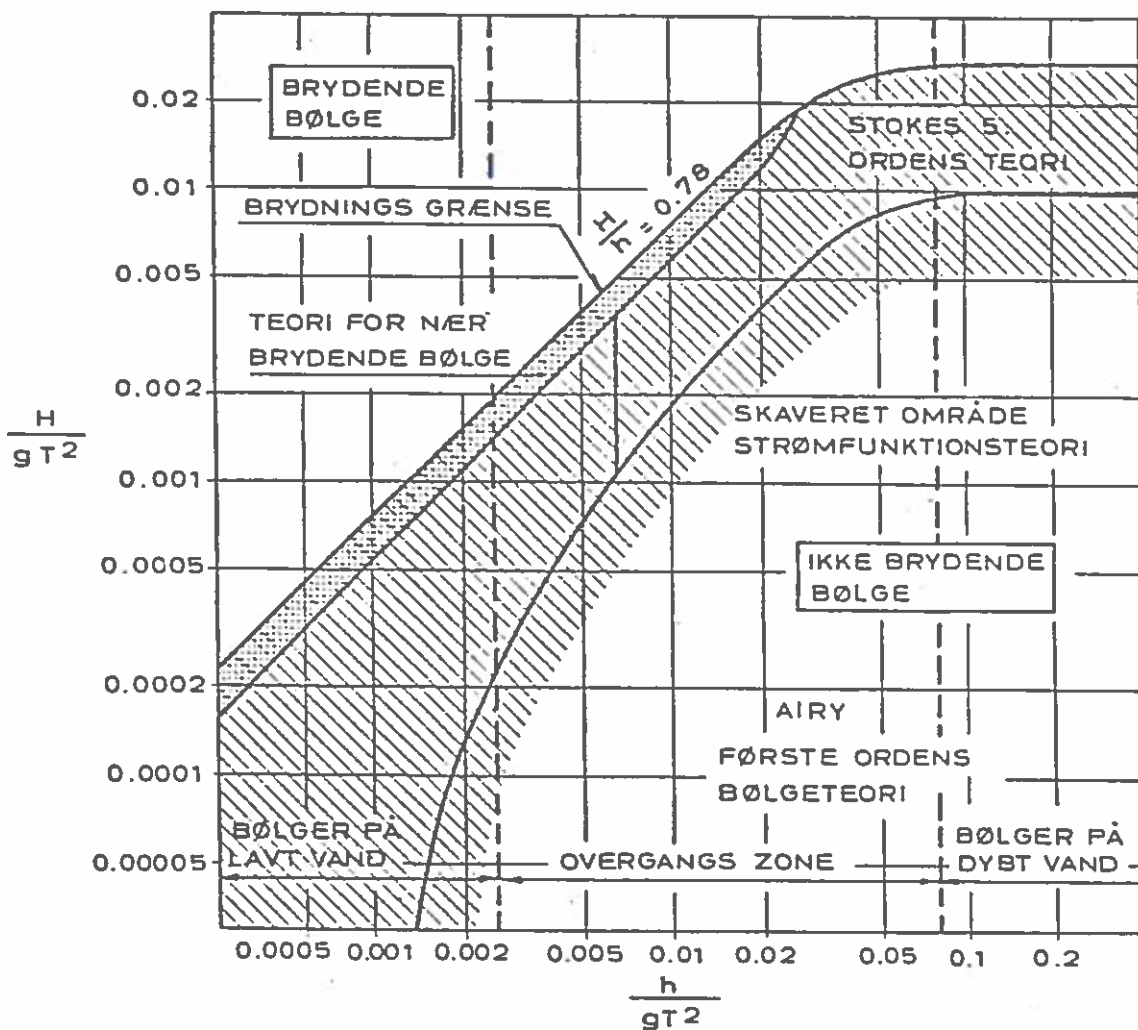


Fig. B.1 Diagram til udvælgelse af bølgeteori. Diagrammet er kun vejledende, da et valg af bølgeteori vil være betinget af de parametre, der ønskes beskrevet.

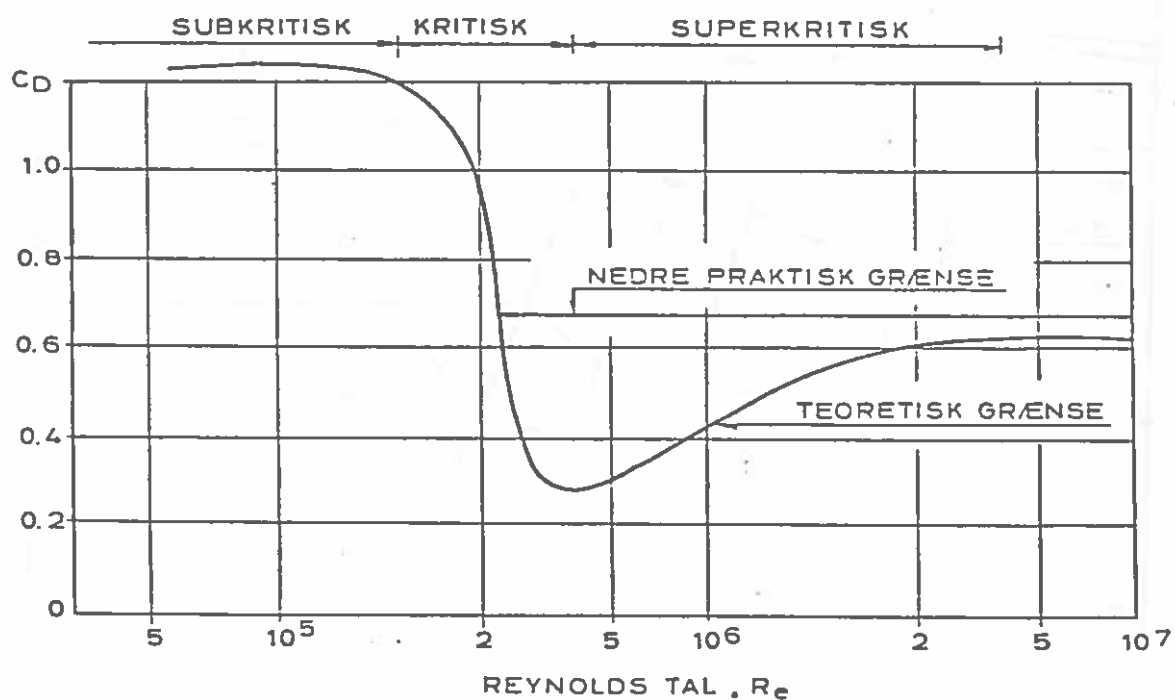


Fig. B.2 Variationen af strømtrykskoefficienten,  $C_D$ , med Reynolds tal for glat cirkulær cylinder i stationær ensformig strømning.

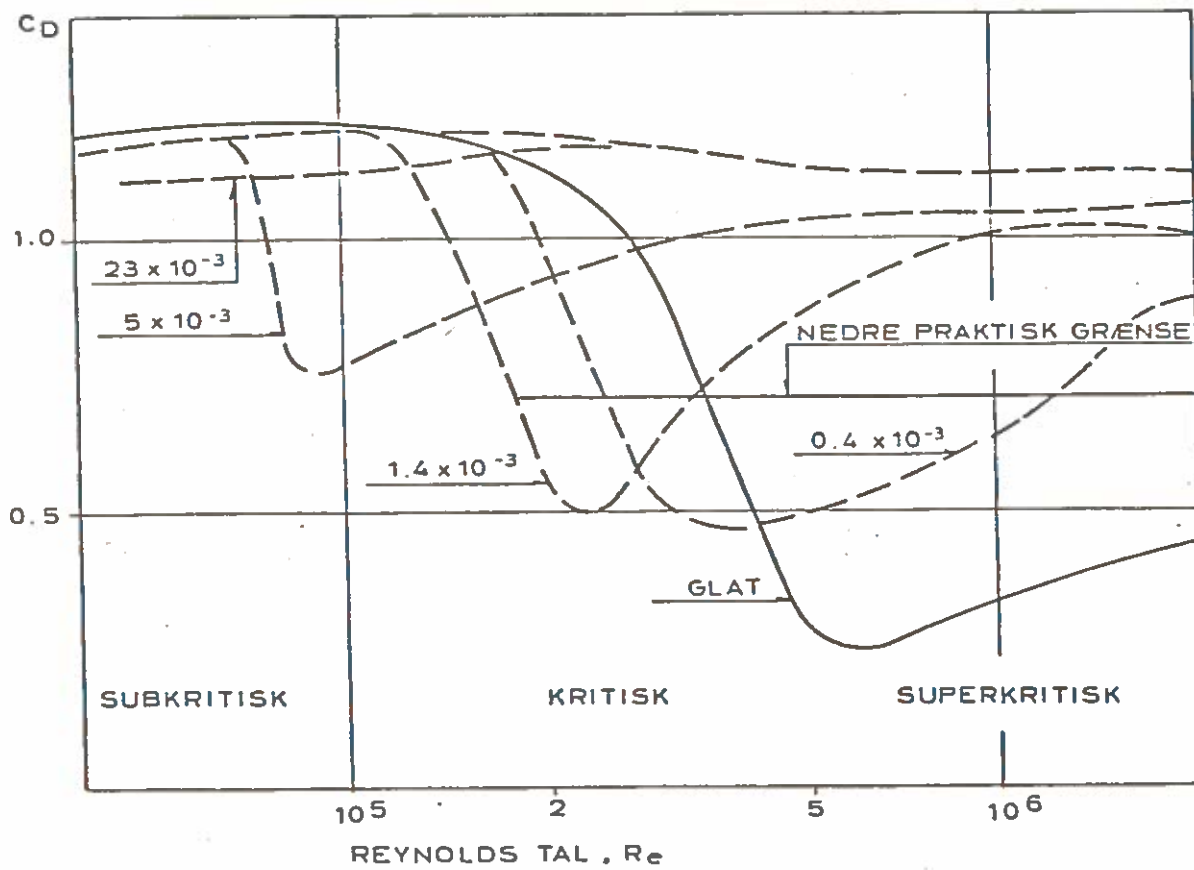
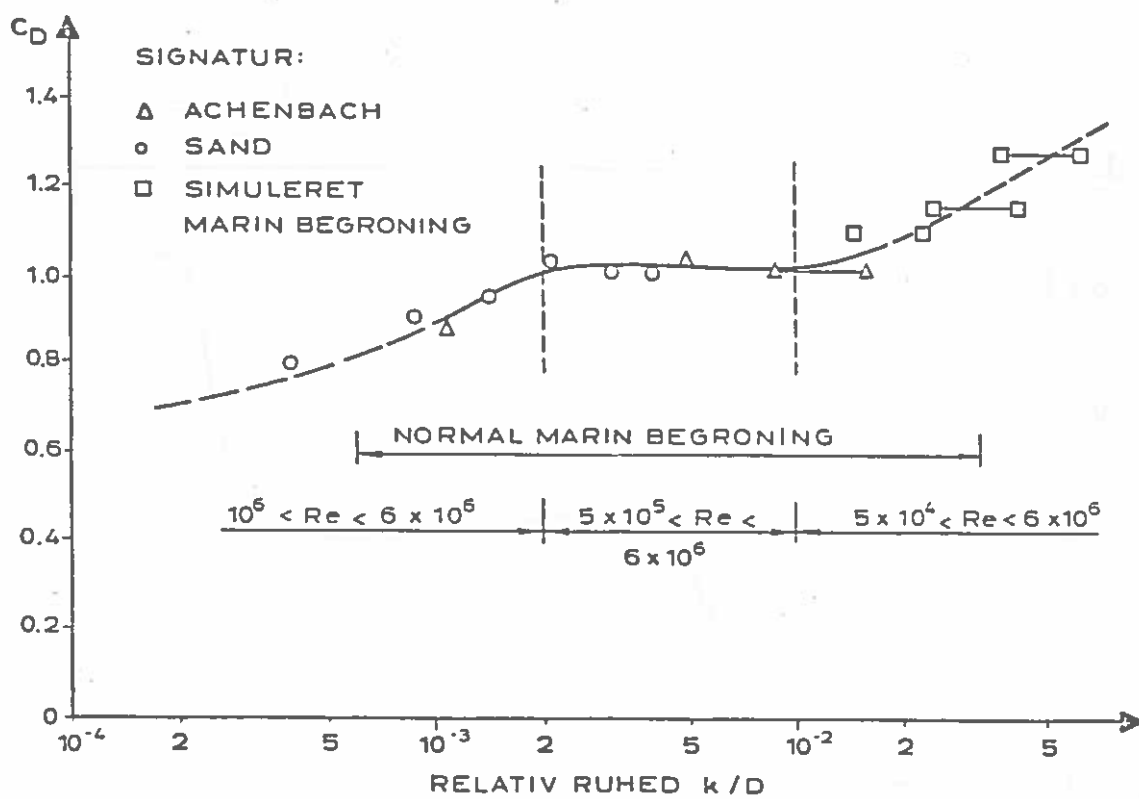


Fig. B.3 Variationen af strømodstandskoefficienten  $C_D$  for cirkulær cylinder med ru overflade i stationær ensformig strømning ( $k/D$  = hydraulisk ruhed/diameter).



Figur B.4 Strømningskoefficient,  $C_D$ , for ru cylinder for høje Reynold's tal i stationær ensformig strømning.

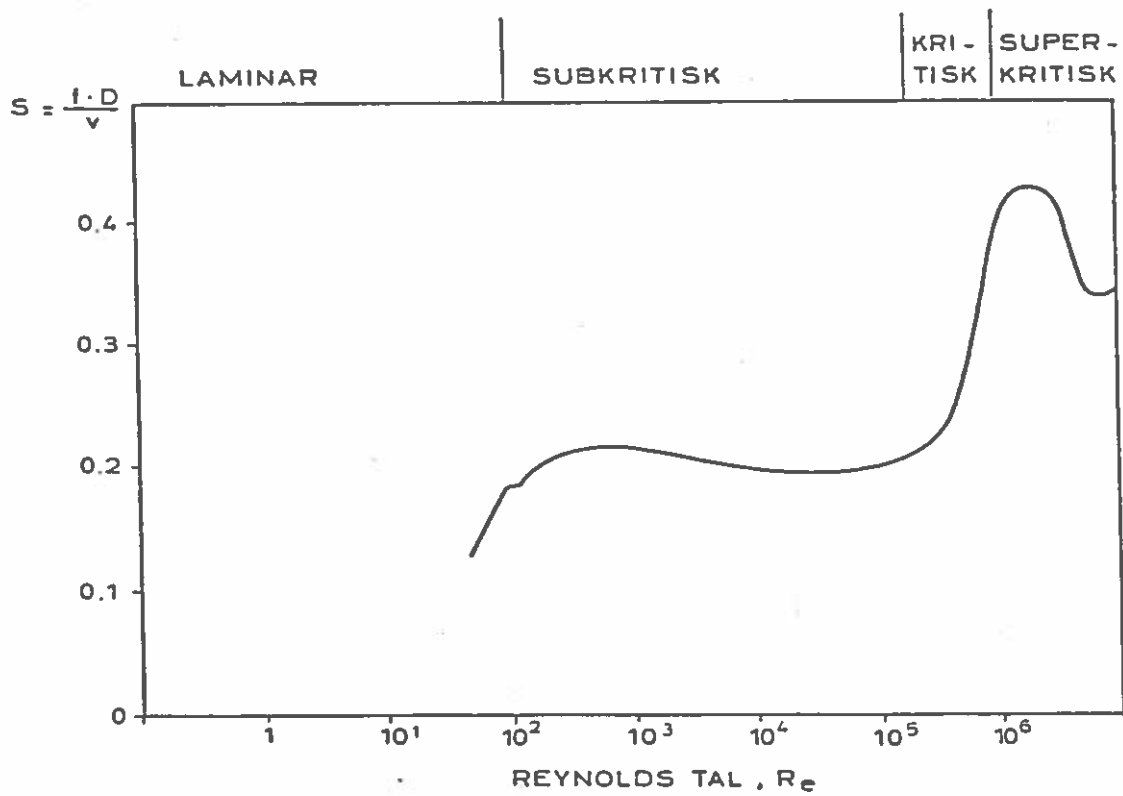


Fig. B.5 Strouhal's tal  $S$  for cirkulær cylinder som funktion af Reynolds tal.



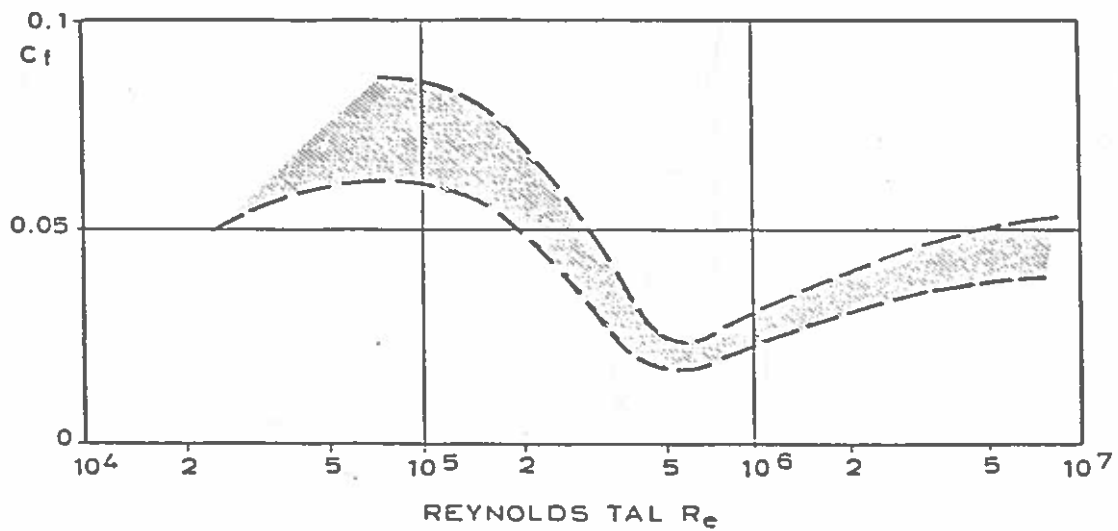


Fig. B.6 Strømtrykskoefficienten  $C_f$  for den fluktuerende del af kraften parallel med strømmen for glat cirkulær cylinder som funktion af Reynolds tal (amplitude værdi).

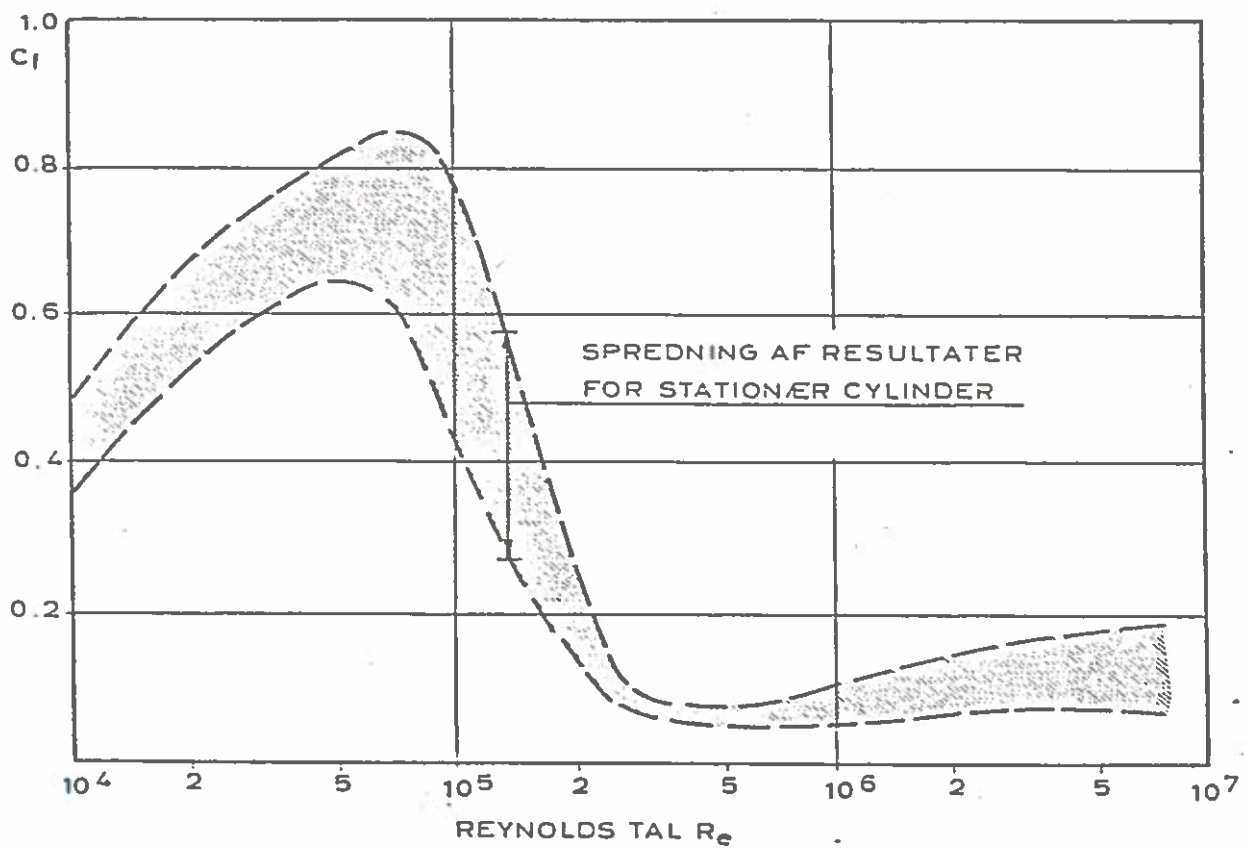


Fig. B.7 Strømtrykskoefficient,  $C_f$ , for den fluktuerende del af kraften på tværs af strømretningen for glat cirkulær cylinder som funktion af Reynolds tal (amplitude værdi).

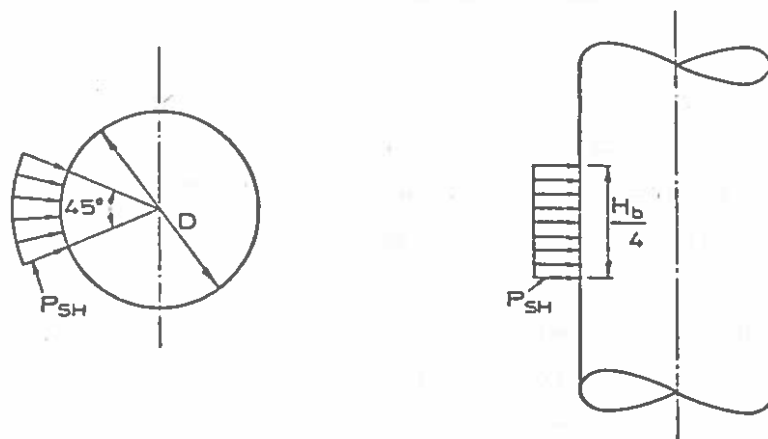


Fig. B.8 Areal, der skal betragtes ved beregning af chocktryk på cirkulære cylindre.

Litteraturliste:

- (1) Battjes, I.S.: "Longterme Wave Height Distribution at seven Stations around the British Isles"  
NIO Internal Report No A44, 1970
- (2) Dean, R.G. side 58, 66  
Evaluation and development of water wave theories for engineering applications U.S. Army Corps of Engineers, CERC, Vol. I and II, Nov. 1974
- (3) Dean, R.G. side 66  
Relativ validities of water wave theories ASCE, Vol. 96, No. W W 1, Feb. 1979
- (4) Dean, R.G. side 66  
Stream function representation of nonlinear ocean waves.  
Journal of Geophysical Research, Vol. 70, No. 18, Sep. 1965
- (5) Sand, S.E. side 67  
Three dimensional deterministic structure of ocean waves.  
Series Paper No. 24, Instituttet for Strømningsmekanik og Vandbygning, Danmarks tekniske Højskole, marts 1980
- (6) Skjeldbreia, L. and Hendrickson, J. side 66  
Fifth order gravity wave theory 7th conference on Coastal Engineering, The Hague, 1960
- (7) Skovgaard, O. , Svendsen, I.A., Jonsson, I.G. og Brink-Kjær, O.  
side 65  
Sinusoidal and cnoidal gravity waves, formulae and tables.  
Instituttet for Strømningsmekanik og Vandbygning, Danmarks tekniske Højskole, Lyngby 1975
- (8) Svendsen, I.A. side 66  
Bølgebrydning. Noter til forelæsning.  
Instituttet for Strømningsmekanik og Vandbygning, Danmarks tekniske Højskole, marts 1979

2. GUIDELINES FOR THE DESIGN OF PILES AND MEMBERS IN FAST  
FLOWING WATER- VORTEX SHEDDING CONSIDERATIONS.

## 2.1 Introduction

In fast flowing water a pattern of pairs of vortices, the Karman vortex street, is shed in the wake of a pile. When the frequency of shedding of individual vortices (regime of in-line excitation) or the frequency of vortex pairs (regime of cross-flow excitation) is near one of the structural natural frequencies, there is a surge of resonance and a possibility of failure. The most notable example of this phenomenon occurred at the Immingham Oil Terminal (ref. 1,2) where poles oscillated both individually (with some failures) and as groups.

The Strouhal number,  $S = ND/V$ , is the inverse of the spacing of the vortex pairs as a fraction of the pile diameter, where  $N$  is the frequency of shedding of vortex pairs in cps,  $D$  is the pile diameter, and  $V$  is the current velocity. The Strouhal number is nearly constant over important ranges of the Reynold's Number  $R = VD/\nu$ , where  $\nu$  is the kinematic viscosity with an approximate value of  $10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$  for salt water. The Strouhal Number dependance is given below.

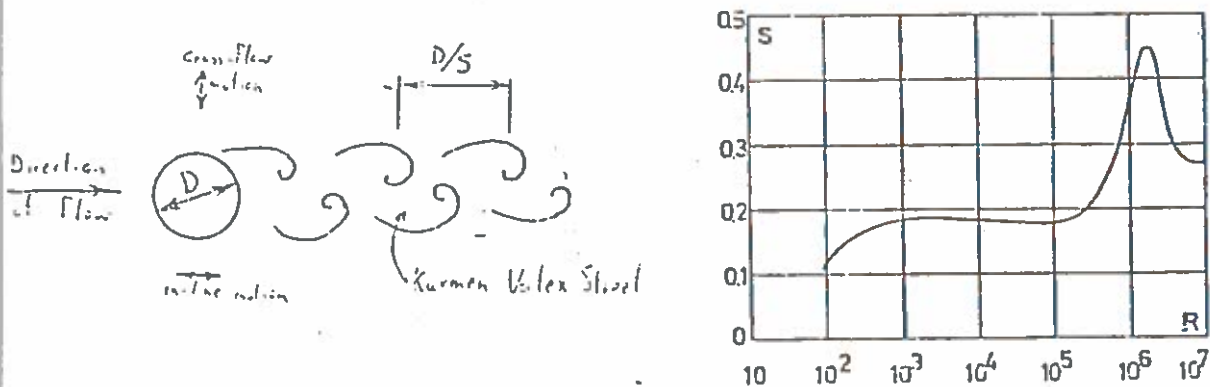


Fig. 1 a) Physical Meaning of Strouhal Number. b) Relationship of Strouhal Number  $S$  to Reynolds Number  $Re$ .

Each vortex is accompanied by a fluctuation in the drag force, while each pair of vortices is accompanied by a fluctuation in the cross-flow direction, so that the frequency of in-line

excitation is twice the frequency of cross-flow excitation.

The motion of the structure will cause the vortex shedding to "lock-in" to the structural natural frequency  $n$  when the vortex shedding frequency  $N$  is "close" to  $n$ , resulting in a wide range of flow speeds over which appreciable oscillations take place, with vortex shedding correlated along the length of the pile. Thus a slight increase in current velocity could take a structure from no response to nearly full response if the lock-in threshold is suddenly exceeded, with a relatively wide band of nearly constant response as shown below:

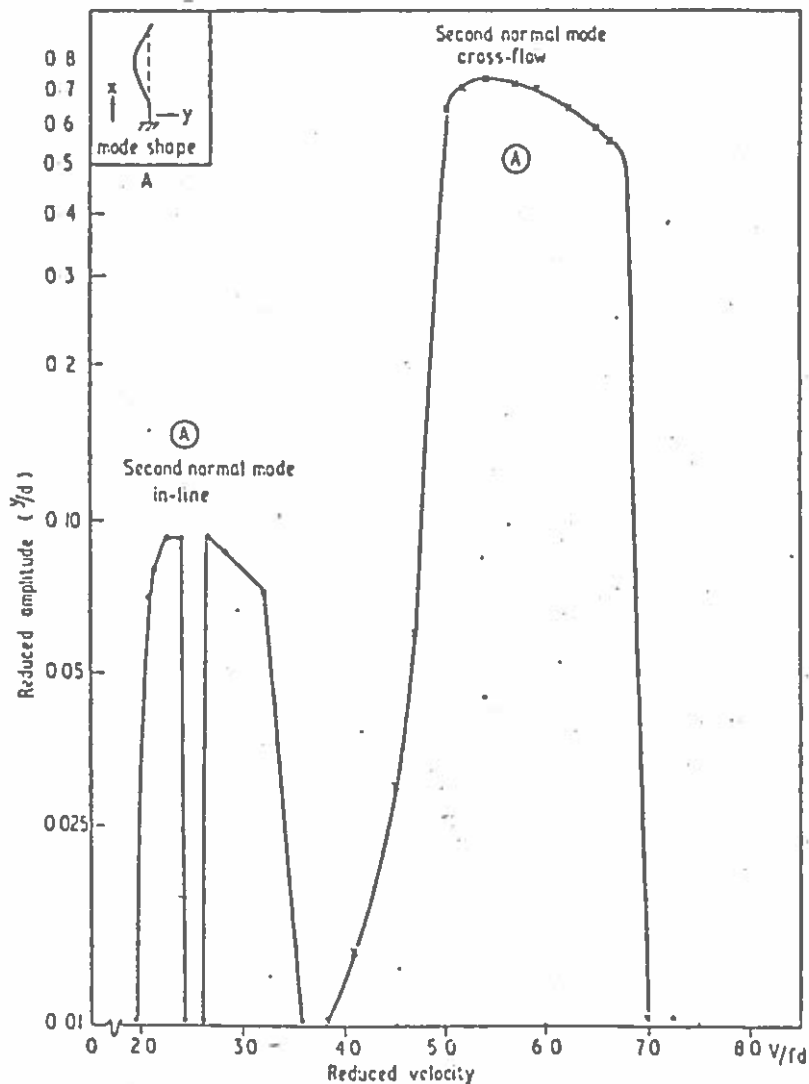


Fig. 2 An Example of Reduced Amplitude Plotted Against Reduced Velocity (Ref. 4).

Note that  $y^2 \approx 0$  for the 2nd and 3rd mode.

However, the natural frequencies can be affected by the cap mass in another way - if the weight of the cap is near the buckling force  $P_{cr}$  then the frequency  $n_p$  is lowered by the fraction

$$\sqrt{1 - \frac{M_c g}{P_{cr}}}$$

2.3.3 More Than One Pile of Same Diameter

Structures computer programs giving natural frequencies and mode shapes for up to 10 modes are available. The modes can be classified as in-line, cross-flow or combination modes. The P piles are divided up into Q intervals and the summation carried out as follows:

$$m_{ej} = \left[ M_c y_{zj} + \Delta x \sum_{i=1}^{Q_L} m \left( \sum_{k=1}^P y_{jik}^2 \right) \right] / \sum_{i=1}^{Q_h} \sum_{k=1}^P y_{jik}^2$$

where j refers to the mode number, i refers to the interval number and k refers to the pile number. This summation is easy to carry out as is demonstrated in the following example:

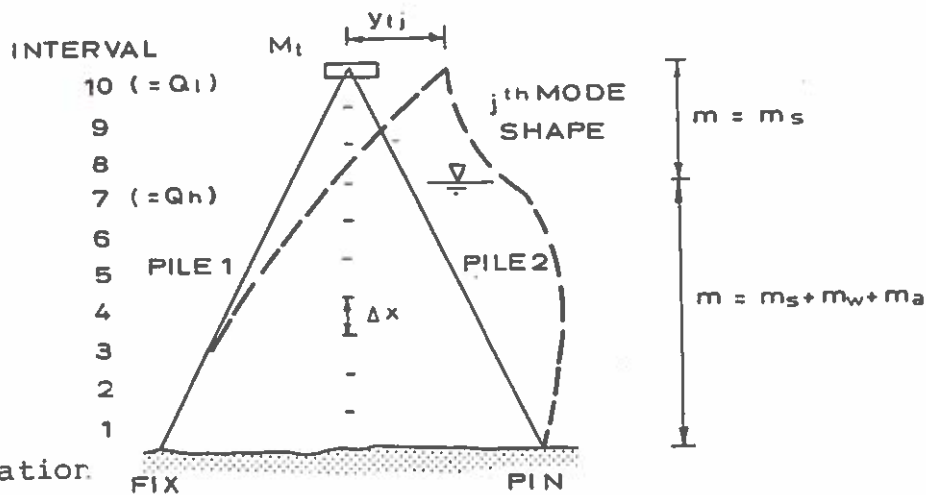
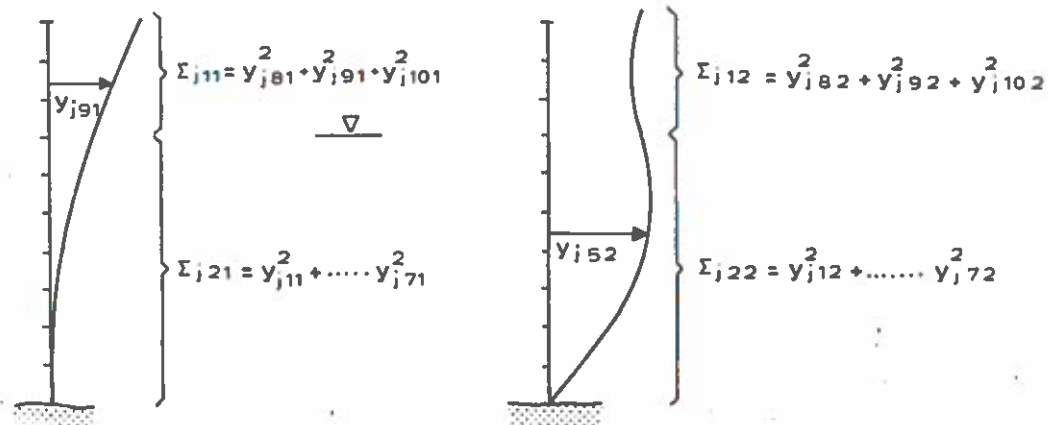


Fig. 6  
Computation  
Example:

Compute  $m_{ej}$   
Given a  
Mode Shape.



THEN  $m_{ej} = \frac{M + y_{tj}^2 + m_s \Delta x (\Sigma_{j11} + \Sigma_{j12}) + (m_s + m_w + m_a) \Delta x (\Sigma_{j21} + \Sigma_{j22})}{\dots}$



### 2.3.4 Piles of Different Diameters

Here the summation becomes slightly more complicated as  $m$  varies from pile to pile and  $D^2$  appears in the denominator of the stability parameter. The following equation for  $K_s$  for the  $j^{\text{th}}$  mode shape  $y_{jk}$  ( $k = 1, \dots, P = \text{the no. of piles}$ ) may be applied:

$$K_s = \frac{2\delta}{\rho \int_0^h \sum_{k=1}^P y_{jk}^2 dy} \left\{ \sum_{k=1}^P \left( \frac{M_k y_{kj}^2}{P} + \int_0^L m_k y_{jk}^2 dx \right) \right\} \frac{1}{D_k^2}$$

$$= \frac{2\delta}{\rho \Delta x \left[ \sum_{i=1}^{Q_n} \sum_{k=1}^P y_{j_{ik}}^2 \right]} \sum_{k=1}^P \frac{\frac{M_k y_{kj}^2}{P} + \sum_{i=1}^{Q_n} m_k y_{jk}^2 \Delta x}{D_k^2}$$

This equation is easy to compute, but as a first attempt one might use

$$D_{rms} = \frac{1}{P} \sqrt{\sum_{k=1}^P D_k^2}$$

for  $D$  in the equation for  $K_s$  in section 2.2, while computing  $m_{ej}$  as in section 2.3.3.

## 2.4 Design Procedure

Once the static considerations are met in a preliminary design the eddy shedding considerations must be carefully looked at if  $V_r < 1.3$  for  $M > MA$ , so that only the first  $M_0$  modes need examining.

With the aid of computer programmes the mode is classified as in-line or cross-flow. If the mode is a combination then it must be determined if the overall mode could be excited by the respective components of excitation.

The first question is: Are the first  $M_0$  modes in the feasible region of Figure 3?

If the answer is no then the structure should be altered in an attempt to find a feasible solution:

### 2.4.1 Directional Flexibility

By making the structure more flexible in the in-line direction the stability parameter can be increased to greater than 1 for at least the first mode, and hopefully  $V_r$ , will be less than 1.3 for subsequent in-line modes and  $V_r$  will be less than 3.5 for the first cross-flow mode. The use of tripods have been found effective for this reason and there are several types to play with:

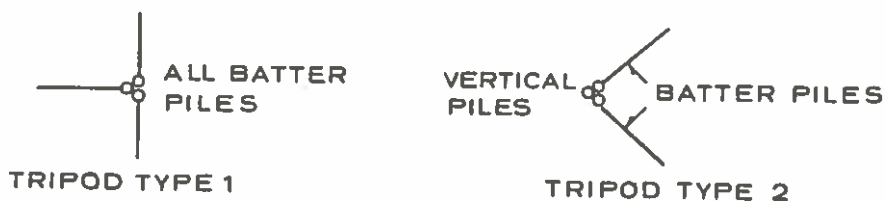


Fig. 7 Tripod Types.

#### 2.4.2 Pile Diameter

Increasing the pile diameter appears to decrease both  $V_r$  and  $K_s$ . The design should satisfy  $V_r < 3.5$  due to the severity of cross-flow motion, and the pile diameter can always be increased to comply with this criteria.

#### 2.4.3 Pile Batter

$V_r$  and  $K_s$  may increase significantly with increasing batter to more vertical. This has to be specifically investigated for each case.

#### 2.4.4 Cap Mass

The effect of an increase in  $M_t$  is to increase both  $V_r$  and  $K_s$ , and the moment of inertia of the cap should also be considered as the cap dimensions grow.

Finally a safe design must be ensured for all phases of exposure - pile driving, piles braced together, piles capped and finished structure.

### 2.5 Alternative Measures

The use of shrouds and fins are well tested devices with low enough drag inefficiencies to be effective at suppressing in-line motion (ref. 1, 2 and 3). See further Encl. 1.

The raising of the structural damping through artificial means, was found effective at Immingham (ref. 1), but this is often not practical and certainly not well understood. It was also found at Immingham that filling a pile with concrete to increase  $\rho$  can be disastrous as  $V_r$  there was increased into the cross-flow region with a subsequent large amplitude low cycle fatigue failure.

## 2.6 Pile Fixity

A strong dependency of pile behaviour on the depth to effective fixity has been found - note that the pile natural frequency is inversely proportional the square of the length. This is especially true in sensitive soils where small dynamic forces can degrade the fixity to the extent that even moderate currents can lock-on and accelerate the destruction of the lateral fixity.

Piles drives in sensitive soil should have a reduced velocity of less than 1.3 as even small vibrations such as with  $V_r > 1.3$  but  $K_s > 1$  will damage the soil.

## 2.7 Fluctuating Forces

From references 1 and 6 we have:

$$\left. \begin{aligned} \bar{F}_{in-line} &\approx \frac{p}{4} V^2 D C_D \sin 2\pi N t \\ \bar{F}_{transverse} &= \frac{5p}{2} V^2 D C_D \sin 2\pi N t \end{aligned} \right\} \text{force per unit length}$$

where  $C_D$  is the drag coefficient and  $N$  is the appropriate structural natural frequency.