

IL COMMITTENTE

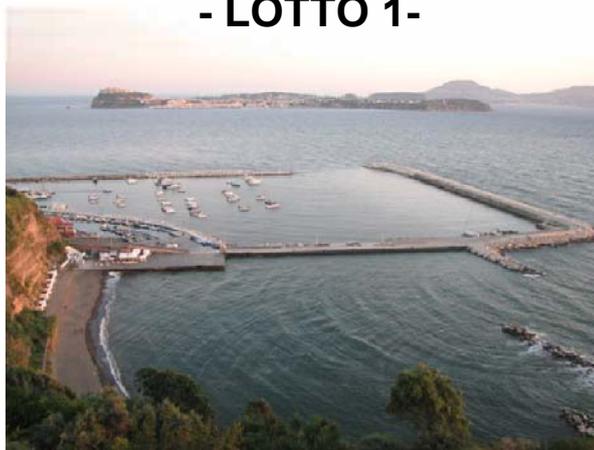


COMUNE DI MONTE DI PROCIDA
Provincia di Napoli

IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

OPERA

LAVORI DI MESSA IN SICUREZZA DELLE STRUTTURE PORTUALI
DEL PORTO DI ACQUAMORTA CON INTERVENTI SUI MOLLI DI
SOPRAFLUTTO E SOTTOFLUTTO - OPERE DI COMPLETAMENTO
- LOTTO 1-



PROGETTISTI

U.T.C. Monte di Procida

07/2018	consegna			
DATA	EMISSIONE	REDATTO	CONTROLLATO	APPROVATO

FASE D'INCARICO	TIPO ELABORATO
PROGETTO DEFINITIVO	DOCUMENTAZIONE
OGGETTO ELABORATO	N° ELABORATO
Relazione di calcolo opere portuali	REL_CALCULO
NOME FILE : Mascherine def.dwg	SCALA

Calcolo delle strutture del molo sopraflutto

Verifica delle strutture

A. GENERALITA'

La verifica ed il ridimensionamento delle sezioni tipo della diga foranea del molo di sopraflutto del porto di Acquamorta in Monte di Procida (Na), sono state assunte le condizioni meteomarine di progetto determinate nella **relazione meteomarina svolta dall'Università degli Studi di Napoli Federico II – Dipartimento di ingegneria idraulica ed ambientale**. In tale studio sono state calcolate le caratteristiche dell'onda al largo e sottocosta che verranno prese a riferimento nel presente studio. L'altezza d'onda significativa di progetto al largo del porto di Acquamorta è stata valutata pari a 6,57 m per un periodo di ritorno $T_r = 50$ anni; un periodo di picco di circa 11,02 secondi con un settore di provenienza pari a $290^\circ N$.

Sottocosta, su fondale di profondità -12,00 metri, l'onda significativa acquisisce le seguenti caratteristiche (pag. 20 studio):

1. $H_s = 4,00$ m - altezza d'onda significativa;
2. $T_p = 11,02$ s – periodo dell'onda di picco
3. direzione di incidenza sulle strutture : $270^\circ N$

Per il molo sopraflutto è stata rideterminata e verificata una nuova soluzione di sezione definitiva in troncostruttura, rispetto a quanto già adottato in passato, che risulta valida sotto il profilo tecnico. La sezione del molo viene proporzionata a tratti, a seconda del variare delle caratteristiche dell'onda lungo di esso, inoltre l'avanzamento del molo assume una direzione ed una progressiva ottimale tale da produrre benefici effetti alla protezione dello specchio acqueo senza compromettere le manovre delle unità che transitano attraverso l'imboccatura; è stata inoltre verificata e proporzionata la sezione di testata. Diverso discorso per il molo sottoflutto che, in questa sede, viene prolungato per 50 metri e tale da produrre una imboccatura portuale di metri 65,00. Questo rimane privo di massa di carico . Tutto ciò nell'ottica futura di una diversa disposizione dell'imboccatura che è formata da un avamporto realizzato dallo sdoppiamento del molo sottoflutto a partire dalla prog. 11. In questa fase, per carenza di fondi e per seguire la finalità della messa in sicurezza delle strutture portuali, non può percorrersi la strada del completamento del molo sottoflutto, considerato anche che la priorità assoluta è lo sviluppo completo del molo sopraflutto esposto alla traversia principale di ponente

contro quella di scirocco relativa al molo sottoflutto, ma di ben più modeste caratteristiche. Il molo sottoflutto così come concepito e prolungato in questa fase progettuale, definisce l'imboccatura portuale che viene così ottimizzata al meglio onde concorrere a garantire sempre e con il minimo costo :

- a) la quiete in bacino
- b) la manovra di ingresso/uscita delle imbarcazioni in sicurezza anche in considerazione di condizioni meteo avverse.

Questi sono gli obiettivi che il progetto si pone il tutto supportato dallo studio dell'Università che ha fornito i dati tecnici e le verifiche sia per la progettazione delle parti strutturali che delle soluzioni planimetriche possibili.

A.1 Mantellate

Per il dimensionamento della mantellata è necessario valutare l'altezza d'onda H_{sb} al piede dell'opera, che nel caso in esame, visti gli alti fondali d'imbasamento (circa 8,0 m), non risulta limitata dal frangimento, e si è quindi assunta un'onda di progetto con un'altezza significativa pari a 4,00 m, con un tempo di ritorno di 50 anni (v. relazione tecnica meteomarina)

Di seguito è riportato il dimensionamento di queste.

A.2 Sezione corrente con opera a gettata tradizionale con mantellata in massi naturali

La mantellata esterna delle dighe è costituita dai classici massi naturali che assicurano una struttura robusta ed una buona dissipazione dell'energia del moto ondoso.

La messa in opera dei massi naturali dovrà essere effettuata alla rinfusa, nel senso che i massi sono posti in maniera disordinata ma tale da garantire comunque una porosità di circa il 35% . E' quindi sconsigliato l'uso di pezzature troppo assortite che aumentano l'intasamento e la stabilità del rivestimento, ma riducono l'assorbimento per permeazione incrementando i sormonti.

Il peso specifico è stato assunto pari 2600 kg/m^3 .

Per il dimensionamento dei massi si è utilizzata la collaudata formula di Hudson:

$$W_{50} = \frac{\gamma_m \times H_s^3}{\left(\frac{\gamma_m}{\gamma_w} - 1\right)^3 \times k_d \times \cot g\alpha}$$

dove :

H_s = altezza d'onda significativa (in m) funzione dell'altezza dei fondali.

W_{50} = peso medio teorico dei singoli massi (t)

γ_r = il peso specifico di volume dei massi, assunto pari a 2,6 t/m³

γ_w = peso specifico dell'acqua marina, pari a 1,025 t/m³

k_d = coefficiente di stabilità dipendente da numerosi parametri quali il tipo di masso, la pendenza, il tipo di onda, il numero di strati, la percentuale di danneggiamento assunta < 5% ; per onde frangenti e con massi naturali disposti in triplice strato il k_d è uguale a 2.2 per le sezioni correnti e a 2.1 per le sezioni di testata (*Allegato n° 1*);

α = pendenza della scarpata sull'orizzontale, paria 1/3

Si ottiene in questo modo un peso medio dei massi pari a 6,90 t per la sezione di testata e 6,60 t per la sezione corrente.

Otteniamo dunque :

$$W_{(50)} = \frac{2,6 \times 4,00^3}{2,2 \times 1.536^3} \times \frac{1}{3} = 6,6 \text{ ton}$$

La sezione è verificata e saranno impiegati scogli della 3^a categoria;

Verificheremo ora il parametro di stabilità N_s

A.3) Verifica del parametro di stabilità

Una classifica delle opere a gettata dal punto di vista del comportamento della mantellata sotto l'azione del moto ondoso può farsi con l'ausilio del parametro di

$$\text{stabilità } N_s = \frac{H_s}{\Delta \cdot D_n}$$

in cui :

$$D_n = \left(\frac{W}{\gamma_r}\right)^{\frac{1}{3}} = \left(\frac{6,60}{2,6}\right)^{\frac{1}{3}} = 1,36$$

D_n = diametro nominale degli elementi = lato del cubo di eguale volume

H_s altezza d'onda significativa

Δ = densità relativa data da $\Delta = (\delta_r / \delta_w) - 1$ essendo δ_r la densità del materiale lapideo e δ_w quella dell'acqua marina.

La stabilità statica corrisponde a valori del parametro N_s compreso fra 1 ÷ 3

Nel caso specifico abbiamo : $N_s = \frac{4,00}{1,54 \cdot 1,36} = 1,90$

La stabilità statica è verificata in quanto il valore precedentemente calcolato, è compreso nel campo dei valori 1 ÷ 3

A.4) Spessore dello strato di mantellata

Lo spessore r viene ricavato dalla considerazione che questo è composto da n° tre file di strati.

Spessore r =

$$r = nK_{\Delta} \cdot \left(\frac{W_{(50)}}{W_r} \right)^{\frac{1}{3}} = 3 \times 1,00 \times \left(\frac{6600}{2600} \right)^{0,333} = 4,09 \text{ metri}$$

Con :

n = numero degli strati

$\gamma_r = 2600 \text{ kg/m}^3$ - peso specifico della roccia

$K_{\Delta} = 1$: coefficiente di strato per massi naturali disposti in triplice fila

W_r = peso specifico dei massi

A.5) Verifica del II° strato (filtri)

Sopra il nucleo e al di sotto della mantellata delle scogliere tradizionali è necessario, per evitare il sifonamento del nucleo, interporre almeno uno strato filtro costituito da massi naturali di peso medio variabile tra 1/5 e 1/10 del peso dei massi sovrastanti; nel caso della sezione in esame si è previsto di utilizzare massi naturali appartenenti alla I^a categoria con peso variabile da 1 a 1000 kg. ;

Tale valore deriva sempre dalla nota formula di Hudson :

Il peso del masso tipo del II° strato risulta pertanto:

$$P_{II^{\circ}} = \frac{1}{5} \times \frac{\rho_s \cdot H_s^3}{K_{\Delta} \cdot (\Delta - 1)^3} \times \frac{1}{\cot g \cdot \alpha} = \frac{1}{5} \times \frac{2,6 \times 4,00^3}{2,2 \times (2,5 - 1)^3} \times \frac{1}{3} = 1320 \text{ Kg.}$$

Per determinare la dimensione (spessore) del filtro dovrebbe utilizzarsi la solita espressione

$$S = n K_{\Delta} (W / \gamma_r)^{1/3}$$

Con $(W / \gamma_r)^{1/3} = D_n =$ Diametro nominale pari a 0,80 m

$n = 2$: numero di strati

$K_{\Delta} = 1,02$: coefficiente di strato

Pertanto l'espressione varrà :

$$S = 2 \times 1,02 \times \left(\frac{1,32}{2,6} \right)^{1/3} = 1,62 \text{ m}$$

A. 6 Testate

La testata delle dighe a scogliera rappresenta un tratto singolare e delicato di tali opere: quando le onde frangono su di essa si hanno velocità e forze d'impatto più pericolose per la stabilità rispetto alla sezione corrente anche per il mancato "riflusso" nel cavo d'onda ed il minore sostegno dei massi più esterni sul conoide. Inoltre per una specifica direzione del moto ondoso solo un'area limitata è fortemente esposta: quella intorno al medio mare nel settore posteriore alla parallela al fronte d'onda incidente. Un altro aspetto da tenere in considerazione è che la curva danno - altezza d'onda significativa - risulta essere più ripida di quella della sezione corrente a parità di danno ammissibile: ciò comporta che un aumento non previsto dell'altezza d'onda significativa può portare rapidamente al collasso della testata o di parte di essa.

Per la soluzione proposta è prevista la testata a scogliera tradizionale (staticamente stabile): per le soluzioni in massi naturali la testata sarà realizzata con massi disposti in triplice strato e con peso medio pari a 6,90 t;

Adotteremo sempre la formula di Hudson con $k_d = 2,1$

$$W_{50} = \frac{\gamma_m \times H_s^3}{\left(\frac{\gamma_m}{\gamma_w} - 1\right)^3 \times k_d \times \cot g\alpha} = \frac{2,60 \times 4,00^3}{1,536^3 \times 2,1 \times 3} = 6,90t.$$

Lo spessore della mantellata rimane inalterato e pari a 4,10 metri -

B. VERIFICA DI STABILITA' DEL MOLO DI SOPRAFLUTTO

B.1 Definizione di quota di cresta

La determinazione della quota sommitale della diga è dettata da considerazioni idrauliche, esecutive, economiche, estetiche e funzionali.

Quote basse di cresta conducono a risparmi di materiale (il volume aumenta quadraticamente con l'altezza) ed a miglioramenti estetico-paesaggistici (visione del mare). Peraltro si presentano alcune complicazioni costruttive e soprattutto si riduce l'efficienza funzionale dell'opera nel contenimento dei sormonti con riduzione dell'agibilità della stessa opera e persino dello specchio protetto reso più agitato dalla ricaduta dei getti.

La definizione della quota di progetto nelle varie sezioni è legata soprattutto alla finalità di uso e quindi alla sicurezza funzionale nei confronti della tracimazione ondosa. Nel presente caso si hanno due soluzioni, la prima ove non è previsto il banchinamento della parte interna della diga a gettata (zona di testata), la seconda con la possibilità di ormeggio all'interno del bacino, utilizzando una banchina da realizzarsi. Pertanto si è adottata una quota di sommità (coronamento) pari a 5,0 m costituita dall'estradosso del muro paraonde.

La quota di cui sopra è d'altra parte necessaria per evitare danneggiamento del rivestimento lato porto.

Van der Meer, dopo una serie di prove su modello fisico, per la stabilità della scarpata lato porto di una diga a berma, ha proposto la seguente espressione:

$$S = \frac{R_c}{H_s} \times S_{op}^{1/3}$$

dove:

- R_c (m) è la quota di cresta della diga pari a 5,00 m.
- H_s (m) = 4,00 - l'altezza d'onda significativa

- $s_{op} = 0.05$ - ripidità di picco dell'onda significativa
- S è il danno

I livelli di danneggiamento sono sintetizzati nella seguente tabella:

livello di danneggiamento	Inizio	Moderato	serio
S	0.25	0.21	0.17

Assumendo $R_c = 5.0$ m si ottiene $S = 0.46$, che è un livello di danno tollerabile.

B.2) Verifica altezza di risalita e run-up

Per definire la quota di coronamento della diga atta ad evitare e/o contenere la tracimazione, adotteremo due metodi per il calcolo della risalita dell'onda;

il primo utilizza l' abaco dello SHORE PROTECTION MANUAL (*Allegato n° 2*) in cui per un determinato valore di H_s/T^2 e pendenza della mantellata, si ricava R_{ux}/H_s ovvero R_{ux} .

Pertanto i nostri dati di progetto sono i seguenti :

parametri delle caratteristiche dell'onda :

$$L_0 = \frac{g \cdot T^2}{2 \cdot \pi} = 189 \text{ m.}$$

$$T_s = 11,02 \text{ sec.}$$

$$H_{1/3} = 6,57 \text{ m.}$$

$$H_s = 4,00 \text{ m.}$$

$$DD = 272^\circ$$

$$\alpha = 3/1$$

Con :

L_0 = lunghezza d'onda di largo

T_s = periodo significativo

$H_{1/3}$ = altezza d'onda significativa di largo

H_s = altezza d'onda significativa sottocosta

DD. = Direzione di provenienza del flutto di largo

α = pendenze e/o scarpa della mantellata

R_c = altezza della cresta della scogliera

Nota la scarpa del paramento (3/1) ed il rapporto $H_s/T_s^2 = 4,00 / 11,02^2 = 0,033$
ricavo il valore $R_{ux}/H_s = 0,96$ per cui $R_{ux} = 0,96 * 4,00 = 3,85$ m. ;

L'altezza della cresta vale l'altezza di risalita, più un franco di sicurezza e marea, più il sovrizzo di tempesta.

Otteniamo così : $R_c = R_{ux} + \sigma + \sigma' = 3,85 + 0,95 + 0,20 = 5,00$ m.

Col II° metodo invece abbiamo che l'aumento di livello dell'acqua sopra il medio mare, R_{ux} , può essere fornito, per mantellate di massi naturali e nucleo poco permeabile a scarpa costante e per livello di superamento x , dalla seguente formula :

$$(1) \frac{R_{ux}}{H_s} = b \cdot (\xi_m)^c \quad \text{per } \xi_m > 1,5$$

con ξ_m = numero di Iribarren o parametro di frangimento

Valutazione di ξ_m :

$$\xi_m = \frac{\tan g \alpha}{\sqrt{\frac{H}{L_0}}} = \frac{\tan g 18^\circ}{\sqrt{\frac{4,00}{189}}} = 2,23$$

Prenderemo a riferimento un livello di superamento del molo 0,02; ricaviamo $b=1,17$ e $c=0,46$ dalla tabella allegata

Livello di superamento x %	a	b	c	d
0,001	1,12	1,34	0,55	2,58
0,02	0,96	1,17	0,46	1,97
significativo	0,72	0,88	0,41	1,35

Per cui la (1) diventa :

$$R_{ux} = H_s b (\xi_m)^c = 4,00 \times 1,17 \times (2,23)^{0,46} = 6,76 \text{ metri}$$

Per livello di superamento significativo avrò invece $R_{ux} = 4,90 \text{ m.}$

B.3) Verifica di stabilità del massiccio di coronamento

Il massiccio di coronamento (sovrastuttura) di una diga frangiflutti è normalmente una struttura resistente a gravità ed ha la funzione di ridurre la portata di tracimazione e di consentire l'utilizzo della parte superiore della diga per alloggiarvi tubazioni o simili infrastrutture portuali e di consentire il transito ai mezzi per le operazioni di controllo e riparazione. Il massiccio è realizzato in conglomerato cementizio gettato in opera non armato o debolmente armato per resistere alle sollecitazioni flessionali dovute a possibili cedimenti differenziali della fondazione o alle spinte delle onde sul muro verticale. In ogni caso, per evitare che assestamenti di diversa entità portino alla rottura il coronamento, il massiccio viene di norma realizzato a strati ognuno dello spessore massimo di 50 cm. ed in conci indipendenti di $5 \div 10 \text{ m.}$, intervallati da giunti. Per ridurre gli inconvenienti (lesioni) ascrivibili a possibili cedimenti differenziali, si fa trascorrere un certo tempo fra la ultimazione della infrastruttura e l'inizio della costruzione della sovrastuttura. E' ipotizzabile anche il favorire dell'assestamento attraverso operazioni di precarica.

Le forze idrodinamiche agenti sulla struttura di coronamento (muro paraonde) sono causate dall'azione della corrente pulsante che si sviluppa nella fase di risalita delle onde incidenti e che è funzione del tempo e dello spazio.

Lo schema strutturale è quello dell' Allegato n° 3

Orbene la pressione lungo il paramento verticale del manufatto può ritenersi dovuta alla somma di un contributo di tipo dinamico (pressione dinamica p_n) nonché un contributo statico (pressione statica F_s) e le sottopressioni $p(x,t)$ che agiscono al di sotto del manufatto.

Avendo come dati di progetto $T = 11,02 \text{ sec.}$; $H = 4,00 \text{ m}$ e $m = 0,02$ (pendenza del fondo), dal 1° diagramma (*Allegato n° 4*) ricavo H_{sb}/H_0 ; dal 2° diagramma (*Allegato n° 5*) ricavo d_b

Con:

d_b = profondità del fondale al frangimento;

H_{sb} = altezza d'onda significativa al frangimento ;

$H_{sb}/H_0 = 1,20$ da cui $H_{sb} = 4,80 \text{ m}$

Dal II° diagramma $H_{sb}/gT^2 = 0,0040$ $d_b/H_{sb} = 1,2$

Da cui $d_b = 5,76 \text{ metri}$;

- $h_c = 0,78 H_{sb} = 0,78 * 4,80 = 3,74$; ora per $\beta = 18^\circ$ $x_1 = 21,00 \text{ metri}$ e $x_2 =$

$2H_{sb}/\text{tg } \beta = 29,54 \text{ m}$

- La componente dinamica della Forza F_m vale :

$$F_m = h' p_m = \gamma \times \frac{d_b \times h_c}{2} \times \left(1 - \frac{x_1}{x_2}\right)^2 = 0,92 \text{ ton}$$

da cui il momento ribaltante della Forza dinamica vale :

$$M_m = F_m \cdot h' = \frac{\gamma \cdot d_b \cdot h_c^2}{2} \times \left(1 - \frac{x_1}{x_2}\right)^4 = 0,29 \text{ tonm}$$

Momento ribaltante della componente idrostatica :

$$M_s = \gamma \frac{h_c^3}{6} \times \left(1 - \frac{x_1}{x_2}\right)^3 = 0,22 \text{ tm}$$

Momento della sottospinta

$$M_h = \gamma \cdot h \cdot \frac{d^2}{3} = 1.025 \cdot 4,50 \cdot \frac{6,5^2}{3} = 64,95 \text{ tonm}$$

Momento ribaltante totale :

$$M_t = M_m + M_s + M_h = 0,29 + 0,22 + 64,95 = 65,47 \text{ tonm}$$

Inversamente il Momento stabilizzante M_s vale :

Momento dovuto al masso di carico :

$$6,5^2 / 2 \times 3,0 \times 2,4 = 152,10 \text{ tonm}$$

Momento dovuto al paraonde :

$$2,0 * 1,5 * 5,50 * 2,4 = 39,6 \text{ tm};$$

$$\text{da cui Momento stabilizzante totale} = 152,10 + 39,60 = 191,70 \text{ tonm}$$

Pertanto avremo :

$$\text{coefficiente di sicurezza } \eta = M_s / M_t = 2,9 > 1,5 : \text{ stabile}$$

Eseguiamo ora una II^a verifica col Dubuat : abbiamo che la spinta dinamica S è definita dalla seguente espressione :

$$S = K \cdot \rho \cdot \Omega \cdot \frac{(C + U_{\max})^2}{2 \cdot g}$$

Con:

K = coefficiente adimensionale = 1,4

ρ = densità dell'acqua marina

Ω = sezione maestra investita dal getto

U_{\max} = max valore componente orizzontale della velocità orbitale dell'onda superficiale

$C = L/T$ celerità dell'onda su fondale di 8,5 metri = $98/11,02 = 8,75 \text{ m/sec}$

Dove :

$$U_{\max} = \frac{2 \cdot \pi \cdot b \cdot C}{L} = \frac{6,28 \times 4,00 \times 8,75}{98,0} = 2,24 \text{ m/sec}$$

$$S = 1,40 \times 1,025 \times 5,00 \times (8,75 + 2,24)^2 / 2 \times 9,81 = 44,17 \text{ ton}$$

Deve risultare $S < 0,7 P = 0,7 \times 54 = 37,80 \text{ tn}$, condizione non soddisfatta in quanto $46,80 > 37,80$

La sezione del masso di carico – paraonde pertanto, sarà caratterizzata da un taglione in cls. in corrispondenza della verticale del masso di carico.

B.4 Verifica della sezione provvisoria a sola scogliera senza massa di carico.
Scogliera a cresta bassa.

Nel caso specifico, trattasi di intervento limitato al solo tratto compreso fra la sezione terminale del masso di carico (progressiva 33) e l’inizio del conoide di testata (progressiva 36) . In tale tratto la scogliera non sarà completa di masso in cls.-

Verificheremo, di seguito, la sezione secondo le formule di Van der Meer che portano in conto l’azione di onde irregolari e tenendo anche in conto che il frangiflutto è a cresta bassa in quanto il rapporto R_c/H è compreso nel campo $0,00 \div 1,00$

Per mantellate in massi naturali, sono state ottenute da Van der Meer 2 formule :

la prima di esse :

$$\frac{H_s}{\Delta \cdot D_{n50}} = 6,2 \cdot (p)^{0,18} \cdot \left(\frac{S}{\sqrt{N}} \right)^{0,2} \xi_m^{-0,5}$$

vale per opere soggette a onde frangenti del tipo “plunging” ($\xi_m \leq 2,5$)

La seconda :

$$\frac{H_s}{\Delta \cdot D_{n50}} = 1,0 \cdot p^{*-0,13} \cdot \left(\frac{S}{\sqrt{N}} \right)^{0,2} \cdot \sqrt{\cot g \alpha} \cdot \xi_m^{p^*}$$

vale per strutture investite da frangenti del tipo “surging” ($\xi_m \geq 3,5$)

Il procedimento progettuale si apre con l’ipotesi di fondali al piede dell’opera limitanti per l’altezza d’onda significativa frangente H_{sb} . Secondo Kamphuis (1992) l’azione di progetto vale :

$$H_{sb} = 0,56 * e^{3,5m} * d_b$$

Ove m è la pendenza del fondo interessato al frangimento.

Nel caso specifico :

$$H_{sb} = 0,56 * e^{3,5 * 0,02} * 5,76 = 3,44 \text{ m.}$$

Ciò definito occorre ora conoscere il valore critico del parametro di Iribarren così definito :

$$\xi_{mc} = \left[(6,2 \cdot p^{0,31} \cdot \tan g\alpha) \right]^{\frac{1}{p+0,5}}$$

Con p = coefficiente adimensionale che esprime la permeabilità della struttura in funzione dei rapporti dimensionali tra mantellata e strato sottostante = 0,6

$$\text{Pertanto } \xi_{mc} = (6,20 \cdot 0,60^{0,31} \tan g18^\circ)^{\frac{1}{0,6+0,5}} = 1,71$$

Avevamo in precedenza calcolato $\xi_m = 2,23$

Essendo $\xi_{mc} < \xi_m$ otteniamo un frangimento di tipo “plunging” per cui vale l'applicazione della seconda formula del Van der Meer -

Pertanto l'espressione, ove calcolare D_{n50} diventa :

$$(a) \quad \frac{H_s}{\Delta \cdot D_{n50}} = 1,0 \cdot p^{*-0,13} \cdot \left(\frac{S}{\sqrt{N}} \right)^{0,2} \cdot \sqrt{\cot g\alpha} \cdot \xi_m^{p^*}$$

Dove :

$$N_s = \frac{H_s}{D_{n50}} = \text{numero di stabilità}$$

$$\Delta = \frac{\rho_r}{c_w} - 1 = \text{densità relativa dell'elemento lapideo}$$

$$D_{n50} = \left(\frac{M_{50}}{\rho_r} \right)^{\frac{1}{3}} = \text{diametro nominale dell'elemento lapideo}$$

M_{50} = massa dell'elemento mediano

$S = \frac{A_e}{D_{n50}^2}$ = coefficiente a dimensionale = livello di danno, uguale al rapporto area erosa intorno al livello medio mare ed il quadrato del diametro nominale dell'elemento lapideo.

N = numero di onde della mareggiata

$S_m = H_s/L_o$ = parametro di rapidità dell'onda

Non verificandosi la condizione :

$$0 < \frac{R_c}{H_0} < 1$$

Non verrà adoperato il fattore correttivo, pertanto

la nostra equazione (a) assume questi connotati :

$$\frac{4,00}{1,54 \cdot D_{n50}} = 1,0 \cdot 0,6^{0,13} \cdot \left(\frac{4}{\sqrt{2500}} \right)^{0,2} \cdot \sqrt{3} \cdot 2,23^{0,6}$$

Da questa espressione ricaviamo $D_{n50} = 1,60$ m

Per cui $W = \gamma_r \cdot D_n^3 = 10,64 \text{ ton}$.

Ciò comporta l'impiego di massi di 4^a categoria

B.5 Conclusioni

Alla luce di quanto sopra, per quanto concerne il prolungamento del molo a sezione completa per la porzione di frangiflutti dalla progressiva 27 fino alla prog. 34 oltre la testata, consistente nella risistemazione dell'analogo tratto danneggiato ed inabissato

durante le mareggiate del dicembre '99, questo è stato ipotizzato e verificato rettilineo dal modello matematico di diffrazione interna, composto dallo studio dell'Università.

L'andamento rettilineo rispetto alle altre soluzioni possibili, in special modo quella ad sviluppo curvilineo del molo sopraflutto così come supposta già nel precedente studio di fattibilità del completamento dell'opera portuale, rimane l'unica soluzione compatibile ed ottimale sia in termini di ridosso dello specchio acqueo dagli eventi sia del III° e IV° quadrante (1° settore principale di traversia) che del II° quadrante (2° settore principale di traversia), sia in termini di economicità dell'intervento.

Per le caratteristiche dell'onda incidente lungo il molo di sopraflutto, così come emerso dallo studio dell'Università, scaturisce, in definitiva, questo dimensionamento della sezione corrente:

- a) 1° tratto : da sezione 1 a 9 : opera a gettata con mantellata in massi naturali e con pendenza della scarpata esterna 1/3; muro paraonde a quota sommitale +5.00 m s.l.m. e suo rinfiacco in scogli; berma di metri 4,00 a quota +5,00 -
- b) 2° tratto : da sez. 9 a 32 : opera a gettata con mantellata in massi naturali con pendenza della scarpata esterna 1/3; muro paraonde a quota sommitale +5.00 m s.l.m. e suo rinfiacco in scogli; berma di metri 6,00 a quota +5,00 -
- c) 3° tratto : da sezione 32 a 33 : opera a gettata con mantellata in massi naturali in triplo strato e con pendenza della scarpata esterna 1/3 fino a quota -2,20 dal l.m.m., berma dinamica larghezza 5,00 metri e proseguimento della pendenza con scarpa 3/1; mantellata interna a scarpa 4/3 ; massiccio di coronamento in cls. a quota sommitale + 3,50 e muro paraonde a quota sommitale +5.00 m s.l.m. e suo rinfiacco in scogli;
- a) 4° tratto : da prog. 33 a 36, come il terzo ma senza la presenza del masso/paraonde
- b) testata

Calcolo delle strutture del molo sottoflutto

Verifica delle strutture

C. GENERALITA'

Per il dimensionamento delle sezioni tipo per il ripristino della testata del molo di sottoflutto del porto di Acquamorta in Monte di Procida (Na), sono state assunte le condizioni meteomarine di progetto determinate nella relazione meteomarina redatta dall'Università degli Studi di Napoli Federico II – Dipartimento di ingegneria idraulica ed ambientale-. In tale studio sono state calcolate le caratteristiche dell'onda al largo e sottocosta. L'altezza d'onda significativa di progetto al largo del porto di Acquamorta è pari a 2,62 m ($T_r = 50$ anni), con un periodo di picco di 6,96 secondi e con un settore di provenienza pari a 110-180°N.

Sottocosta, davanti all'imboccatura portuale, l'onda significativa acquisisce le seguenti caratteristiche (pag. 21 studio) :

4. $H_s = 2,00$ m - altezza d'onda significativa;
5. $T_p = 6,96$ s – periodo dell'onda di picco
6. il settore di provenienza degli eventi principali, rimane compreso fra 110° N e 180° N con direzione di riferimento per 161° N

E' stata verificata questa nuova soluzione di sezione definitiva valida dal punto di vista tecnico per il primo tratto di molo, a partire dalla sua radice nei pressi di punta torre Fumo: opera a gettata con mantellata in massi naturali e con pendenza della scarpata esterna 1/2, interna 4/3 e con massiccio di coronamento in cls. e quota sommitale del muro paraonde a + 3,50 m s.l.m.;

Successivamente sarà verificata la proposta di sezione provvisoria, ovvero la sezione priva di masso di carico e muro paraonde in cls. Questa scelta deriva dal fatto che l'intervento si concentra sul ripristino del molo sopraflutto, limitandosi, per quel che concerne il molo sottoflutto, alla ricostruzione del tratto terminale della scogliera del molo oltre la testata. Ciò anche in virtù del fatto che il molo, nella parte terminale dalla progressiva 0 testata compresa, alla sezione n.10, sarà salpato in futuro, per dare luogo ad un braccio sdoppiato per la conformazione dell'avamposto, in allineamento alla soluzione finale dell'opera (Tavola n°8), consigliata dallo studio del Dipartimento di ingegneria idraulica.

C.1 Mantellate

Per il dimensionamento della mantellata è necessario valutare l'altezza d'onda H_{sb} al piede dell'opera, che nel caso in esame, visti gli alti fondali d'imbasamento (circa 7,0 m), non risulta limitata dal frangimento, e si è quindi assunta un'onda di progetto con un'altezza significativa pari a 2,00 m, con un tempo di ritorno di 50 anni.

Di seguito è riportato il dimensionamento di queste.

C.2 Sezione corrente con opera a gettata tradizionale con mantellata in massi naturali

La mantellata esterna delle dighe è costituita dai classici massi naturali che assicurano una struttura robusta ed una buona dissipazione dell'energia del moto ondoso.

La messa in opera dei massi naturali dovrà essere effettuata alla rinfusa, nel senso che i massi sono posti in maniera disordinata ma tale da garantire comunque una porosità di circa il 35%. E' quindi sconsigliato l'uso di pezzature troppo assortite che aumentano l'intasamento e la stabilità del rivestimento, ma riducono l'assorbimento per permeazione incrementando i sormonti.

Il peso specifico è stato assunto pari 2600 kg/m^3 .

Per il dimensionamento dei massi si è utilizzata la collaudata formula di Hudson:

$$W_{50} = \frac{\gamma_m \times H_s^3}{\left(\frac{\gamma_m}{\gamma_w} - 1\right)^3 \times k_d \times \cot g \alpha}$$

dove :

H_s = altezza d'onda significativa (in m) funzione dell'altezza dei fondali.

W_{50} = peso medio teorico dei singoli massi (t)

γ_r = il peso specifico di volume dei massi, assunto pari a $2,6 \text{ t/m}^3$

γ_w = peso specifico dell'acqua marina, pari a $1,025 \text{ t/m}^3$

k_d = coefficiente di stabilità dipendente da numerosi parametri quali il tipo di masso, la pendenza, il tipo di onda, il numero di strati, la percentuale di danneggiamento assunta $< 5\%$; per onde non frangenti e con massi naturali disposti in dolce strato il k_d è uguale a 4.0 per le sezioni correnti e a 2.8 per le sezioni di testata (Allegato n° 1);

α = pendenza della scarpata sull'orizzontale, paria $\frac{1}{2}$

Considerando che il lavoro è pressoché incentrato sulla testata del molo, a vantaggio di sicurezza adopereremo il coefficiente unico pari a 2,8.

Si ottiene in questo modo un peso medio dei massi pari a 0,97 t sia per la sezione di testata che per la sezione corrente, valore che sarà incrementato per motivi di logicità.

Otteniamo dunque :

$$W_{(50)} = \frac{2,6 \times 2,00^3}{2,80 \times 1.536^3} \times \frac{1}{2} = 0,97 \text{ ton}$$

La sezione è verificata e saranno impiegati scogli della 2^a categoria;

Verificheremo ora il parametro di stabilità N_s

C.3) Verifica del parametro di stabilità

Una classifica delle opere a gettata dal punto di vista del comportamento della mantellata sotto l'azione del moto ondoso può farsi con l'ausilio del parametro di

stabilità $N_s = \frac{H_s}{\Delta \cdot D_n}$

in cui :

$$D_n = \left(\frac{W}{\gamma_r} \right)^{\frac{1}{3}} = \left(\frac{2,00}{2,6} \right)^{\frac{1}{3}} = 0,92$$

D_n = diametro nominale degli elementi = lato del cubo di eguale volume

H_s altezza d'onda significativa

Δ = densità relativa data da $\Delta = (\delta_r / \delta_w) - 1$ essendo δ_r la densità del materiale lapideo e δ_w quella dell'acqua marina.

La stabilità statica corrisponde a valori del parametro N_s compreso fra 1 ÷ 3

Nel caso specifico abbiamo : $N_s = \frac{2,00}{1,54 \times 0,87} = 1,41$

La stabilità statica è verificata in quanto il valore precedentemente calcolato, è compreso nel campo dei valori 1 ÷ 3

C.4) Spessore dello strato di mantellata

Lo spessore r viene ricavato dalla considerazione che questo è composto da n° due file di strati.

Spessore $r =$

$$r = nK_{\Delta} \cdot \left(\frac{W_{(50)}}{W_r} \right)^{\frac{1}{3}} = 2 \times 1,00 \times \left(\frac{2000}{2600} \right)^{0,333} = 1,84 \text{ metri}$$

Con :

$n =$ numero degli strati

$\gamma_r = 2600 \text{ kg/m}^3$ - peso specifico della roccia

$K_{\Delta} = 1$: coefficiente di strato per massi naturali disposti in triplice fila

$W_r =$ peso specifico dei massi

C.5) Verifica del II° strato (filtri)

Sopra il nucleo e al di sotto della mantellata delle scogliere tradizionali è necessario, per evitare il sifonamento del nucleo, interporre almeno uno strato filtro costituito da massi naturali di peso medio variabile tra 1/5 e 1/10 del peso dei massi sovrastanti; nel caso della sezione in esame si è previsto di utilizzare tout-venant con peso variabile da 1 a 100 kg. ;

Tale valore deriva sempre dalla nota formula di Hudson :

Il peso del masso tipo del II° strato risulta pertanto:

$$P_{II^\circ} = \frac{1}{5} \times \frac{\rho_s \cdot H_s^3}{K_{\Delta} \cdot (\Delta - 1)^3} \times \frac{1}{\cot g. \alpha} = \frac{1}{5} \times \frac{2,6 \times 2,00^3}{2,8 \times (2,5 - 1)^3} \times \frac{1}{2} = 195 \text{ Kg.}$$

Per determinare la dimensione (spessore) del filtro dovrebbe utilizzarsi la solita espressione

$$S = n K_{\Delta} (W / \gamma_r)^{1/3}$$

Ma essendo il peso degli elementi pari al tout-venant, lo strato filtro coincide anche con il nucleo della scogliera.

C.6 Testate

La testata delle dighe a scogliera rappresenta un tratto singolare e delicato di tali opere: quando le onde frangono su di essa si hanno velocità e forze d'impatto più pericolose per la stabilità rispetto alla sezione corrente anche per il mancato "riflusso" nel cavo d'onda ed il minore sostegno dei massi più esterni sul conoide. Inoltre per una specifica direzione del moto ondoso solo un'area limitata è fortemente esposta: quella intorno al medio mare nel settore posteriore alla parallela al fronte d'onda incidente. Un altro aspetto da tenere in considerazione è che la curva danno – altezza d'onda significativa - risulta essere più ripida di quella della sezione corrente a parità di danno ammissibile: ciò comporta che un aumento non previsto dell'altezza d'onda significativa può portare rapidamente al collasso della testata o di parte di essa.

Per la soluzione proposta è prevista la testata a scogliera tradizionale (staticamente stabile): per le soluzioni in massi naturali la testata sarà realizzata con massi disposti in doppio strato e con peso medio pari a 2,00 t;

Adotteremo sempre la formula di Hudson con $k_d = 2,8$

$$W_{50} = \frac{\gamma_m \times H_s^3}{\left(\frac{\gamma_m}{\gamma_w} - 1\right)^3 \times k_d \times \cot g\alpha} = \frac{2,60 \times 2,00^3}{1,536^3 \times 2,8 \times 2} = 0,97t.$$

Lo spessore della mantellata rimane inalterato e pari a 1,85 metri -

D. VERIFICA DI STABILITA' DEL MOLO DI SOTTOFLUTTO

D.1 Definizione di quota di cresta

La determinazione della quota sommitale della diga è dettata da considerazioni idrauliche, esecutive, economiche, estetiche e funzionali.

Quote basse di cresta conducono a risparmi di materiale (il volume aumenta quadraticamente con l'altezza) ed a miglioramenti estetico-paesaggistici (visione del mare). Peraltro si presentano alcune complicazioni costruttive e soprattutto si riduce

l'efficienza funzionale dell'opera nel contenimento dei sormonti con riduzione dell'agibilità della stessa opera e persino dello specchio protetto reso più agitato dalla ricaduta dei getti.

La definizione della quota di progetto nelle varie sezioni è legata soprattutto alla finalità di uso e quindi alla sicurezza funzionale nei confronti della tracimazione ondosa. Nel presente caso si hanno due soluzioni, la prima ove non è previsto il banchinamento della parte interna della diga a gettata (zona di testata), la seconda con la possibilità di ormeggio all'interno del bacino, utilizzando una banchina da realizzarsi. Pertanto si è adottata una quota di sommità (coronamento) pari a 3.5 m costituita dall'estradosso del muro paraonde.

La quota di cui sopra è d'altra parte necessaria per evitare danneggiamento del rivestimento lato porto.

Van der Meer, dopo una serie di prove su modello fisico, per la stabilità della scarpata lato porto di una diga a berma, ha proposto la seguente espressione:

$$S = \frac{R_c}{H_s} \times s_{op}^{1/3}$$

dove:

- R_c (m) è la quota di cresta della diga pari a 3,5 m.
- H_s (m) = 2.00 - l'altezza d'onda significativa
- $s_{op} = 0.05$ - ripidità di picco dell'onda significativa
- S è il danno

I livelli di danneggiamento sono sintetizzati nella seguente tabella:

livello di danneggiamento	Inizio	Moderato	serio
S	0.25	0.21	0.17

Assumendo $R_c = 3.5$ m si ottiene $S = 0.64$, che è un livello di danno tollerabile.

D.2) Verifica altezza di risalita e run-up

Per definire la quota di coronamento della diga atta ad evitare e/o contenere la tracimazione, adotteremo due metodi per il calcolo della risalita dell'onda;

il primo utilizza l' abaco dello SHORE PROTECTION MANUAL (Allegato n° 2) in cui per un determinato valore di H_s/T_s^2 e pendenza della mantellata, si ricava R_{ux}/H_s ovvero R_{ux} .

Pertanto i nostri dati di progetto sono i seguenti :

parametri delle caratteristiche dell'onda :

$$L_0 = \frac{g \cdot T^2}{2 \cdot \pi} = 76,67m.$$

$$T_s = 6,96 \text{ sec.}$$

$$H_{1/3} = 2,62 \text{ m.}$$

$$H_s = 2,00 \text{ m.}$$

$$DD = 161^\circ$$

$$\alpha = 2/1$$

Con :

L_0 = lunghezza d'onda di largo

T_s = periodo significativo

$H_{1/3}$ = altezza d'onda significativa di largo

H_s = altezza d'onda significativa sottocosta

DD. = Direzione di provenienza del flutto di largo

α = pendenze e/o scarpa della mantellata

R_c = altezza della cresta

Nota la scarpa del paramento (2/1) ed il rapporto $H_s/T_s^2 = 2,00 / 6,96^2 = 0,0413$ ricavo il valore $R_{ux}/H_s = 1,00$ per cui $R_{ux} = 1,00 * 2,00 = 2,00 \text{ m.}$;

L'altezza della cresta vale l'altezza di risalita più un franco di sicurezza e marea più il sovrizzo di tempesta.

Otteniamo così : $R_c = R_{ux} + \sigma = 2,00 + 1,30 + 0,20 = 3,50 \text{ m.}$

Col II° metodo invece abbiamo che l'aumento di livello dell'acqua sopra il medio mare, R_{ux} , può essere fornito, per mantellate di massi naturali e nucleo poco permeabile a scarpa costante e per livello di superamento x, dalla seguente formula :

$$(1) \frac{R_{ux}}{H_s} = b \cdot (\xi_m)^c \quad \text{per } \xi_m > 1,5$$

con ξ_m = numero di Irribarren o parametro di frangimento

Valutazione di ξ_m :

$$\xi_m = \frac{\tan g \alpha}{\sqrt{\frac{H}{L_0}}} = \frac{\tan g 30^\circ}{\sqrt{\frac{2,00}{75,67}}} = 3,55$$

Prenderemo a riferimento un livello di superamento del molo 0,02; ricaviamo $b=1,17$ e $c=0,46$ dalla tabella allegata

Livello di superamento x %	a	b	c	d
0,001	1,12	1,34	0,55	2,58
0,02	0,96	1,17	0,46	1,97
significativo	0,72	0,88	0,41	1,35

Per cui la (1) diventa :

$$R_{ux} = H_s \cdot b (\xi_m)^c = 2,00 \times 1,17 \times (3,55)^{0,46} = 4,19 \text{ metri}$$

Per livello di superamento significativo avrò invece $R_{ux} = 2,96 \text{ m}$.

D.3) Verifica di stabilità del massiccio di coronamento

Il massiccio di coronamento (sovrastuttura) di una diga frangiflutti è normalmente una struttura resistente a gravità ed ha la funzione di ridurre la portata di tracimazione e di consentire l'utilizzo della parte superiore della diga per alloggiarvi tubazioni o simili infrastrutture portuali e di consentire il transito ai mezzi per le operazioni di controllo e riparazione. Il massiccio è realizzato in conglomerato cementizio gettato in opera non armato o debolmente armato per resistere alle sollecitazioni flessionali dovute a possibili cedimenti differenziali della fondazione o alle spinte delle onde sul muro verticale. In ogni caso, per evitare che assestamenti di diversa entità portino alla rottura il

coronamento, il massiccio viene di norma realizzato a strati ognuno dello spessore massimo di 50 cm. ed in conci indipendenti di $5 \div 10$ m., intervallati da giunti. Per ridurre gli inconvenienti (lesioni) ascrivibili a possibili cedimenti differenziali, si fa trascorrere un certo tempo fra la ultimazione della infrastruttura e l'inizio della costruzione della sovrastruttura. E' ipotizzabile anche il favorire dell'assestamento attraverso operazioni di precarica.

Le forze idrodinamiche agenti sulla struttura di coronamento (muro paraonde) sono causate dall'azione della corrente pulsante che si sviluppa nella fase di risalita delle onde incidenti e che è funzione del tempo e dello spazio.

Lo schema strutturale è quello dell' *Allegato n° 3*

Orbene la pressione lungo il paramento verticale del manufatto può ritenersi dovuta alla somma di un contributo di tipo dinamico (pressione dinamica p_n) nonché un contributo statico (pressione statica F_s) e le sottopressioni $p(x,t)$ che agiscono al di sotto del manufatto.

Avendo come dati di progetto $T = 6,96$ sec. ; $H = 2,00$ m e $m = 0,02$ (pendenza del fondo), dal 1° diagramma (*Allegato n° 4*) ricavo H_{sb}/H_0 ; dal 2° diagramma (*Allegato n° 5*) ricavo d_b

Con:

d_b = profondità del fondale al frangimento;

H_{sb} = altezza d'onda significativa al frangimento ;

$H_{sb}/H_0 = 1,15$ da cui $H_{sb} = 2,30$ m

Dal II° diagramma $H_{sb}/gT^2 = 0,0046$ $d_b/H_{sb} = 1,10$

Da cui $d_b = 2,53$ metri;

- $h_c = 0,78 H_{sb} = 0,78 * 2,30 = 1,79$; ora per $\beta = 30^\circ$ $x_1 = 8,80$ metri e

$x_2 = 2H_{sb}/\text{tg } \beta = 6,21$ m

- La componente dinamica della Forza F_m vale :

$$F_m = h' p_m = \gamma \times \frac{d_b \times h_c}{2} \times \left(1 - \frac{x_1}{x_2}\right)^2 = 0,40 \text{ ton.}$$

da cui il momento ribaltante della Forza dinamica vale :

$$M_m = F_m \cdot h' = \frac{\gamma \cdot d_b \cdot h_c^2}{2} \times \left(1 - \frac{x_1}{x_2}\right)^4 = 0,125 \text{ tonm}$$

Momento ribaltante della componente idrostatica :

$$M_s = \gamma \frac{h_c^3}{6} \times \left(1 - \frac{x_1}{x_2}\right)^3 = 0,07 \text{ tm}$$

Momento della sottospinta

$$M_h = \gamma \cdot h \cdot \frac{d^2}{3} = 1.025 \cdot 4,0 \cdot \frac{2,60^2}{3} = 8,80 \text{ tonm}$$

Momento ribaltante totale :

$$M_t = M_m + M_s + M_h = 0,125 + 0,07 + 8,80 = 8,93 \text{ tonm}$$

Inversamente il Momento stabilizzante M_s vale :

Momento stabilizzante dovuto al masso di carico :

$$4,0^2 / 2 \times 2,0 \times 2,4 = 38,4 \text{ tonm}$$

Pertanto avremo :

coefficiente di sicurezza $\eta = M_s / M_t = 4,3 > 1,5$: stabile

D.4 Verifica della sezione provvisoria a sola scogliera senza massa di carico. Scogliera a cresta bassa.

Nel caso specifico, trattandosi di intervento dalla sez. 5 alla 0 per un tratto di metri 50, mirato alla ricostruzione del tratto stesso danneggiato ed inabissato, non essendoci la

presenza del masso di carico e del muro paraonde in cls. così come anche nel tratto precedente fino alla progressiva 16 per ml.110, non sarà ipotizzata, in questa fase di messa in sicurezza delle strutture portuali, la scogliera completa di masso in cls., ma la sola nuda scogliera del molo anche perchè il molo stesso, nel suo tratto terminale per una lunghezza di circa 100 metri, sarà poi salpato onde dare corso ad un suo sdoppiamento con sezione sempre priva di masso di carico e paraonde per motivi di economicità, atto a definire una rea di avamposto al bacino portuale. Pertanto la verifica della sezione con la presenza del masso/paraonde vale dalla radice fino alla progressiva n. 10 mentre, dalla prog. 10 alla testata sarà a sola scogliera.

Verificheremo, di seguito, la sezione secondo le formule di Van der Meer che portano in conto l'azione di onde irregolari e tenendo anche in conto che il frangiflutto è a cresta bassa in quanto il rapporto R_c/H è compreso nel campo $0,00 \div 1,00$

Per mantellate in massi naturali, sono state ottenute da Van der Meer 2 formule :

la prima di esse :

$$\frac{H_s}{\Delta \cdot D_{n50}} = 6,2 \cdot (p)^{0,18} \cdot \left(\frac{S}{\sqrt{N}} \right)^{0,2} \xi_m^{-0,5}$$

vale per opere soggette a onde frangenti del tipo "plunging" ($\xi_m \leq 2,5$)

La seconda :

$$\frac{H_s}{\Delta \cdot D_{n50}} = 1,0 \cdot p^{*-0,13} \cdot \left(\frac{S}{\sqrt{N}} \right)^{0,2} \cdot \sqrt{\cot g \alpha} \cdot \xi_m^{p^*}$$

vale per strutture investite da frangenti del tipo "surging" ($\xi_m \geq 3,5$)

Il procedimento progettuale si apre con l'ipotesi di fondali al piede dell'opera limitanti per l'altezza d'onda significativa frangente H_{sb} . Secondo Kamphuis (1992) l'azione di progetto vale :

$$H_{sb} = 0,56 * e^{3,5m} * d_b$$

Ove m è la pendenza del fondo interessato al frangimento.

Nel caso specifico :

$$H_{sb} = 0,56 * e^{3,5 * 0,02} * 2,53 = 1,50 \text{ m.}$$

Ciò definito occorre ora conoscere il valore critico del parametro di Iribarren così definito :

$$\xi_{mc} = \left[(6,2 \cdot p^{0,31} \cdot \tan g \alpha) \right]^{1/p+0,5}$$

Con p = coefficiente adimensionale che esprime la permeabilità della struttura in funzione dei rapporti dimensionali tra mantellata e strato sottostante = 0,6

$$\text{Pertanto } \xi_{mc} = (6,20 \cdot 0,60^{0,31} \tan g 30^\circ)^{1/0,6+0,5} = 2,76$$

Avevamo in precedenza calcolato $\xi_m = 3,55$

Essendo $\xi_{mc} < \xi_m$ otteniamo un frangimento di tipo “plunging” per cui vale l’applicazione della seconda formula del Van der Meer senza il coefficiente correttivo f_i in quanto non sussiste la condizione

$$0 < \frac{R_c}{H_0} < 1$$

Pertanto l’espressione, ove calcolare D_{n50} diventa :

$$(a) \quad \frac{H_s}{\Delta \cdot D_{n50}} = 1,0 \cdot p^{*-0,13} \cdot \left(\frac{S}{\sqrt{N}} \right)^{0,2} \cdot \sqrt{\cot g \alpha \cdot \xi_m^*}$$

Dove :

$$N_s = \frac{H_s}{D_{n50}} = \text{numero di stabilità}$$

$$\Delta = \frac{\rho_r}{c_w} - 1 = \text{densità relativa dell'elemento lapideo}$$

$$D_{n50} = \left(\frac{M_{50}}{\rho_r} \right)^{\frac{1}{3}} = \text{diametro nominale dell'elemento lapideo}$$

M_{50} = massa dell’elemento mediano

$S = \frac{A_e}{D_{n50}^2}$ = coefficiente a dimensionale = livello di danno, uguale al rapporto a rea
 erosa intorno al livello medio mare ed il quadrato del diametro
 nominale dell'elemento lapideo.

N = numero di onde della mareggiata

La nostra equazione (a) assume questi connotati :

$$\frac{2,00}{1,54 \times D_{n50}} = 1,0 \times 0,6^{0,13} \times \left(\frac{4}{\sqrt{2500}} \right)^{0,2} \times \sqrt{2} \times 3,55^{0,6}$$

Da questa espressione ricaviamo $D_{n50} = 0,76$ m

Per cui $W = \gamma_r \cdot D_n^3 = 1,14 \text{ ton.}$

Verranno impiegati massi della 2^a categoria con $W_{50} = 2$ t -.

D.5 Conclusioni

Riassumendo e sintetizzando i risultati proporzioniamo la sezione sottoflutto a sola
 scogliera, nel tratto finale, oltre testata, con le caratteristiche costruttive indicate nei
 grafici allegati; le pendenze delle mantellate saranno : esterna 2/1 ; interna 4/3 per la
 sommergenza della struttura; elementi lapidei di 2^a categoria con peso dell'elemento
 mediano di 2 ton.; spessore strato : 1,80 m. Il nucleo sarà in tout-venant e la testata in
 scogli di sola 3^a categoria.

Per quanto riguarda la previsione finale dell'intero assetto portuale, si ripete, il molo
 sottoflutto si biforcherà negli ultimi 100 metri dando così origine all'avamperto. In

questa fase progettuale specifica, l'ingombro della parte terminale del molo non coincide con la previsione planimetrica finale, ma diversamente non può essere fatto per ovvi e sostanziali motivi :

1. non può scegliersi di eseguire il braccetto esterno in quanto non ancora ridossato dal prolungamento totale del molo sopraflutto.
2. non può scegliersi di eseguire il braccetto più interno poiché, in termini di riduzione dell'agitazione interna sotto l'azione degli eventi provenienti da entrambi i settori di traversia, nulla cambia rispetto al molo parallelo tutt'ora esistente. Anzi vi è l'onere del salpamento che andrebbe , in questa fase di progetto di messa in sicurezza, a detrimento del prolungamento del molo sopraflutto e quindi del ridosso dell'intero bacino portuale.

La scelta quindi di completare, o meglio allungare, l'attuale parte terminale del molo sottoflutto, salvo future modifiche, è obbligata.

E) Riferimenti bibliografici

- AIPCN-PIANC ottobre 1997; Atti del *Corso di aggiornamento su regime e protezione dei litorali* a cura dell'ing. Ferrante Andrea
- Consiglio Superiore dei LL.PP. -CNR- : *Istruzioni tecniche per la progettazione delle dighe marittime*, a cura di Tomasicchio U., Franco L., Noli A., Lamberti A., Natale L. e altri (1994)
- Tomasicchio Ugo : *Manuale di ingegneria portuale e costiera* - 1998
- Pier Luigi Aminiti : *Indagine sperimentale sulla stabilità di una mantellata in tetrapodi e massi naturali*; AIPCN-PIANC Ottobre 1999 - Atti delle giornate di ingegneria costiera.
- Benassai Edoardo : *Appunti delle lezioni di Costruzioni Marittime*- Napoli 1978
- U.S. Coastal Engineering Research Center : *Shore Protection Manual* – 1977

F) Allegati

- Allegato n° 1 : Valori del coefficiente K_D
- Allegato n° 2: Run-up
- Allegato n° 3 : pressione dell'onda su una parete posta sopra il livello mare
- Allegato n° 4 : Altezza d'onda al frangimento H_b in funzione della ripidità H_s/T^2
- Allegato n° 5 : Abaco H_b/gT^2 - d_b/H_b

Esempi di valori consigliati del coefficiente K_D per determinare il peso degli elementi di mantellata.(1)

Criterio di "non danneggiamento" con limitata trascinazione							
Elemento	n (3)	Posa in opera	Sezione corrente		Testata		
			K_D (2)		K_D		Scarpa Cot α
			Onda frangente	Onda non frangente	Onda frangente	Onda non frangente	
Masso naturale							
arrotondato	2	alla rinfusa	1.2	2.4	1.1	1.9	da 1,5 a 3.0 (5)
arrotondato	>3	alla rinfusa (4)	1.6 (4)	3.2	1.4 (4)	2.3	
a spigoli vivi	2	alla rinfusa	2.0	4.0	1.9	3.2	1.5
					1.6	2.8	2.0
					1.3	2.3	3.0
a spigoli vivi	>3	alla rinfusa	2.2	4.5	2.1	4.2	(5)
a spigoli vivi	2	speciale (6)	5.8	7.0	5.3	6.4	(5)
Parallelepipedo (7)	2	speciale (1)	7.0-20.0	8.5-24.0	--	--	
Tetrapodo e Quadripodo	2	alla rinfusa	7.0	8.0	5.0	6.0	1.5
					4.5	5.5	2.0
					3.5	4.0	3.0
Tribar	2	alla rinfusa	9.0	10.0	8.3	9.0	1.5
					7.8	8.5	2.0
					6.0	6.5	3.0
Dolos	2	alla rinfusa	15.8 (8)	31.8 (8)	8.0	16.0	2.0 (9)
					7.0	14.0	3.0
Cubo modificato	2	alla rinfusa	6.5	7.5	--	5.0	(5)
Hexapod	2	alla rinfusa	8.0	9.5	5.0	7.0	(5)
Toskane	2	alla rinfusa	11.0	22.0	--	--	(5)
Masso naturale (K_{RR}) assortiti	-	alla rinfusa	2.2	2.5	--	--	

- (1) AVVERTENZA: i valori di K_D scritti in *italico* non sono stati prodotti da apposite prove di laboratorio e, pertanto, sono riportati solo per consentire una progettazione preliminare dell'opera.
- (2) Per pendenze comprese tra 1/1.5 a 1/5.
- (3) n è il numero di elementi compresi nello spessore della mantellata (numero di strati).
- (4) Non è consigliato l'uso di un singolo strato nelle mantellate di massi naturali sottoposte a onde frangenti. Nel caso di onde non frangenti, è ammissibile il singolo strato solo nel caso di una attenta posa in opera dei massi.
- (5) Nelle more dell'acquisizione di più dettagliate informazioni sulla variazione del coefficiente K_D con la pendenza, l'uso del K_D dovrebbe essere limitato a pendenze comprese tra 1/1.5 a 1/3. Alcune prove su elementi di mantellata in testata mostrano una relazione funzionale tra K_D e pendenza.
- (6) Speciale posa in opera con l'asse maggiore del masso posto normalmente al piano della mantellata.
- (7) Massi sagomati con forma parallelepipedica quando la maggiore dimensione lineare è circa 3 volte più grande della piccola (Markle e Davidson, 1979).
- (8) I valori si riferiscono al criterio di "non danneggiamento" (spostamenti e oscillazioni dei massi < 5%); se non si tollera l'oscillazione dei dolos (< 2%) occorre ridurre il K_D del 50% (Zwamborn e Van Niekerk, 1982).
- (9) La stabilità del dolos su pendenze superiori a 1/2 dovrebbe essere indagata con apposite prove su modello in funzione delle locali condizioni al contorno.

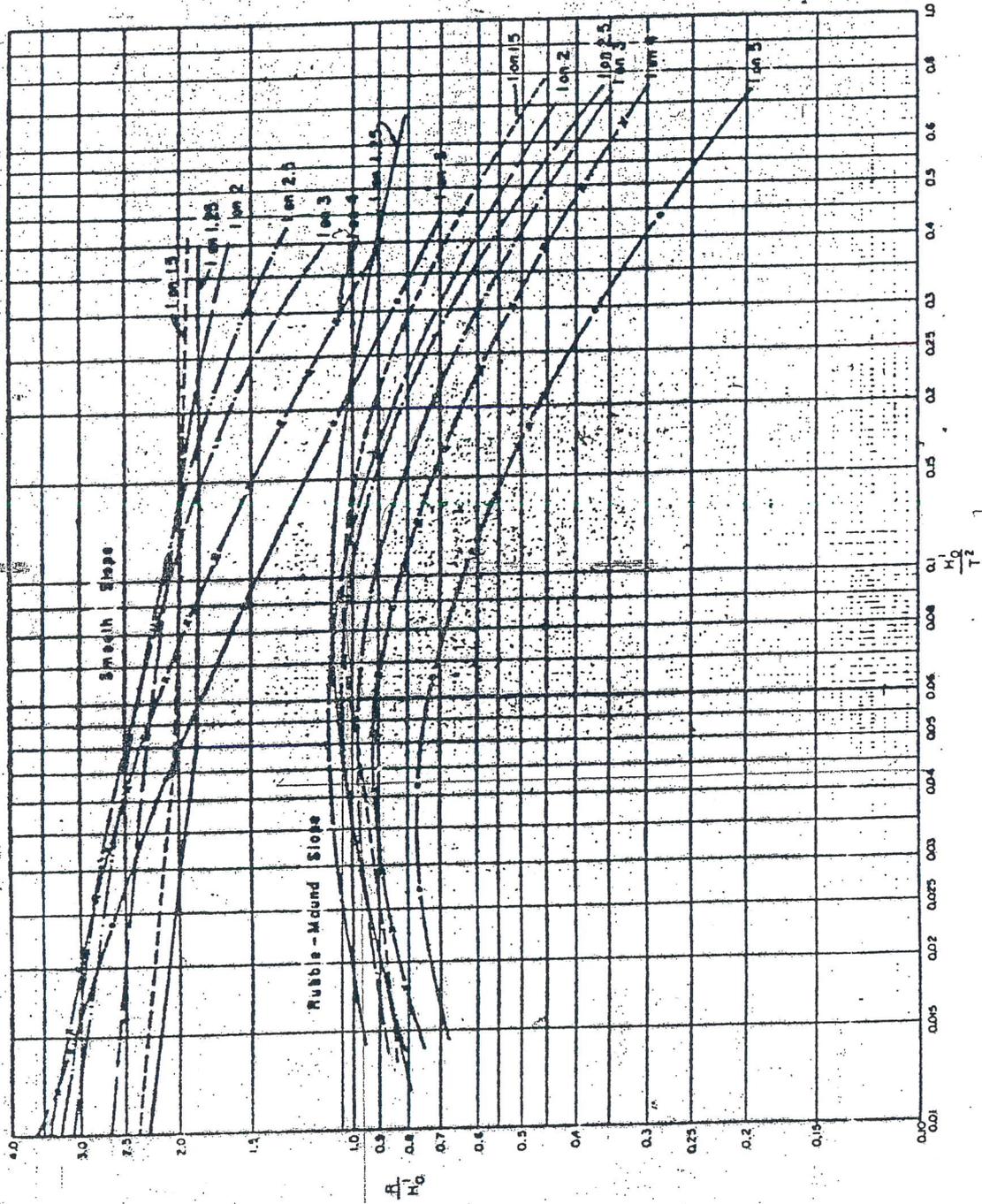
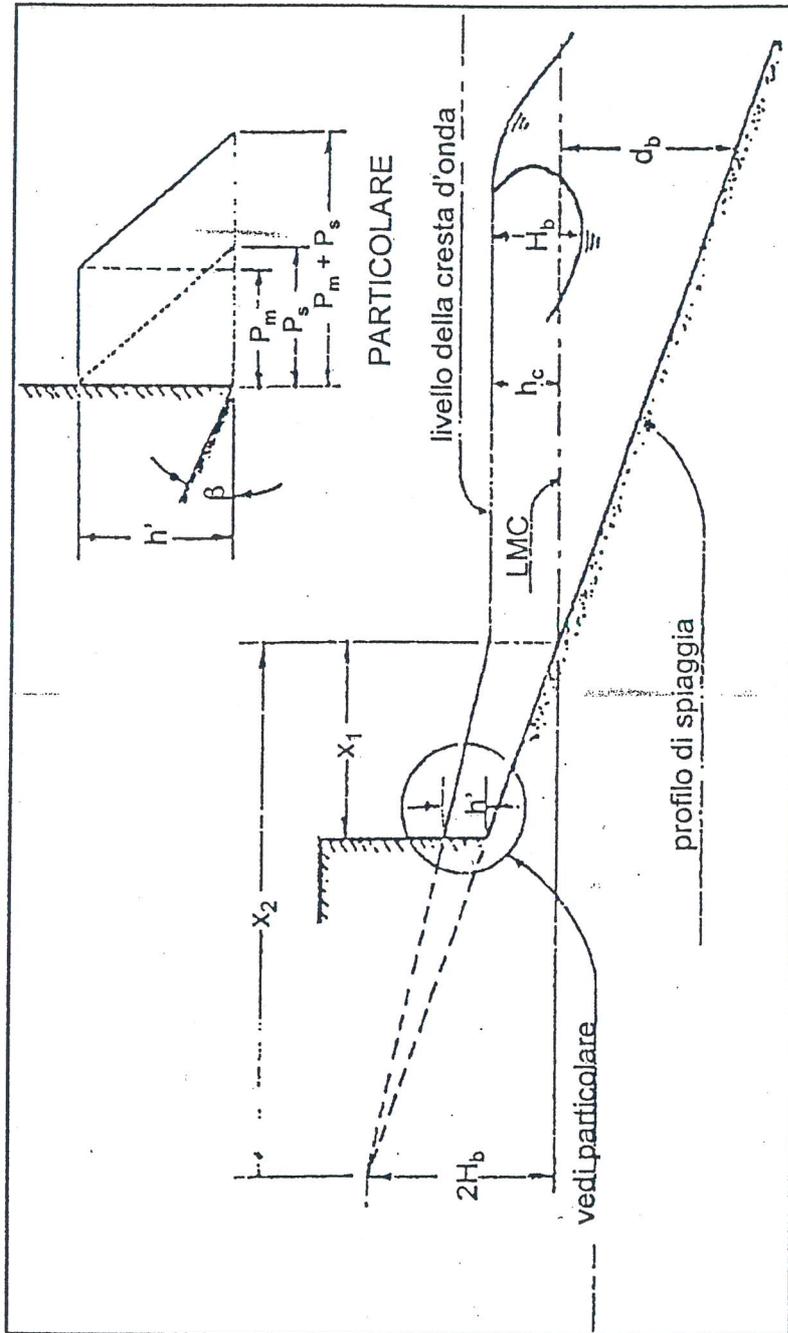


FIGURE 3-12 WAVE RUNUP ON RUBBLE-MOUND AND SMOOTH SLOPES

FOR VALUES OF $\frac{d}{H_0} > 3$



Pressione dell'onda provocata da onde frangenti su parete posta sopra il livello del

mare

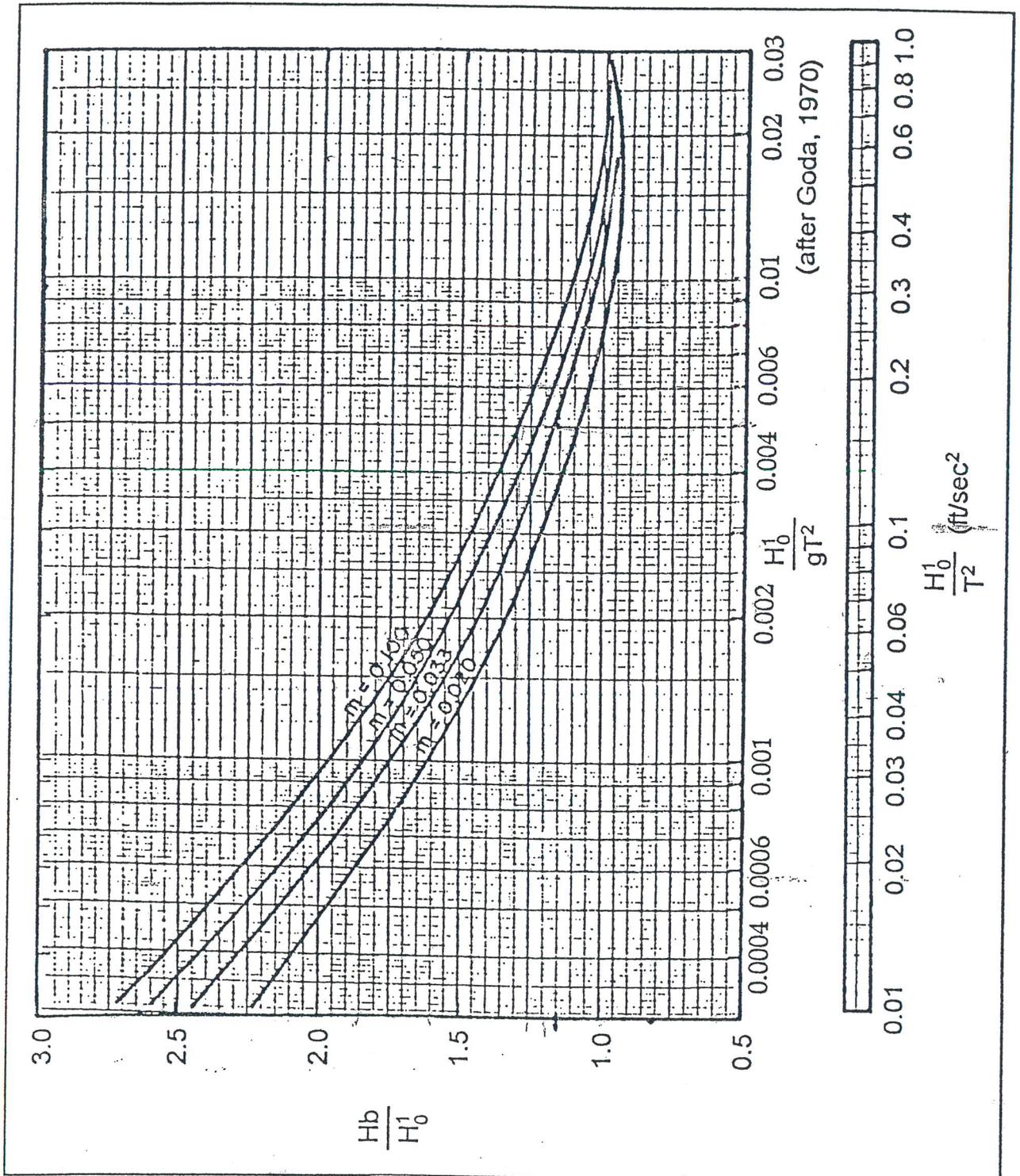


Fig. 18.29 - Altezza d'onda al frangimento H_b in funzione della ripidità dell'onda H_0/T^2

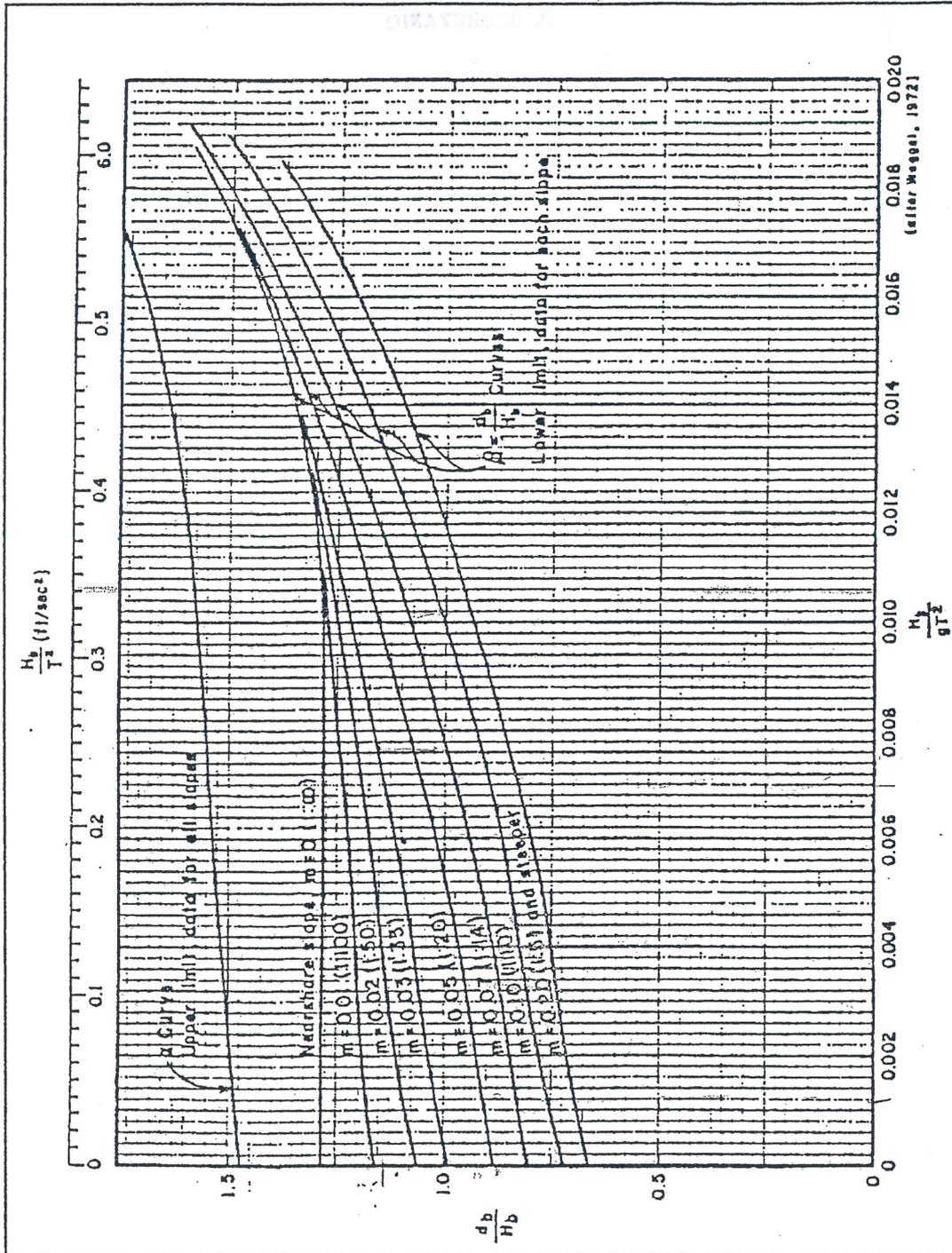


Fig. 18.30