



UNIONE EUROPEA



REPUBBLICA ITALIANA



REGIONE CALABRIA



CITTA' METROPOLITANA DI REGGIO CALABRIA

Settore 13 Difesa del Suolo e Salvaguardia delle Coste
Edilizia e Impiantistica Sportiva

PROGETTO DEFINITIVO - ESECUTIVO



LAZZARO



SALINE

TITOLO ELABORATO

OPERE COSTIERE: TIPOLOGIA E DIMENSIONAMENTO PARAGGIO SALINE

SCALA:			SEZIONE			ELABORATO N.		
			003 - B			004		
REVISIONI	3							
	2							
	1	agg. CdS	Aprile 2018					
	0	EMISSIONE	Settembre 2017					
	N°	MODIFICA	DATA	FIRMA	DATA	FIRMA	DATA	FIRMA
		DISEGNATO		CONTROLLATO		APPROVATO		

PROGETTAZIONE:

ing. Ezio Maria Giuseppe TRIPODI
via Nazionale, 104 89062 Motta San Giovanni - Lazzaro (RC)
e-mail trends@libero.it
tel./fax 0965713367 cell.3331095009

RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO:

DOTT. ARCH. GIUSEPPE BENCIVINNI
CITTA' METROPOLITANA DI REGGIO CALABRIA
Settore 13 Difesa del Suolo e Salvaguardia delle Coste
Piazza Italia 89100 Reggio Calabria
P.I. 80000100802 fax 0965.895067 - 858519

RESPONSABILE DEL SETTORE:

DOTT. ING. PIETRO FOTI
CITTA' METROPOLITANA DI REGGIO CALABRIA
Settore 13 Difesa del Suolo e Salvaguardia delle Coste
Piazza Italia 89100 Reggio Calabria
P.I. 80000100802 fax 0965.895067 - 858519

INTERVENTI DI DIFESA COSTIERA SUL TRATTO DI LITORALE DA
SALINE IONICHE DEL COMUNE DI MONTEBELLO IONICO A
LOCALITA' LAZZARO DEL COMUNE DI MOTTA SAN GIOVANNI.

OPERE COSTIERE: TIPOLOGIA E DIMENSIONAMENTO PARAGGIO SALINE

Aprile 2018

1 PREMESSA

In allegato si riporta la "**Relazione sulle opere costiere: scelta tipologica, dimensionamento strutture e ripascimento**" redatta dal prof. ing. Fabio Filianoti per conto della Provincia di Reggio Calabria per la redazione della progettazione di altre opere marittime insistenti nello stesso paraggio.



AMMINISTRAZIONE PROVINCIALE DI REGGIO CALABRIA

**DIMENSIONAMENTO DEI PENNELLI E STIMA
DELL'EFFICIENZA IDRAULICA**

Gennaio 2013

1 DIMENSIONAMENTO DEI PENNELLI DI PROTEZIONE COSTIERA

1.1 Determinazione dello stato di mare convenzionale di progetto

1.1.1 Caratteristiche ondose al largo

L'altezza significativa dello stato di mare convenzionale di progetto $h(R)$, dipende dai valori della vita di progetto L e della probabilità di accadimento \mathcal{P} . Per i diversi tipi di strutture tali valori sono indicati nelle tabelle 1.1-2 tratte dalle Istruzioni Tecniche per la Progettazione delle Dighe Marittime, del Ministero dei Lavori Pubblici. Per le gettate di massi naturali o artificiali viene indicato anche un secondo valore di \mathcal{P} (v. tabella 1.3), in quanto per tali strutture è prescritto un doppio livello di verifica. Si deve verificare che la struttura possa resistere, pur subendo delle modifiche della configurazione d'insieme ma senza crollare, sotto l'azione di onde con una probabilità relativamente piccola di verificarsi durante la vita di progetto; ed inoltre si deve verificare che la struttura possa resistere pressoché indenne (con solo qualche piccolo assestamento dei massi) ad onde che hanno una maggiore probabilità di verificarsi.

Il livello di sicurezza 1 si riferisce ad opere di interesse locale il cui collasso comporti un rischio minimo di perdita di vite umane o di danni ambientali. Il livello di sicurezza 2 si riferisce ad opere il cui collasso comporti un moderato rischio di perdita di vite umane o di danni ambientali. Il livello di sicurezza 3 si riferisce ad opere di interesse sopranazionale il cui collasso comporti un elevato rischio di perdita di vite umane o di danni ambientali.

Nel nostro caso possiamo assumere livello di sicurezza 1 e infrastruttura ad uso specifico, il che comporta $L = 15$ anni.

La ripercussione economica viene valutata in base al rapporto fra i costi diretti ed indiretti del danneggiamento ed il costo totale per la realizzazione dell'opera. Essa è bassa, media o alta a seconda che il predetto rapporto sia minore di 5, sia compreso fra 5 e 20, o sia maggiore di 20.

Nel nostro caso possiamo assumere ripercussione economica bassa e rischio limitato per le vite umane, il che comporta $\mathcal{P} = 0.20$ nel caso di distruzione totale dell'opera e $\mathcal{P} = 0.50$ nel caso di danneggiamento incipiente. Dai valori di L e \mathcal{P} otteniamo il periodo di ritorno R dello stato di mare di progetto mediante l'equazione

$$R(L, \mathcal{P}) = L / \ln\left(\frac{1}{1 - \mathcal{P}}\right), \quad (1.1)$$

e l'altezza significativa corrispondente a R mediante l'equazione:

$$R(H_s > h) = \frac{\bar{b}(h)}{1 + u\left(\frac{h}{w}\right)^u} \exp\left(\frac{h}{w}\right)^u. \quad (1.2)$$

In definitiva, dalla Tab. 1.1 dello Studio Idraulico-Marittimo si ottiene:

$R = 22 \text{ anni} \Rightarrow h(R) = 6.0 \text{ m}$ incipiente danneggiamento,

$R = 67 \text{ anni} \Rightarrow h(R) = 6.6 \text{ m}$ distruzione totale.

Tab. 1.1 – $L =$ vita di progetto.

livello sicurezza →			
infrastruttura ↓	1	2	3
uso generale	25	50	100
uso specifico	15	25	50

Tab. 1.2 – $\mathcal{P} =$ probabilità di accadimento per verifica a distruzione totale

Ripercussione economica	Rischio limitato per vita umana	Rischio elevato per vita umana
bassa	0.20	0.15
media	0.15	0.10
alta	0.10	0.05

Tab. 1.3 – \mathcal{P} = probabilità di accadimento per verifica a danneggiamento incipiente (solo opere a gettata).

Ripercussione economica	Rischio limitato per vita umana	Rischio elevato per vita umana
bassa	0.50	0.30
media	0.30	0.20
alta	0.25	0.15

1.1.2 Caratteristiche ondose sottocosta

Le dimensioni delle onde (altezza e lunghezza) variano nel corso della propagazione del moto ondoso dal largo verso riva a causa dei fenomeni di shoaling-rifrazione. Nel caso degli stati di mare di progetto individuati al par. precedente, essi hanno la massima probabilità di presentarsi davanti alla costa di Riace con direzione di propagazione al largo inclinata di 50° rispetto alla normale alla costa. (cfr. Tab. 2.2 dello Studio Idraulico-Marittimo).

L'effetto giocato dalla rifrazione (il fenomeno che tende a allineare i fronti d'onda con le batimetriche) nell'attenuare l'altezza delle onde è, a parità di ogni altro fattore, tanto maggiore quanto più inclinati sono i fronti d'onda al largo rispetto alle batimetriche. Pertanto, lo stato di mare incidente inclinato di 50° rispetto alla normale si presenta sulla profondità di frangimento con un'altezza significativa ridotta del 12% circa (per entrambi gli stati di mare di progetto).

L'evoluzione dei fronti d'onda durante la propagazione dal largo a riva viene ad essere modificata quando interviene il frangimento. Si tratta di un fenomeno di instabilità dell'onda innescato dall'eccessiva altezza rispetto alla profondità corrente del fondo, o dall'eccessiva altezza rispetto alla lunghezza dell'onda stessa. Nel caso degli stati di mare da 6.0 m di H_s e da 6.6 m di H_s , il frangimento avviene per eccessiva altezza rispetto alla profondità del fondo, e si verifica su un fondale di 6.5 m di profondità nel caso dello stato di mare da 6.0 m di altezza significativa, e su un fondale di 7.2 m nel caso dello stato di mare da 6.6 m (cfr. Tab. 2.1 dello Studio di Idraulica-Marittima). Al frangimento la direzione di propagazione forma un angolo di 20° circa con la normale alla linea di costa. A partire dalla profondità del frangimento si verifica un'attenuazione progressiva dell'altezza d'onda, via via che il fondale si riduce, ne consegue che l'altezza d'onda si riduce fino a diventare zero sulla battigia. La testata del pennello è posizionata su un fondale di circa 3.0 m di profondità, si tratta di una

profondità di inferiore alla profondità del frangimento degli stati di mare di progetto. Pertanto, c'è da attendersi che l'altezza significativa si riduca ulteriormente avanzando nel tratto di mare compreso tra la profondità del frangimento e la testata del pennello.

Per valutare l'entità di questa attenuazione possiamo fare ricorso al modello proposta da Janssen e Battjes (Coastal Engineering 54, 2007) per la stima dell'altezza delle onde, nella "surf-zone" sia in condizioni di sottosaturazione sia in condizioni di sovrasaturazione. Poiché il fenomeno dipende marcatamente dalla pendenza del fondale, per i calcoli verrà assunta una pendenza di 1:5, la quale è la pendenza risultante dell'ultimo tratto del rilievo batimetrico indicato nella Fig. 1.1.

I risultati del modello sono mostrati nelle Figg. 1.2 e 1.3 rispettivamente per lo stato di mare da 6.0 m di H_s e da 6.6 m. Come si vede dalle figure l'altezza significativa sulla profondità di 3 m (profondità alla testata dei pennelli barriera) si riduce a

$H_s = 5.7$ m nel caso di incipiente danneggiamento,

$H_s = 6.2$ m nel caso di distruzione totale.

Profilo della spiaggia ortogonale alla linea di riva

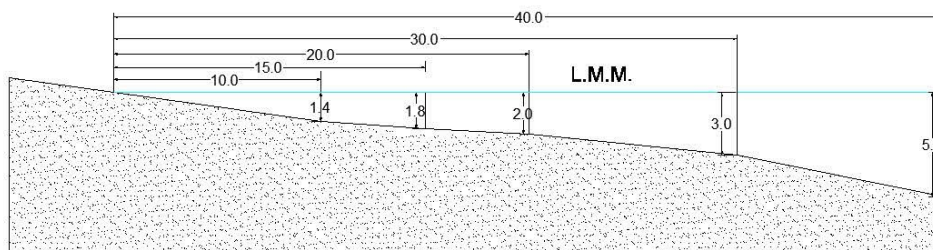


Fig. 1.1. Profilo trasversale tipo della spiaggia immersa davanti al paraggio di Riace.

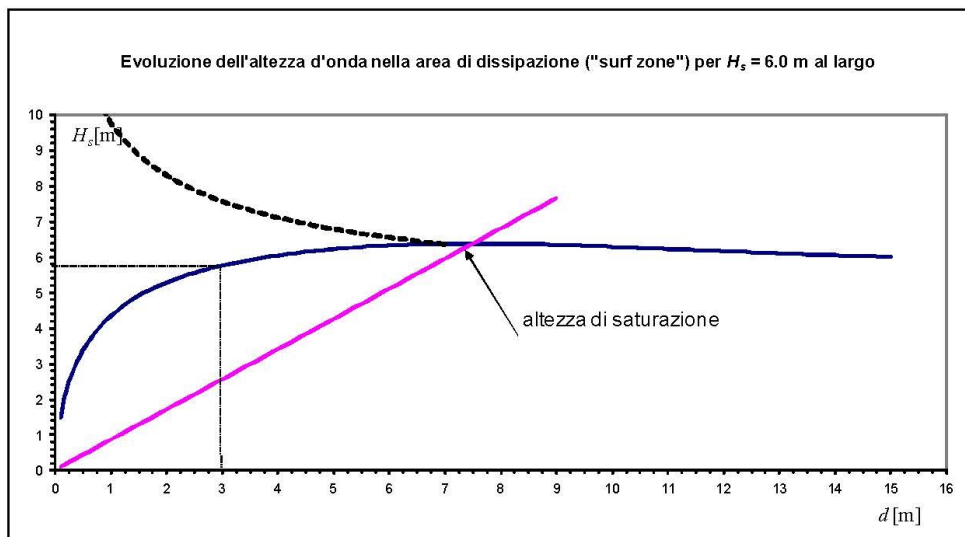


Fig. 1.2. Variazione dell'altezza significativa con la profondità all'interno della zona dei frangenti (surf-zone). La curva si riferisce ad uno stato di mare con $H_s = 6.0$ m.

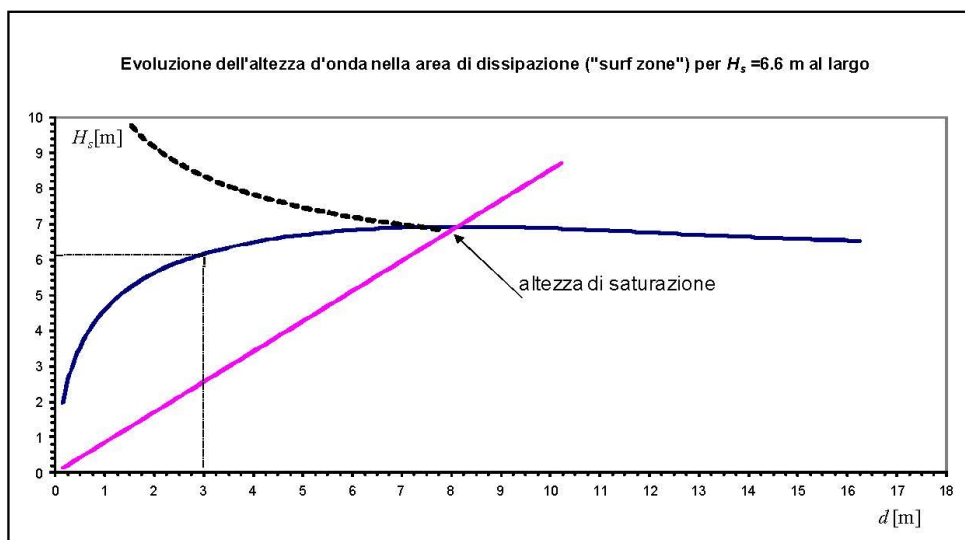


Fig. 1.3. Variazione dell'altezza significativa con la profondità all'interno della zona dei frangenti (surf-zone). La curva si riferisce ad uno stato di mare con $H_s = 6.6$ m.

2 STABILITÀ E EFFICIENZA IDRAULICA DELLA BARRIERA

2.1 Criterio di dimensionamento della mantellata

La Figura 2.1 mostra una sezione trasversale tipo del pennello. Il significato dei simboli è riportato nella Tab. 2.1. La Figura 2.2 ne mostra una sezione longitudinale tipo. Come si vede, si adotta un pennello ad altezza di cresta variabile, poiché la stessa segue l'andamento del fondale.

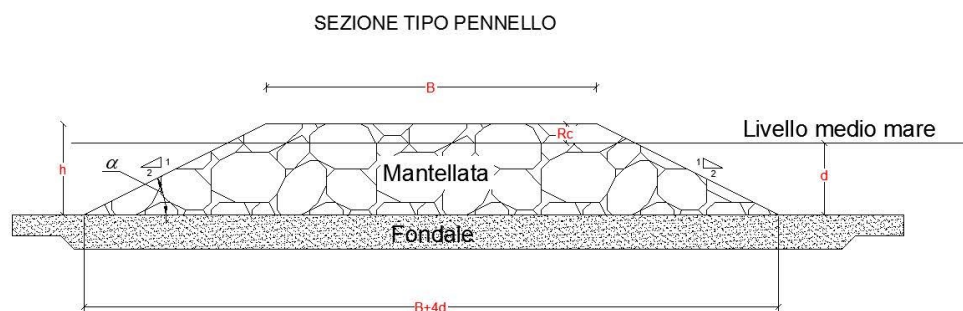


Fig. 2.1. Schema tipo di una sezione trasversale di un pennello a gettata di massi.

Tab. 1.1. Significato dei simboli utilizzati nella Fig. 2.1.

B	=	berma mantellata
Rc	=	Altezza cresta rispetto l.m.m.
d	=	altezza del fondale naturale
α	=	angolo formato dal paramento col fondale
h	=	Altezza cresta dal fondale

La mantellata della struttura, sarà realizzata con massi naturali di forma generica caratterizzati dal valore del diametro nominale mediano D_{NSOM} , calcolato secondo il criterio di stabilità degli elementi definito da Van der Meer:

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50M}} = N_s \quad (2.1)$$

$$N_s = 6.2P^{0.18} \left(\frac{S}{\sqrt{N}} \right)^{0.2} \mathcal{G}_m^{-0.5} \text{ per frangimento plunging;} \quad (2.2)$$

$$N_s = 1.0P^{-0.13} \left(\frac{S}{\sqrt{N}} \right)^{0.2} \sqrt{\cotg \alpha} \mathcal{G}_m^P \text{ per frangimento surging.} \quad (2.3)$$

con

$$\mathcal{G} = \tan \alpha / \sqrt{H_{s0} / L_{m0}}, \quad (2.4)$$

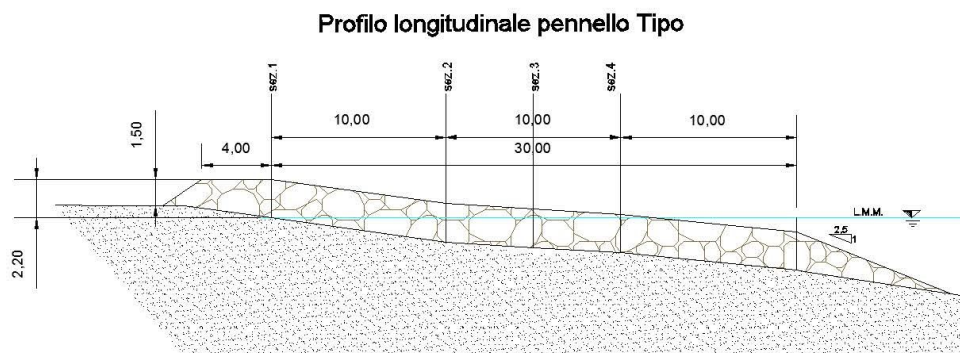


Fig. 2.2. Schema di una sezione longitudinale tipo del pennello per Riace Jonica.

La transizione tra frangimento plunging e frangimento surging può essere stimata facendo uso della relazione

$$\mathcal{G}_{mc} = \left[6.2P^{0.31} \sqrt{\tan \alpha} \right]^{1/(P+0.5)}, \quad (2.5)$$

[Il significato delle grandezze fisiche nelle eqq. (2.1-5) e dei simboli utilizzati per descriverle è riportato nella Tab.2.2.]

Per scegliere a cresta bassa, ovvero per quelle opere che vengono frequentemente

tracimate dalle onde, le formule (2.3) e (2.3) risultano conservative. Van der Meer suggerisce un fattore di riduzione del diametro tanto maggiore quanto minore è l'altezza della cresta dell'opera rispetto al livello medio del mare. La correzione proposta è data dall'espressione

$$D_{n50M} = \frac{1}{1.25 - 4.8R_c^*} \quad \text{con} \quad 0 < R_c^* < 0.052, \quad (2.6)$$

dove

$$R_c^* = \frac{R_c}{H_s} \sqrt{s_{op}/2\pi}, \quad (2.7)$$

dove s_{op} rappresenta la ripidità delle onde considerando il periodo di picco T_p . Nel seguito applicheremo la (2.6) ponendo $R_c = 0$, in considerazione del fatto che l'altezza del pennello è variabile e presenta valori positivi in prossimità della riva e valori negativi (pennello sommerso) vicino alla testata del pennello.

Assumendo di realizzare l'opera con massi naturali disposti almeno su due file, possiamo considerare una permeabilità P dell'opera pari a 0.5 (secondo van der Meer). Quanto al valore dell'altezza significativa di progetto, possiamo assumere i valori ricavati alla sez. 1.1.2, e cioè 5.7 m per la condizione di danneggiamento incipiente, e 6.2 m per la distruzione totale. Il numero medio N di onde nello stato di mare di progetto è pari al rapporto tra la durata convenzionale dello stato di mare (mostrata nella Fig. 1.1) e il periodo medio delle onde, il quale può essere assunto pari a $0.78T_p$ (relazione valida per spettro JONSWAP medio). Abbiamo

$$N = 6900 \text{ per } H_s = 5.7 \text{ m e } N = 6150 \text{ per } H_s = 6.2 \text{ m.}$$

Il valore del parametro \mathcal{S} risulta pari a 1.91, mentre il valore critico definito dalla (2.5) è pari a 3.45. Pertanto siamo in presenza di frangimento plunging, e quindi useremo l'espressione (2.2) per il dimensionamento dei massi della mantellata. Quanto al valore da attribuire al parametro S che indica il livello di danno subito dalla struttura, van der Meer indica le seguenti soglie

$0 < S < 2$ nessun danno o insorgenza di danni;

$5 < S < 8$ danni moderati;

$S > 8$ distruzione dell'opera.

L'andamento di N_S in funzione del parametro S è rappresentato in Fig. 2.2. Per $S = 2$ la struttura subisce un danno lieve. Per $S = 5$ la struttura subisce un danno moderato. Per $S = 12$ la struttura subisce un danno grave. Come si vede alla condizione di danneggiamento moderato corrisponde un N_S pari a circa 1.9. Mentre alla condizione di danneggiamento grave, un N_S pari a 2.77.

Sostituendo questi valori di N_S nell'eq. 2.1 insieme ai valori di progetto dell'altezza d'onda significativa H_S , pari a 5.7 m in condizioni di incipiente danneggiamento e a 6.2 m, per il danneggiamento grave, nonché imponendo un peso specifico dei massi naturali pari a 26.5 kN/m³ ($\Delta = 1.59$), si ottiene $D_{50M}=1.87$ m ($M_{50M} = 173.6$ kN) per l'incipiente danneggiamento e $D_{50M}=1.40$ m ($M_{50M} = 73.6$ kN) per la condizione di distruzione totale. Tenendo conto del fattore di riduzione del D_{50M} apportato dalla eq. (2.6), si arriva a un diametro nominale medio pari a $D_{50M} = 1.48$ m e ad un peso nominale del masso pari a 88 kN. Al fine di garantire condizioni ottimali di stabilità ed efficienza, lo spessore della mantellata sarà assunto pari a $2D_{50M}$, concordemente a quanto stabilito nelle ITD95. Infine i paramenti del pennello saranno realizzati con una pendenza di 1/2.

L'ampiezza della berma B , in corrispondenza della cresta della scogliera viene assunta pari alla larghezza di cinque massi della mantellata, vale a dire $B = 8.0$ m.

Tab. 2.2. Significato dei simboli utilizzati nelle equazioni 2.1 – 2.3.

h	=	altezza della barriera;
H_s	=	altezza significativa di progetto;
T_p	=	periodo di picco dell'onda di progetto;
T_m	=	periodo medio delle onde nello stato di mare di progetto
Δ	=	$(\rho_s / \rho_w - 1)$ = densità relativa del materiale impiegato;
P	=	permeabilità della mantellata
ρ_s	=	densità del materiale costituente la mantellata (materiale lapideo);
ρ_w	=	densità dell'acqua;
d	=	profondità di imbasamento dell'opera;
D_{n50M}	=	$(M_{50M} / \rho_s)^{1/3}$ diametro nominale del masso di peso mediano;
M_{50M}	=	peso minimo dei massi
S	=	danno ammissibile per gli elementi della struttura;

Per confronto, si è proceduto al calcolo del peso del masso della mantellata con il criterio suggerito da Ahrens (1987) per le scogliere cosiddette “dinamicamente stabili” (“reef breakwater”). Si tratta di opere alle quali è consentito un certo grado di assestamento sotto l'azione delle onde. Assestamento che si manifesta anche attraverso un abbassamento

dell'altezza della cresta. Si è trovato che il limite inferiore della dimensione del masso, al di sotto del quale si produce l'abbassamento è $D_{50M} = 1.24$ m (e quindi $M_{50M} = 50.5$ kN).

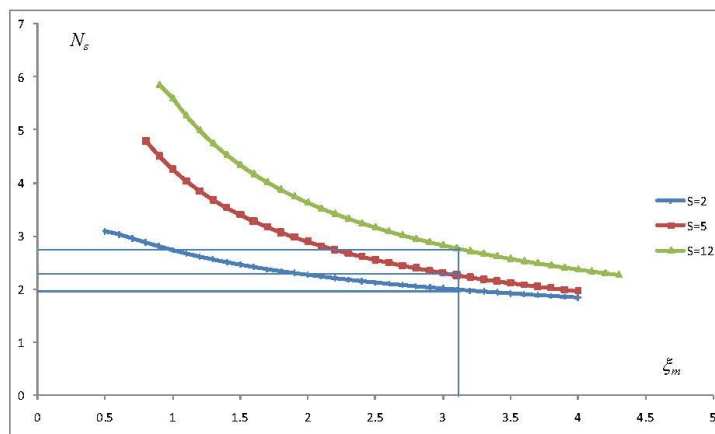


Fig. 2.2 – Andamento del numero di stabilità N_s in funzione della ripidità media delle onde ξ_m .

2.2 Dimensionamento delle testate

Le testate dei moli rappresentano punti singolari di interazione col moto ondoso, e sono sede di fenomeni fisici particolari: “Quando un’onda si trova a frangere su un ostacolo arrotondato si producono forti velocità e grandi valori di pressione” (Jensen, 1984 ‘A monograph on rubble mound breakwaters’, DHI). Per assegnata direzione di propagazione delle onde, solo una porzione di estensione limitata della testata risulta fortemente esposta all’azione del moto ondoso. Si tratta di un’area in prossimità del livello di medio mare situata nella zona d’ombra a $120^\circ \div 150^\circ$ rispetto alla direzione di attacco delle onde. Generalmente per far fronte alle sollecitazioni che si producono in corrispondenza delle testate, più intense rispetto alle sollecitazioni in sezioni appartenenti al tronco diga, si adottano massi di dimensioni maggiori rispetto a quelli adoperati per le sezioni correnti e si profilano le testate a forma troncoconica. In questo caso essendo la testata del pennello sommersa, non è necessario incrementare le dimensioni dei massi rispetto ai valori ricavati nella sezione precedente per i massi della mantellata. Tuttavia, in considerazione anche della maggiore ripidità dei fondali riscontrata nel corso dei rilievi batimetrici in corrispondenza delle profondità prossime a quelle delle testate, si adotta una pendenza della mantellata in testata inferiore di 1:2.5 in luogo del valore di 1:2 adottato per i paramenti.

2.2 Efficienza idraulica dei pennelli

Il valore dell'altezza di cresta R_c e della larghezza B alla sommità alla barriera (larghezza della cresta) vengono scelti in maniera da proporzionare la trasmissione di energia ondosa nella zona di sottoflutto al pennello stesso. A tal scopo la Fig. 2.3 mostra l'andamento del coefficiente di trasmissione dell'energia (= altezza d'onda trasmessa / altezza d'onda incidente) in funzione dell'altezza significativa dello stato di mare davanti al pennello, per un pennello largo 8 m e alto 1.5 m. Le due curve sono state proposte da differenti autori e definiscono la massima variabilità del coefficiente di trasmissione a parità di altezza significativa. Come si vede, la curva di d'Angremond – van der Meer si colloca sempre al di sopra della curva di Seabrook & Hall. Le due curve presentano le differenze maggiori nel campo dei bassi valori di altezza significativa, differenze che si attenuano progressivamente al crescere del valore di H_s , fino ad annullarsi per H_s maggiori di 3 m e addirittura invertirsi per valori di H_s ancora maggiori. I diversi andamenti delle due curve trovano giustificazione alla luce del fatto che il modello numerico di Seabrook & Hall (1998) si riferisce a barriere sommerse (cioè a barriere la cui cresta rimane sempre sott'acqua), mentre il modello di d'Angremond, van der Meer et al (1996) si riferisce a barriere a cresta bassa (cioè a barriere la cui cresta può essere sia sott'acqua sia al di sopra dell'acqua, ma che risultano comunque tracimabili).

Possiamo assumere un comportamento medio tra i due modelli, e quindi considerare un abbattimento dell'altezza d'onda trasmessa nel sottoflutto del 60% in media nel range di H_s tra 1 3 m. Ciò significa un abbattimento dell'energia ondosa trasmessa nel sottoflutto dell'80% in media. Questo dovrebbe consentire una sensibile riduzione della capacità di trasporto litoraneo nella fascia costiera interessata dal pennello, provocando al contempo un deposito del sedime e l'accrescimento della spiaggia nella zona sopraflutto del pennello. Tuttavia, la residua capacità di trasporto dovrebbe mitigare l'effetto erosivo nella zona del sottoflutto. Effetto comunque temporaneo, in quanto il ripristino della capacità di trasporto ai valori antecedenti la realizzazione dell'opera, avverrà non appena la nuova e accresciuta linea di riva si porterà in prossimità della testata del pennello, consentendo al flusso potenziale di bypassare l'opera. Questo processo temporaneo di accrescimento della linea di riva nel sopraflutto (e di contestuale arretramento nel sottoflutto) può essere accelerato procedendo al ripascimento artificiale della spiaggia nell'area di sopraflutto del pennello.

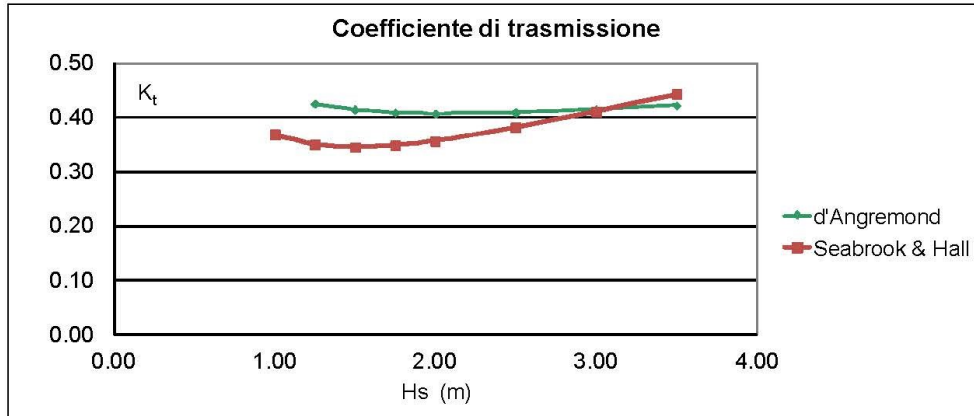


Fig. 2.2. Coefficiente di trasmissione (= altezza d'onda trasmessa / altezza d'onda incidente) dell'altezza d'onda trasmessa nell'area di sottoflutto di un pennello largo 8 m in sommità e alto 1.5 m, posta su un fondale di 2 m di profondità media.

