



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 LAZZARO

SCALA:		SEZIONE		003 - B		ELABORATO N.		002	
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 LAZZARO**

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**

---

**RELAZIONE SULLE OPERE COSTIERE: SCELTA  
TIPOLOGICA, DIMENSIONAMENTO STRUTTURE E  
RIPASCIMENTO**

P. FILIANOTI

---

Luglio 2015

0

## PARTE I

### ANALISI DEI POSSIBILI INTERVENTI STRUTTURALI PER LA PROTEZIONE COSTIERA DEL PARAGGIO DI LAZZARO

<b>1</b>	<b>LA MORFODINAMICA COSTIERA NEL PARAGGIO DI LAZZARO</b>	<b>6</b>
1.1	EVOLUZIONE DELLA LINEA DI COSTA NEL PERIODO 1989-2012	6
1.2	MORFOLOGIA DEI FONDALI: PROFILI TIPICI	9
1.3	PARAMETRI GRANULOMETRICI SIGNIFICATIVI: D50 E D90	9
1.4	LA CAPACITÀ DI TRASPORTO SOLIDO LUNGO-COSTA	14
<b>2</b>	<b>UN MODELLO ANALITICO PER LA PREVISIONE DELL'EVOLUZIONE DI UN RIPASCIMENTO</b>	<b>19</b>
2.1	INTRODUZIONE	19
2.2	EVOLUZIONE NEL TEMPO DI UN RIPASCIMENTO	20
<b>3</b>	<b>EVOLUZIONE DI UN RIPASCIMENTO LIBERO SULLA COSTA DI LAZZARO</b>	<b>22</b>
3.1	CONCLUSIONI	24
<b>4</b>	<b>EVOLUZIONE DEL LITORALE DI LAZZARO A SEGUITO DELLA REALIZZAZIONE DI UN SISTEMA DI PENNELLI</b>	<b>26</b>
4.1	PREMESSA	26
4.2	CARATTERISTICHE GENERALI E ASPETTI FUNZIONALI DI UN SISTEMA DI PENNELLI	27
4.3	PREVISIONE DELLA TENDENZA EVOLUTIVA DEL LITORALE CONSEGUENTE ALLA REALIZZAZIONE DI UN SISTEMA DI PENNELLI	28
4.3.1	<i>Premessa</i>	28
4.3.2	<i>La tendenza all'evoluzione della linea di battigia</i>	29
4.3.3	<i>Il metodo delle equazioni integrali</i>	30
4.3.4	<i>Estensione della soluzione dalle onde periodiche alle onde di mare</i>	35
4.4	LA TENDENZA EVOLUTIVA DEL LITORALE DI LAZZARO CONSEGUENTE ALLA REALIZZAZIONE DI UN SISTEMI DI PENNELLI ORTOGONALI ALLA LINEA DI RIVA	37
4.5	PREVISIONE NEL MEDIO TERMINE DELL'EVOLUZIONE DELLA LINEA DI COSTA CONSEGUENTE ALLA REALIZZAZIONE DI UN SISTEMA DI PENNELLI ORTOGONALI ALLA LINEA DI RIVA	41
4.5.1	<i>L'equazione di conservazione dei sedimenti</i>	41
4.5.2	<i>Rifrazione e shoaling</i>	43
4.5.3	<i>Frangimento</i>	44
4.5.4	<i>Caratteristiche della fascia attiva relative alle condizioni di frangimento</i>	44
4.5.5	<i>Effetto dovuto alla presenza dei pennelli</i>	45
4.5.6	<i>L'equazione dell'evoluzione della linea di costa nella teoria dei modelli a un linea</i>	47
<b>5</b>	<b>CONCLUSIONI</b>	<b>48</b>

<b>1. DIMENSIONAMENTO DEI PENNELLI DI PROTEZIONE COSTIERA</b>	<b>53</b>
1.1 DETERMINAZIONE DELLO STATO DI MARE CONVENZIONALE DI PROGETTO	53
1.1.1 <i>Caratteristiche ondose al largo</i>	53
1.1.2 <i>Caratteristiche ondose sottocosta</i>	55
<b>2. STABILITÀ E EFFICIENZA IDRAULICA DEL PENNELLO</b>	<b>58</b>
2.1 CRITERIO DI DIMENSIONAMENTO DELLA MANTELLATA	58
5.1 DIMENSIONAMENTO DELLE TESTATE	62
2.2 EFFICIENZA IDRAULICA DEI PENNELLI	63

---

PARTE I

Analisi dei possibili interventi strutturali per la protezione  
costiera del paraggio di Lazzaro

---

## INTRODUZIONE

Il tratto costiero di Lazzaro è ricompreso all'interno dell'unità fisiografica che si estende dalla foce della fiumara Tabacco a sud (nel comune di Melito Porto Salvo) fino a Punta Pellaro a Nord. La costa di Lazzaro si trova nella parte Nord di questa unità e si affaccia sullo Stretto di Messina. Come abbiamo visto nello Studio Idraulico Marittimo, l'energia ondosa che investe la predetta unità fisiografica (ed in particolare la costa di Lazzaro) è costituita da onde che si propagano con un inclinazione media di  $-40^\circ$  rispetto alla normale alla linea di riva (un osservatore che guardi il mare dalla spiaggia vedrebbe le onde avanzare verso di essa dalla sua sinistra). Questo comporta, come vedremo più avanti in questo studio, che le correnti litoranee agiscano in modo da movimentare il sedime di fondo (la sabbia) dall'estremità sud verso quella nord dell'unità fisiografica.

La fiumara Amendolea (la cui foce si trova al confine tra i comuni di Condofuri e di Bova Marina) fornisce la maggior parte dei sedimenti che, soprattutto nei periodi invernali vanno a ripascere naturalmente le coste. Da circa cinque anni a questa parte la costa di Lazzaro ha subito un vistosissimo arretramento della linea di riva, con focus erosivi che in alcuni punti hanno superato i 40 m. Ciò è stato dovuto al fiorire di un certo numero di interventi di protezione costiera dall'erosione, ubicati prevalentemente nella parte più a sud dell'unità fisiografica, interventi dettati spesso dall'emergenza di proteggere costruzioni in fregio ai litorali. Tali interventi, costituiti per lo più da scogliere e pennelli ortogonali alla linea di riva, hanno impedito che le correnti litoranee apportassero materiale sabbioso alle aree sottoflusso (vale a dire a valle delle opere di protezione, nel senso della corrente litoranea) agli interventi stessi, le quali aree si sono conseguentemente depauperate di spiaggia.

Storicamente i sistemi rigidi di difesa delle coste (difese aderenti, scogliere, pennelli) hanno preceduto quelli di ripascimento in quanto più facilmente gestibili, a fronte della rinuncia alla fruibilità del litorale per fini di balneazione. Tuttavia interventi di questo tipo spesse volte hanno fallito l'obiettivo creando problemi al litorale protetto (ad esempio la formazione di tomboli in presenza di opere rigide distaccate) e a quelli contigui (erosione, specie in presenza di opere rigide trasversali).

Dal punto di vista dell'impatto ambientale, i ripascimenti artificiali delle spiagge rappresentano la soluzione ottimale tra gli interventi di difesa costiera, in quanto non creano problemi ai litorali contigui, favoriscono il turismo consentendo l'attività di balneazione e non deturpano il paesaggio. Essi tuttavia sono interventi molto delicati che necessitano di studi approfonditi al fine di evitare che

l'opera, di per sé costosa, venga ad essere disfatta dal moto ondoso nel giro di un breve periodo. Per valutare la fattibilità di un intervento di ripascimento occorre pertanto valutarne la stabilità: essa dipende principalmente da fattori quali il clima meteomarinico nel paraggio, le caratteristiche geometriche dell'intervento e le caratteristiche fisiche e granulometriche del materiale utilizzato.

Per rendere l'intervento più stabile nel tempo è possibile (e nella maggior parte dei casi opportuno) prevedere la realizzazione di opere rigide (pennelli trasversali o barriere sommerse) finalizzate al contenimento del ripascimento e alla dissipazione dell'energia associata al moto ondoso. In tal caso si parla di "intervento misto" laddove il ripascimento puro prende la denominazione di "intervento morbido".

Nel seguito analizzeremo una serie di interventi di difesa costiera del paraggio di Lazzaro, partendo da quelli che producono il minore impatto ambientale (cioè gli interventi più "morbidi") e procedendo via via verso interventi più rigidi, fino ad individuare la soluzione in grado di garantire una efficace difesa e stabilizzazione del litorale. Partiamo quindi con l'ipotizzare un intervento di ripascimento libero e ad analizzarne l'evoluzione.

## 1 LA MORFODINAMICA COSTIERA NEL PARAGGIO DI LAZZARO

### 1.1 Evoluzione della linea di costa nel periodo 1989-2012

L'analisi dell'evoluzione costiera lungo il litorale del comune di Lazzaro è stata svolta mediante un'analisi diacronica basata sul confronto di cinque linee di riva, le quali ricoprono un intervallo temporale di oltre 20 anni, dal 1989 al 2012.

I dati storici delle linee di riva a cui si è fatto riferimento consistono in una serie di riprese aeree. In particolare, i dati raster utilizzati sono:

- l'ortofoto digitale B/N del volo 1988-1989 del Ministero dell'Ambiente e della Tutela del Territorio e del Mare (Geoportale).
- l'ortofoto digitale a colori volo del 2000 del Ministero dell'Ambiente e della Tutela del Territorio e del Mare (Geoportale) operato da AGEA.
- l'ortofoto digitale a colori volo 2006 del Ministero dell'Ambiente e della Tutela del Territorio e del Mare (Geoportale) operato da AGEA.
- la Carta Tecnica Regionale (data volo Luglio 2008) del portale cartografico della Calabria;
- l'ortofoto digitale a colori volo 2012 del Ministero dell'Ambiente e della Tutela del Territorio e del Mare (Geoportale) operato da AGEA.

Il periodo di riferimento (1989- 2012) è stato suddiviso in quattro intervalli temporali. Il primo va dal 1989 al 2000, il secondo dal 2000 al 2006, il terzo dal 2006 al 2008 e l'ultimo dal 2008 al 2012.

Orientando il verso positivo della coordinata lungo-costa in direzione SE-NW, si è suddiviso l'intero tratto costiero in esame, della località di Lazzaro (800 m) in cinque segmenti di lunghezza omogenea pari a 160 m.

Per ciascun dei tratti è stata calcolata l'area del poligono delimitato dalle due linee di riva e dai due segmenti trasversali che delimitano l'ampiezza del tratto. Inoltre, è stata calcolata la variazione media dell'ampiezza della spiaggia emersa, intesa come altezza del rettangolo di superficie pari a quella del poligono e lunghezza uguale a quella del tratto considerato. Per definizione, si sono assunte negative le ordinate corrispondenti ad una diminuzione dell'ampiezza della spiaggia emersa.

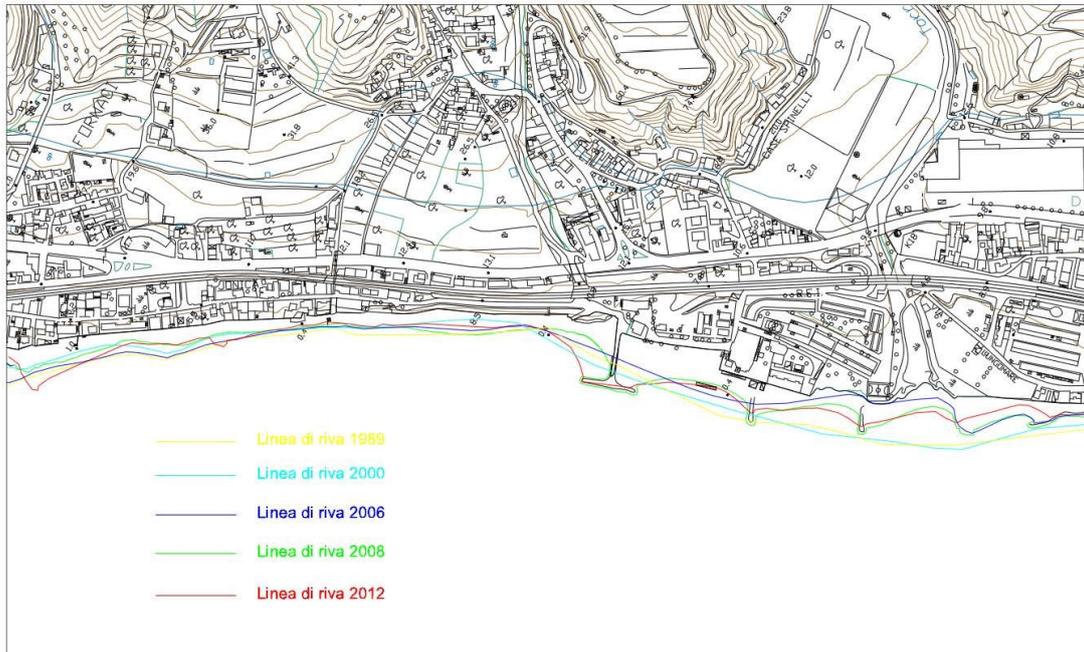


Fig. 1.1- Evoluzione della linea di costa del پارaggio di Lazzaro nel periodo 1989-2012.

Nelle Figg. 1.2-1.5 viene rappresentata l'evoluzione della linea di riva dei cinque tratti omogenei nei quali è stata suddivisa la porzione del litorale di Lazzaro esaminata. In dettaglio, la Fig. 1.2 rappresenta l'evoluzione della linea di riva dei cinque tratti omogenei nei quattro intervalli di riferimento. La porzione di litorale che ha subito maggiore erosione è il secondo tratto, in particolare nel periodo compreso tra il 2006 e il 2008, con una punta di oltre 800 m<sup>2</sup> di spiaggia erosa ed un arretramento massimo della larghezza della spiaggia di quasi 6 metri (Cfr. Fig.1.3).

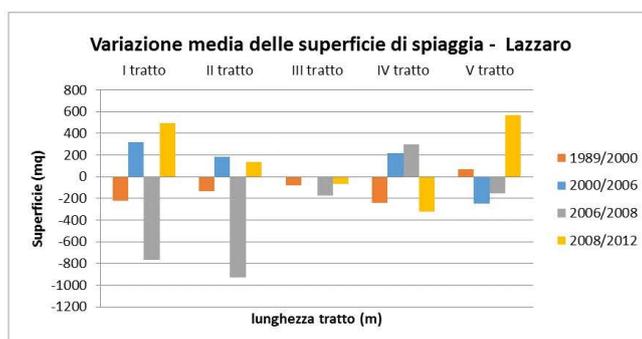


Fig.1.2 - Variazione areale di spiaggia di ogni singolo tratto di litorale di Lazzaro considerato nei quattro periodi di riferimento.



Fig.1.3 - Variazione dell'ampiezza media di spiaggia di ogni singolo tratto di litorale di Lazzaro considerato nei quattro periodi di riferimento.

Come è possibile osservare nella Fig.1.4, la quale riassume l'evoluzione media della superficie di spiaggia del litorale in esame, negli anni compresi tra il 1989 e il 2000 ed in quelli compresi tra il 2006 e il 2008 la spiaggia è mediamente arretrata, con una perdita media della superficie emersa di oltre 300 m<sup>2</sup>, nel secondo intervallo. Viceversa, negli anni compresi tra il 2000 e il 2006 e dal 2008 al 2012, si assiste ad un modesto aumento della spiaggia emersa, con un guadagno medio di oltre 100 m<sup>2</sup> di superficie.

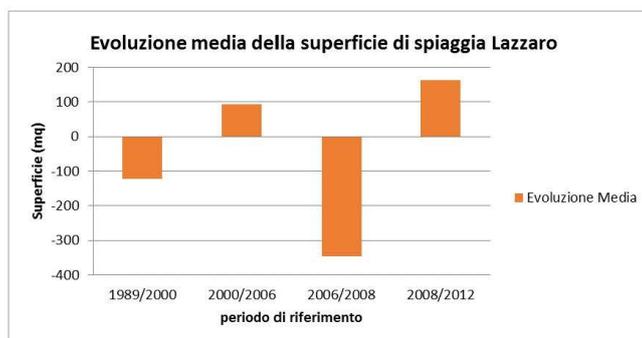


Fig.1.4 - Variazione media annuale della superficie di spiaggia a Lazzaro nei quattro periodi di tempo considerati.

Il periodo di riferimento (1989-2012) è stato, infine, suddiviso in due intervalli temporali di circa 10 anni. Il primo decennio va dal 1989 al 2000, il secondo dal 2000 al 2012. Come si nota in Fig.1.5, mediamente in entrambi i decenni considerati si è registrato un decremento della superficie di spiaggia, ad eccezione dell'ultimo tratto.



Fig.1.5 - Variazione media annuale della superficie di spiaggia nel tratto di litorale di Lazzaro nei due periodi di riferimento.

## 1.2 Morfologia dei fondali: profili tipici

Per individuare le caratteristiche morfologiche della spiaggia emersa e sommersa si è fatto riferimento a quattro profili batimetrici rilevati nel febbraio 2013.

La localizzazione planimetrica delle sezioni trasversali considerate è riportata nella Fig. 1.6. La posizione delle quattro sezioni scelte è tale da rappresentare significativamente le caratteristiche tipiche dei fondali nella zona di interesse. La geometria dei fondali costituisce infatti una delle informazioni in ingresso per il calcolo delle funzioni di trasporto litoraneo come vedremo più avanti. Il profilo verticale della spiaggia emersa e sommersa di quattro delle sezioni di Fig. 1.6 è riportato nella Fig. 1.7, e le caratteristiche salienti di tali quattro profili sono riportate nella Tab. 1.1.

La Sez. 10 presenta un primo tratto inclinato di circa 10° rispetto all'orizzontale fino alla profondità di -6 m e successivamente ha un'inclinazione di circa 40°. La Sez. 12 esibisce un andamento analogo alla 10, la Sez. 14 presenta una inclinazione inferiore rispetto alle prime due nel primo tratto (vale a dire quello più prossimo alla battigia), la quale risulta pari a circa 6°, dalla profondità di -6 m circa il fondale assume una pendenza superiore ai 40°. Infine la Sez. 17 mostra una pendenza lievemente inferiore nel primo tratto (pari cioè a circa 12°), pendenza che si estende fino a profondità maggiori rispetto alle prime tre, e cioè fino a -7.5 m.

Tab. 1.1 – Caratteristiche dei profili trasversali scelti come input per la simulazione dell'evoluzione della linea di costa.

Sezione	Orientamento	Pendenza media nel tratto 0 – 6m	Pendenza nel tratto -6 ÷ -20m	Profondità media nel tratto 0 ÷ -3m
Sezione 10	77° N	1:6	1:1.1	1.7 m
Sezione 12			1:1	1.7 m
Sezione 14			1:1.2	1.4 m
Sezione 17			1:1	1.65 m

## 1.3 Parametri granulometrici significativi: D50 e D90

I valori caratteristici dei diametri D50 (corrispondente al 50% di materiale passante) e D90 (corrispondente al 90% di materiale passante) rappresentativi della granulometria dei sedimenti presenti sulla spiaggia e sui fondali di Lazzaro sono stati ottenuti dall'analisi dei risultati delle indagini sedimentologiche eseguite in studi precedenti.

La spiaggia emersa è generalmente costituita da sabbie grossolane (D50 ~1,3 mm) con presenza di ghiaia. I sedimenti prelevati sui fondali presentano invece diametri più grossolani con D50 compresi tra 1,75 e 2,6 mm e D90 di notevoli dimensioni (maggiori di 9-10 mm) a testimoniare la presenza diffusa di ghiaia e materiale grossolano in genere.

Come dati di input per la simulazione dell'evoluzione della linea di costa sono stati scelti i seguenti valori dei diametri caratteristici

D50 = 1.5 mm; D90 = 2 mm

Si osserva che il valore di 2 mm rappresenta il limite superiore ammesso nella formulazione di calcolo del trasporto litoraneo che verrà utilizzata. Essendo in realtà presenti diametri maggiori i risultati del calcolo rappresenteranno un limite superiore della capacità di trasporto.



Fig. 1.6 - Localizzazione planimetrica delle sezioni, i cui profili trasversali sono stati assunti per caratterizzare l'andamento medio del fondale.

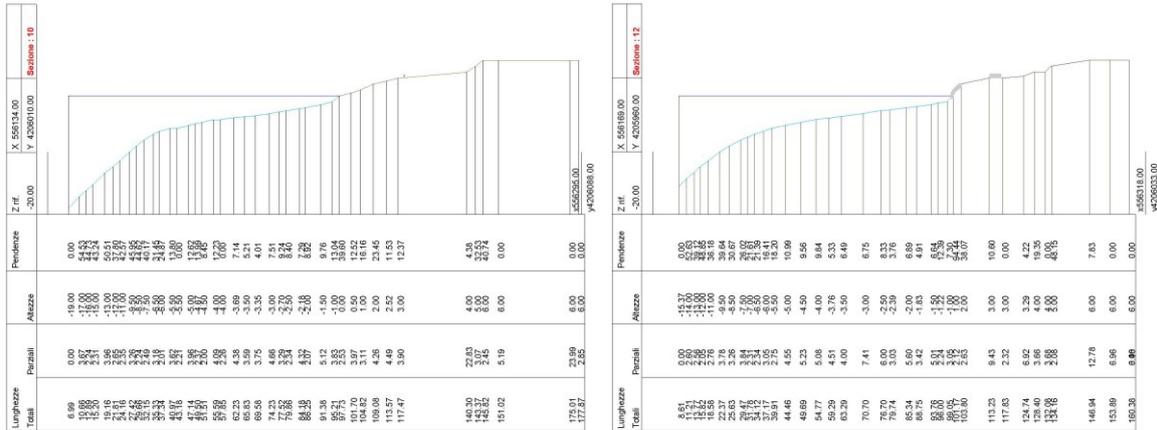


Fig. 1.7a - Profili trasversali del fondale.



#### 1.4 La capacità di trasporto solido lungo-costa

Nell'analisi dell'evoluzione costiera, è generalmente accettato che le variazioni stagionali della linea di riva possono ascrivere a un movimento del sedime "essenzialmente" trasversale (cross-shore) alla linea di costa. Tale movimento è dovuto all'azione delle mareggiate (generalmente invernali), le quali sovente causano la formazione di una barra sommersa nella zona dei frangenti, prelevando dalla battigia la sabbia che costituisce la barra, con il conseguente arretramento della linea di riva. Il profilo di riva tende a riassumere la configurazione iniziale (quella cioè esistente prima dell'azione della mareggiata) grazie all'azione esplicata dalle onde di mare lungo che ripascono naturalmente il litorale disfaccendo la barra. Solitamente, tali movimenti sono ciclici, e pertanto non influenti sull'evoluzione a lungo termine del litorale, evoluzione che invece viene ascritta al trasporto solido lungo costa.

Questo fenomeno rappresenta una sorta di meccanismo di autodifesa della costa, poiché la barra sommersa provoca il frangimento delle onde sopra di essa, con la conseguente riduzione dell'energia ondosa che si scarica sulla costa. Affinché quanto descritto sopra si realizzi è necessario che la costa disponga di una riserva di sedime necessaria ad attuare questo meccanismo. Purtroppo, nel paraggio di Lazzaro non è più così da alcuni anni in quanto il depauperamento della spiaggia è stato così massivo da lasciare a vista il sottofondo naturale rigido. Pertanto, lungo la costa di Lazzaro è in atto il solo fenomeno che tende a movimentare la spiaggia lungo-costa, ad opera delle correnti litoranee.

Il calcolo del trasporto litoraneo (cioè della portata di sabbia che viene movimentata lungo-costa dall'azione delle onde) può essere effettuato attraverso una qualsiasi sezione ortogonale alla linea di costa, (indifferentemente lungo la Sez. 10 o la 12, la 14 e così via). Per il calcolo della portata di materiale solido  $Q_s$  faremo riferimento alla formula sviluppata dal CERC (Coastal Engineering Research Center)

$$Q_s = \frac{1}{16} \rho_w K l \frac{H_{sb}^2 C_{gb} \sin(2\alpha_{b,s})}{(\rho_s - \rho_w)(1-p)}, \quad (1.1)$$

dove:

$H_{sb}$  è l'altezza significativa dell'onda frangente;

$\alpha_{b,s}$  è l'angolo compreso tra il fronte dell'onda frangente e la linea di riva;

$\rho_s$  è il peso specifico a secco del sedimento (2.6 t/m<sup>3</sup>);

$\rho_w$  è il peso specifico dell'acqua marina (1.03 t/m<sup>3</sup>);

$p$  è la porosità della spiaggia (0.4);

$C_{gb}$  è la celerità di gruppo al frangimento;

$K1$  è la costante di taratura.

Nel caso le onde si propaghino su un campo di moto disomogeneo, quale è quello causato dalla presenza di manufatti costieri (ad es. pennelli, barriere distaccate), è necessario considerare per il calcolo di  $Q_s$  anche il gradiente di variazione dell'altezza d'onda lungo la spiaggia.

Di comune impiego è la relazione introdotta da Brampton e Ozasa e convalidata sperimentalmente da Hanson e Kraus:

$$Q_s = \frac{H_{sb}^2 C_{gb}}{16 \left( \frac{\rho_s}{\rho_w} - 1 \right) (1-p)} \left[ K1 \sin(2\alpha_{bs}) - 2K2 \frac{\cos(2\alpha_{bs})}{m_b} \frac{\partial H}{\partial s} \right], \quad (1.2)$$

dove

$m_b$  è la pendenza del profilo trasversale in corrispondenza del punto di frangimento;

$\frac{\partial H}{\partial s}$  è il gradiente di altezza d'onda lungo la fascia costiera;

$K1$  e  $K2$  sono le costanti di taratura.

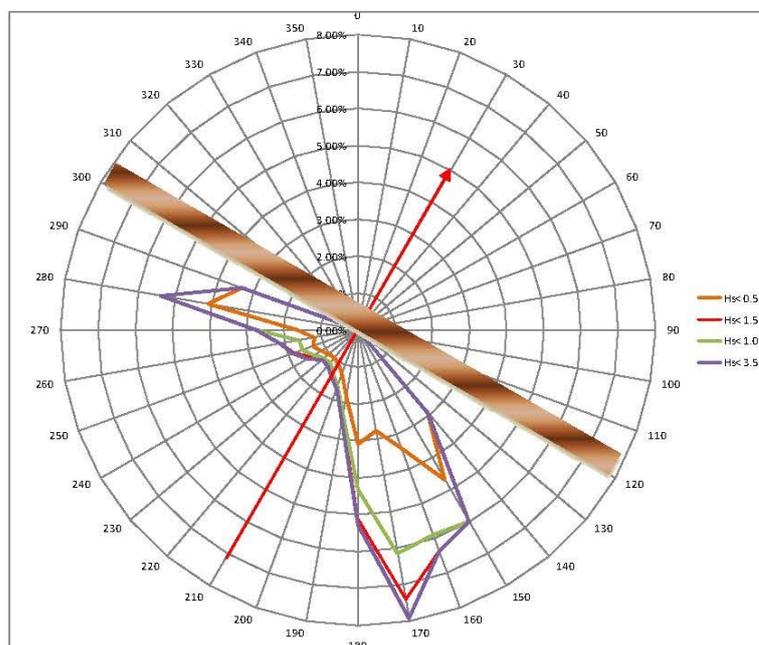
Per la definizione dei parametri adimensionali  $K1$  e  $K2$ , fondamentali per la corretta taratura del modello, si è soliti fare riferimento a un range di valori, basati su misure di campo e modelli fisici e validati da applicazioni pratiche. In generale si osserva che la costante base  $K1$  dipende dalle caratteristiche di frangimento (indice di frangimento  $\gamma = H_{sb}/d_b$ ; numero di Iribarren  $\xi = m_b \cdot (H_0/L_0)^{-0.5}$ ), della densità  $\rho_s$  e porosità  $p$  della spiaggia. La costante  $K2$  è legata ai complessi fenomeni di circolazione idrodinamica che si instaurano, ad esempio, a ridosso dei manufatti costieri.

In prima approssimazione si può fare riferimento ai valori riportati dalla letteratura specializzata definiti in funzione delle caratteristiche del sedimento movimentato dalla corrente longitudinale (granulometria, porosità, peso specifico), della morfologia trasversale del fondale, nonché della tipologia del frangente:

$$K1 = 0,1 \div 0,8 \quad K2 = 0,05 \div 0,8$$

Studi recenti (Schoonees and Theron 1993, 1996) hanno riesaminato le 46 più attendibili misure di campo, su un totale di circa 240 misure disponibili, e hanno proposto un valore di  $KI$  pari circa a 0.2.

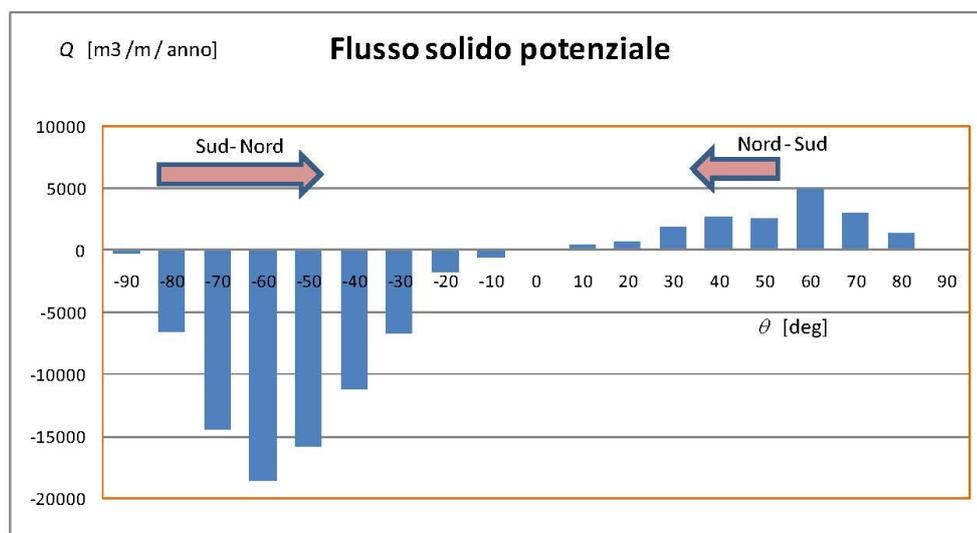
Per il calcolo della portata di sedimenti movimentata mediamente nel corso di un anno, è necessario conoscere il numero medio di ore all'anno in cui un mare di assegnata altezza significativa attacca la costa, secondo un ventaglio di direzioni di ampiezza fissata. Per ricavare questo dato abbiamo fatto riferimento ai dati UKMO del punto di coordinate [37.9°N, 15.5°E] propagati sottocosta al paraggio di Lazzaro (V. Studio idraulico Marittimo). Come detto, tali dati sono ricostruiti sulla base di dati di vento molto al largo del paraggio costiero di Lazzaro, e quindi non tengono conto della presenza di mari di generazione locale, i quali sebbene abbiano una modesta altezza significativa, presentano elevate frequenze di apparizione, e pertanto apportano un contributo significativo alla movimentazione del sedime lungo-costa. Le frequenze di apparizione per direzione di propagazione delle onde sono riportate nella Fig. 1.8. Come si vede il quadro è congruente con quello della Fig. 7.1, e cioè la direzione della maggior parte dell'energia ondosa che investe la costa di Lazzaro coincide con la direzione dalla quale provengono le onde più alte, vale a dire 170° rispetto al Nord.



**Fig. 1.8** – Frequenze percentuali cumulative di apparizione di assegnate soglie di altezza significativa, per diverse direzioni di propagazione delle onde. (La direzione 210°N coincide con la normale alla linea di costa).

L'applicazione dell'espressione (1.1) con i dati di frequenza mostrati nella Fig. 1.8 conduce ai valori di capacità di trasporto solido mostrati nella Fig. 1.9. Ciascuna barra rappresenta la portata solida che il moto ondoso, che si propaga nella direzione considerata, è in grado di movimentare nel corso di un anno, per metro di costa. L'angolo riportato in ascissa è quello formato dalla direzione di propagazione delle onde con la normale locale alla linea di costa. Nella sezione trasversale cui fa riferimento il calcolo, la normale alla linea di costa, diretta positivamente da largo verso riva, forma un angolo di  $33^\circ$  con il Nord.

Come si vede, risulta prettamente dominante il trasporto in direzione Sud-Nord, questo perché le onde capaci di movimentare la sabbia in tale direzione risultano sia più alte sia più frequenti delle onde capaci di movimentare la sabbia nella direzione opposta Nord-Sud). La tab. 1.3 riporta la somma algebrica delle ordinate degli istogrammi. Il risultato è un flusso solido potenziale pari a circa  $58000 \text{ m}^3/\text{anno}$  per metro di costa. La durata media delle onde responsabili di tale flusso è di circa 4600 ore/anno.



**Fig. 1.9** – Capacità di trasporto solido lungo-costa per direzione di propagazione delle onde. L'elaborazione si riferisce alla sezione indicata nella Fig. 1.8, la cui normale, orientata positivamente da mare verso terra, forma un angolo di  $33^\circ$  con il Nord.

*Tab. 1.4* – Trasporto solido potenziale risultante.

trasporto solido potenziale (m <sup>3</sup> /m/anno)	N. medio ore anno efficaci	Direzione risultante
58400	4600	Sud-Nord

## 2 UN MODELLO ANALITICO PER LA PREVISIONE DELL'EVOLUZIONE DI UN RIPASCIMENTO

### 2.1 Introduzione

L'approccio analitico al problema della deformazione dei litorali è stato avviato negli anni cinquanta da Pelnard-Considère (1954) il quale ha ricavato l'equazione della linea di battigia. Tale equazione mette in relazione la variazione della linea di costa (avanzamento o arretramento) con la curvatura della stessa, mediante il "fattore di diffusività litoranea".

Negli anni novanta Dean (1992) ha espresso la dipendenza del fattore di diffusività litoranea dai parametri di moto ondoso (altezza e periodo d'onda), dalle caratteristiche fisiche e granulometriche del materiale per il ripascimento (densità, indice dei vuoti, diametro dei sedimenti) e dalle caratteristiche geometriche dell'intervento (profondità al piede, lunghezza e larghezza del ripascimento).

Boccotti (1997, 2000) ha ricavato la soluzione analitica in forma esatta per i seguenti casi:

- evoluzione di un litorale naturale;
- evoluzione di un ripascimento.

La portata di materiale solido movimentata lungo costa risulta pari a (Longuet-Higgins, 1970; Komar e Inman, 1970):

$$Q_s = \frac{\chi}{64} \tilde{K} H_s^2 \left[ 1 + \frac{2k_p d}{\sinh(2k_p d)} \right] \sqrt{g d_b} \sin(2\alpha_p), \quad (2.1)$$

dove  $\tilde{K} \equiv \frac{K/\mu}{(\rho_s/\rho - 1)(1 - \Psi)}$ , con  $K/\mu$  funzione decrescente della granulometria dei sedimenti (Dean, 1992),  $\rho_s$  densità dei sedimenti e  $\Psi$  indice dei vuoti.

Boccotti (1997) ha ipotizzato che il ripascimento venga effettuato su un fondale naturale costituito da batimetriche rettilinee e parallele alla linea di battigia. Il versamento di materiale costituente il ripascimento è prolungato dalla battigia fino alla profondità di chiusura  $d_c$ . A seguito di tale versamento vengono modificate la linea di battigia e le batimetriche fino alla profondità  $d_c$ , mantenendosi tuttavia parallele tra di loro. Se la curvatura delle linee

batimetriche deformate a seguito del ripascimento è piccola, la (2.1) può essere elaborata nella forma

$$Q_s = \frac{\chi}{64} \tilde{K} H_{sr}^2 \left[ 1 + \frac{2k_{pr} d_r}{\sinh(2k_{pr} d_r)} \right] \left[ \sin(2\alpha_{pr}) \sqrt{g d_b} + 2 \cos(2\alpha_{pr}) \sqrt{g d_b} \frac{\partial \xi}{\partial x} + \right. \\ \left. + \frac{1}{2} \sin(2\alpha_{pr}) K_2 \sqrt{g/d_b} \frac{\partial \xi}{\partial x} \right], \quad (2.2)$$

dove  $\xi$  è la posizione della linea di battigia rispetto alla direzione  $x$  (coincidente con la direzione della battigia originaria) e  $\alpha_{pr}$  è l'angolo tra la direzione di propagazione e l'asse  $x$ . Derivando la  $Q_s$  lungo  $x$  e sostituendo la derivata nell'equazione di conservazione del materiale solido, si perviene alla forma

$$\frac{\partial \xi}{\partial t} = G_2 \frac{\partial^2 \xi}{\partial x^2}, \quad (2.3)$$

dove  $G_2$  è il fattore di diffusività lungo-costa:

$$G_2 \equiv -\frac{\chi}{64} \frac{\tilde{K} H_{sr}^2}{d_b + B} \left[ 1 + \frac{2k_{pr} d_r}{\sinh(2k_{pr} d_r)} \right] \left[ 2 \cos(2\alpha_{pr}) \sqrt{g d_b} + \frac{1}{2} \sin(2\alpha_{pr}) K_2 \sqrt{g/d_b} \right]. \quad (2.4)$$

L'eq. (2.9) regola l'evoluzione di un ripascimento, vale a dire mette in relazione la variazione nel tempo della linea di costa con la curvatura della stessa. Nella zona centrale di un ripascimento risulta  $\frac{\partial^2 \xi}{\partial x^2} < 0$  (curvatura negativa). Pertanto, in relazione al segno assunto dal fattore  $G_2$ , si possono verificare due casi:

- $G_2 > 0 \quad \Rightarrow \quad \frac{\partial \xi}{\partial t} < 0 \quad \Rightarrow \quad$  erosione;
- $G_2 < 0 \quad \Rightarrow \quad \frac{\partial \xi}{\partial t} > 0 \quad \Rightarrow \quad$  accrescimento.

## 2.2 Evoluzione nel tempo di un ripascimento

Per prevedere l'evoluzione di un ripascimento soggetto a condizioni ondose variabili nel tempo si può seguire l'approccio di Boccotti (1997).

Assegnate le condizioni iniziali (larghezza  $a$  e lunghezza  $b$  del ripascimento), l'equazione differenziale (2.19) ha per soluzione la seguente espressione:

$$\xi(x,t) = \frac{a}{2} \{ \operatorname{erf}[A_1(x,t)] - \operatorname{erf}[A_2(x,t)] \}; \quad (2.5)$$

dove:

- $A_1(x,t) \equiv \frac{x+b/2}{2\sqrt{G_2t}}$ ;
- $A_2(x,t) \equiv \frac{x-b/2}{2\sqrt{G_2t}}$ ;
- $\operatorname{erf}(w) \equiv \frac{2}{\sqrt{\pi}} \int_0^w \exp(-u^2) du$ .

L'equazione (2.5) può essere quindi utilizzata per prevedere l'evoluzione del ripascimento dopo  $t$  anni dal versamento a partire dal calcolo del fattore  $G_2$  medio annuo nel paraggio in esame.

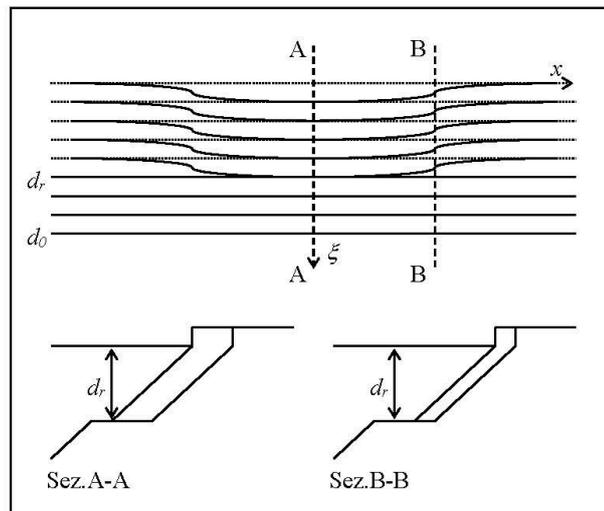


Fig. 2.1 – Schema di un ripascimento: le batimetriche originariamente rettilinee e parallele vengono curvate fino alla profondità  $d_r$ .

### 3 EVOLUZIONE DI UN RIPASCIMENTO LIBERO SULLA COSTA DI LAZZARO

Il modello analitico descritto nel paragrafo 2 è applicato per studiare l'evoluzione di un ipotetico intervento di ripascimento a protezione della costa di Lazzaro. L'unità fisiografica che include il litorale di Lazzaro è soggetta a fenomeni erosivi che hanno causato la scomparsa di ampi tratti di spiaggia. Per studiare la stabilità dell'intervento di ripascimento in oggetto utilizzeremo i dati UKMO (United Kingdom Met-Office) di moto ondoso relativi al punto di coordinate geografiche [37.8°N, 15.5°E] elaborati nella Parte I del presente studio.

L'angolo  $\alpha_{p0}$  che la generica direzione di propagazione dominante del moto ondoso al largo forma con la linea di costa (asse  $x$ ) risulta pertanto pari a:

$$\alpha_{p0} = \theta - 90^\circ.$$

Il ripascimento, realizzato con materiale sabbioso, ha un'estensione in lunghezza di circa 450m ed una larghezza di circa 30m. Il limite di fondo è fissato alla quota -3.75m rispetto al livello medio mare.

Per valutarne l'evoluzione nel tempo è stato applicato il modello di Boccotti (1997). In prima analisi è stato determinato il valore assunto mediamente in un anno dal fattore di diffusività litoranea  $G_2$ . In particolare è stata utilizzata l'espressione (2.10) per ciascuno stato di mare ed il risultato è stato moltiplicato per la relativa frequenza media annua di apparizione riportata nella Tab. 4.1 dello studi Idraulico Marittimo. I dati di moto ondoso sono stati propagati dal largo alla profondità di fondo  $d_r$  del ripascimento.

Mediante l'espressione di shoaling-rifrazione si è calcolata l'altezza  $H_{sr}$ :

$$H_{sr} = H_{s0} \sqrt{\frac{\sinh(2k_{pr}d_r)}{\tanh(k_{pr}d_r)[\sinh(2k_{pr}d_r) + 2k_{pr}d_r]}} \sqrt{\frac{1 - \cos^2 \alpha_{p0}}{1 - \cos^2 \alpha_{pr}}}.$$

Per determinare l'angolo di propagazione  $\alpha_{pr}$  alla profondità di fondo del ripascimento si è applicata la nota legge di rifrazione delle onde:

$$\cos \alpha_{pr} = \tanh(k_{pr}d_r) \cos \alpha_{p0}.$$

I valori del fattore  $G_2$  così calcolati sono stati ordinati per settore di provenienza del moto ondoso al largo e i risultati sono presentati in forma di istogramma nel grafico di figura 3.1, in funzione dell'angolo  $\alpha_{p0}$ .

Da tale grafico si evince la netta predominanza del contributo al fattore  $G_2$  da parte degli stati di mare che attaccano con direzione dominante al largo inclinata da  $-60^\circ$  a  $-30^\circ$  rispetto alla normale alla linea di costa ( $150^\circ N < A < 180^\circ N$ ). Essi esplicano effetti dannosi sul ripascimento (più grande è il  $G_2$  maggiore è l'entità dell'erosione) per un duplice motivo: sono gli stati di mare più forti e frequenti, hanno una direzione di attacco piuttosto inclinata rispetto alla linea di costa. Questo secondo aspetto è molto significativo per la stabilità di un ripascimento: si possono avere infatti numerosi stati di mare con altezza significativa consistente, ma se la loro direzione dominante è molto inclinata rispetto alla normale alla linea di costa ( $\theta$  prossimo a  $90^\circ$ ), il loro contributo al  $G_2$  può essere irrilevante. E' il caso, ad esempio, degli stati di mare con  $\theta = -80^\circ$  ( $A=130^\circ N$ ), che sebbene presentino altezze significative e frequenze non trascurabili, danno un contributo minimo al fattore di diffusività litoranea.

Il valore complessivo medio annuo assunto dal  $G_2$  è pari alla somma dei contributi di ogni settore. Esso risulta pari a  $22.241 \text{ m}^2/\text{anno}$ .

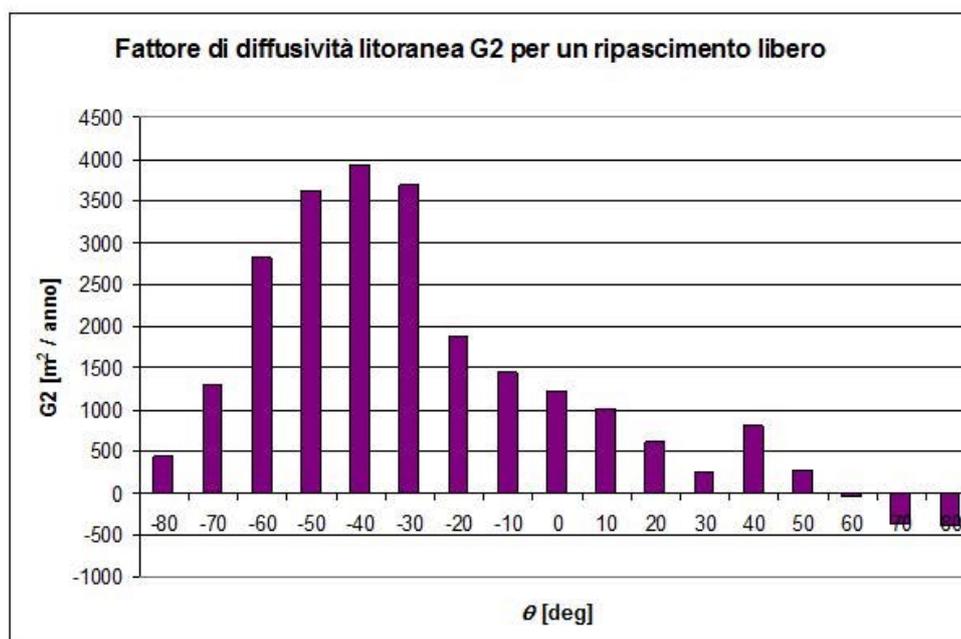


Fig. 3.1 – Andamento del fattore  $G_2$  medio annuo nel litorale di Lazzaro.

Assegnate le condizioni iniziali (larghezza  $a=30$  m e lunghezza  $b=450$  m del

ripascimento), applicando l'equazione (2.5) si ricava il profilo planimetrico della linea di costa dopo  $t$  anni dal versamento. In figura 3.2 è rappresentato l'andamento a  $t=1, 2,$  e 5 anni per il ripascimento realizzato a Lazzaro.

I risultati del modello analitico evidenziano una marcata instabilità dell'intervento, infatti, come possiamo vedere nella Fig. 3.2 il ripascimento verrebbe disfatto piuttosto rapidamente. Dopo appena un anno dal versamento, l'ordinata centrale del ripascimento ( $x=0$ ) si riduce da 30m a 21m circa, ovvero a poco più del 70%. L'arretramento aumenta negli anni successivi: dopo 2 anni l'ordinata centrale della spiaggia è ridotta a 16.5m e dopo 5 anni a 11m.

L'erosione dopo due anni è così pronunciata che il profilo risulta notevolmente appiattito ai lati dell'ordinata centrale. Si pensi che l'area della spiaggia emersa si riduce, nella zona del ripascimento, da 13.500 m<sup>2</sup> iniziali a poco meno di 6.900 m<sup>2</sup>. Questo vuol dire che quasi la metà di spiaggia emersa, dopo due anni si è dispersa dal centro del ripascimento verso i lati, come si può notare dalla stessa figura 3.2 la quale mostra come, a fronte di un arretramento nella zona centrale, si registri un avanzamento ai lati non interessati dal ripascimento (per la conservazione della massa la quantità di materiale erosa al centro si distribuisce ai lati del ripascimento).

### 3.1 Conclusioni

I risultati della modellazione matematica prevedono che un intervento di ripascimento libero si rivelerebbe piuttosto instabile, al punto tale da disfarsi notevolmente in circa due anni. Un modo per migliorare le performance in termini di stabilità del ripascimento è quello di utilizzare materiale a granulometria maggiore, aumentarne la profondità al piede o aumentarne l'estensione longitudinale.

Per il ripascimento in oggetto tali aspetti, oltre che notevolmente costosi, sarebbero di difficile attuazione. Basti pensare ai volumi di sabbia aggiuntivi necessari per spingersi a profondità al piede maggiori di 3.75m, tenuto conto che a tale profondità il fondale si presenta con una batimetria pressoché costante per poi approfondirsi in maniera graduale, o anche per avere una lunghezza maggiore del ripascimento, con l'ulteriore difficoltà presentata dalla particolare conformazione dell'unità fisiografica che non consente grandi estensioni in lunghezza del ripascimento stesso.

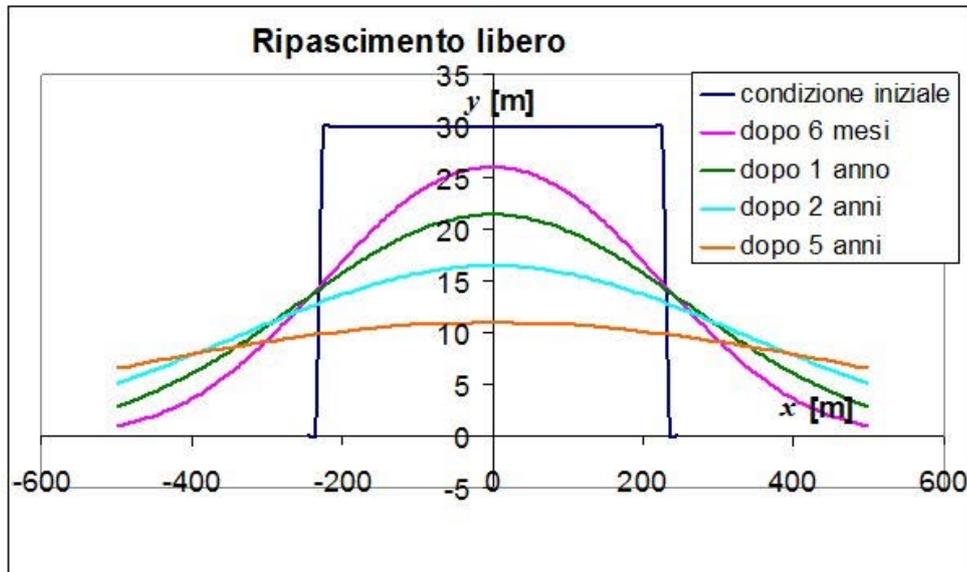


Fig. 3.2 – Evoluzione nel tempo di un ripascimento libero eseguito sul litorale di Lazzaro.

#### 4 EVOLUZIONE DEL LITORALE DI LAZZARO A SEGUITO DELLA REALIZZAZIONE DI UN SISTEMA DI PENNELLI

##### 4.1 Premessa

Al fine di limitare l'asportazione di materiale per azione del moto ondoso si può prevedere l'adozione di un sistema di opere rigide trasversali e/o longitudinali.

Il tipo di ripascimento "controllato" più prossimo a quello "puro" è quello che prevede il contenimento del piede del materiale versato con una barra artificiale sommersa di materiale di granulometria molto più elevata del materiale di riporto (al limite una vera e propria scogliera). La barra ha lo scopo principale di attenuare il moto ondoso a tergo e l'energia ad esso associata, salvaguardando il ripascimento dall'azione diretta delle onde che si propagano dal largo verso riva.

L'impiego della barra al piede è stato abbastanza frequente in molte spiagge "sospese" (*perched beaches*) realizzate anche in prossimità di coste rocciose in Francia ed Italia per rendere più gradevole l'uso del litorale. Negli anni novanta una soluzione di questo tipo è stata adottata dal Genio Civile per le Opere Marittime di Roma per la difesa di un tratto della spiaggia di Ostia.

La presenza di un trasporto longitudinale ridotto ma non nullo ha indotto spesso ad integrare la barra artificiale con un sistema di pennelli trasversali, più o meno distanziati, emergenti o sommersi, realizzando così delle vere e proprie celle isolate con ridotti oneri manutentivi. Dal punto di vista costruttivo sia per le barre sia per i pennelli sono state usate le tipologie più varie, passando dalle scogliere ai sacchi, o alle tubazioni riempiti di sabbia. Questi interventi, adottati con frequenza negli ultimi anni lungo le coste adriatiche (fra gli esempi più significativi possono citarsi gli interventi di difesa del litorale di Pellestrina e di Iesolo), hanno spesso fornito risultati soddisfacenti.

Sebbene l'intervento a cella semi-chiusa sopra descritto abbia dato prova di successo in numerosi casi applicativi, il costo per unità di lunghezza è tra i più elevati, risultando per il caso in esame insostenibile. Nel prosieguo valuteremo l'efficacia di un sistema di pennelli abbinato ad un ripascimento artificiale della spiaggia. Nel caso esso dovesse risultare poco efficace, si procederà col considerare un intervento a maggiore rigidità, ovvero un sistema di pennelli abbinato ad una barriera sommersa parallela alla costa.

#### 4.2 Caratteristiche generali e aspetti funzionali di un sistema di pennelli

I pennelli sono uno dei più antichi dispositivi di protezione della costa, nati dall'osservazione che le strutture emergenti radicate alla costa sono in grado di intercettare il flusso di sedimenti che si muove lungo-costa. Kraus, Hanson, e Blomgren (1994) facendo una rassegna della letteratura sono pervenuti ad un approccio numerico utile per la progettazione di pennelli rettilinei. Quattro sono i parametri principali caratterizzanti l'interazione onde-struttura-litorale:

- a.) rapporto tra portata netta e lorda di sabbia movimentata lungo la riva;
- b.) rapporto tra la profondità alla punta del pennello e la profondità del limite al largo della larghezza media della zona dei frangenti;
- c.) permeabilità della struttura ed elevazione della cresta;
- d.) dimensione dei sedimenti o velocità di sedimentazione.

Per i sistemi di pennelli alle grandezze (a-d) si aggiunge, il rapporto tra l'interasse tra i pennelli e la lunghezza effettiva o di progettazione degli stessi (distanza tra la punta del pennello e la battigia).

Per spiagge situate direttamente sottocorrente a strutture aggettanti da riva verso il largo (ad es., moli portuali, pontili, pennelli, ecc.) o situate in prossimità di aree sottoposte a progetti caratterizzati da alti tassi di erosione costiera o di recessione, nelle spiagge vicine (Kraus e Galgano 2001), un ripascimento senza protezione aggiuntiva non è in genere economicamente sostenibile ed un semplice pennello può non essere sufficiente. I pennelli compositi sono costituiti da una segmento generalmente disposto parallelamente alla linea di riva collegato ad un tratto rettilineo che lo collega a riva e ne costituisce la cosiddetta "asta". Sistemi di pennelli con layout planimetrico composito del tipo a sperone, a T a L a Z, (v. Figura 3) sono stati impiegati con l'obiettivo di conseguire un equilibrio dinamico più stabile della spiaggia (Bruun 1952, 1970 Barceló; Bodge 1998). A partire dai primi anni 1990, sono state sviluppate nuove strategie per predire l'evoluzione planimetrica dei litorali (Silvester e Hsu 1993; Bodge 1998; González Medina e il 1999; Moreno e Kraus 1999), le quali possono aiutare nella progettazione di pennelli compositi.

I pennelli compositi sono considerati più efficienti dei pennelli rettilinei nel mantenere la posizione locale del litorale. Questo, grazie alla capacità di ridurre o reindirizzare lateralmente la corrente di "rip" (di ritorno) che si forma sul lato del pennello battuto dalle onde (sopracorrente), riducendo così le perdite di sedime verso il mare aperto. Il segmento di pennello parallelo alla costa ("testa" del pennello) protegge inoltre la spiaggia a tergo di esso,

facilitando l'accumulo di materiale. Il conseguente accrescimento della linea di riva a tergo della struttura riduce inoltre l'altezza delle onde, riducendone anche la ripidità. Di conseguenza, via via che le onde si propagano verso la radice del pennello, esse tendono a depositare i sedimenti piuttosto che ad asportarli (Bruun 1952). La diffrazione che si origina alla punta di una barriera (come quella che avviene in testa al pennello) è un fenomeno cruciale nell'evoluzione della forma del litorale. In prossimità di un pennello composto, il tombolo o la parte del litorale più sporgente verso il mare, tende generalmente ad evolvere disponendosi in maniera sensibilmente parallela ai fronti d'onda incidenti, riducendo sensibilmente il trasporto litoraneo verso l'asta del pennello. Questo allineamento risulta stabile dinamicamente, ed il profilo risultante della linea di riva è assai simile a quello "a spirale" che si manifesta nelle spiagge limitate da un promontorio (Krumbein 1944; Silvester 1960, 1970, 1976; Yasso 1965).

In sintesi, la riduzione della corrente di "rip", lo schermo offerto dal segmento di pennello parallelo alla riva; la riduzione della pendenza delle onde nelle zone protette, e la diffrazione ad opera delle estremità della "testa" del pennello, distinguono il comportamento dei pennelli composti dai semplici pennelli rettilinei.

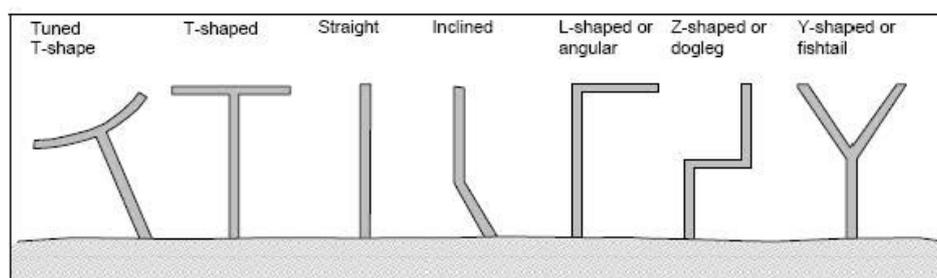


Fig. 4.1 – Alcuni esempi di pennelli composti.

#### 4.3 Previsione della tendenza evolutiva del litorale conseguente alla realizzazione di un sistema di pennelli

##### 4.3.1 Premessa

La previsione dell'evoluzione della linea di costa conseguente alla realizzazione di opere di difesa costiera costituisce un elemento cruciale nella valutazione dell'efficacia dell'intervento. L'obiettivo comune a tutti gli interventi è contenere la deformazione della linea di costa, limitando non solo le erosioni ma anche gli accrescimenti indesiderati, come i tomboli a tergo delle barriere distaccate. A tal fine si cerca di individuare la configurazione geometrica del

sistema di difesa in grado di far evolvere la costa verso un profilo di equilibrio stabile.

Il problema della deformazione dei litorali è stato affrontato seguendo tre diversi approcci: analitico, numerico e empirico. Sia l'approccio analitico sia l'approccio numerico possono essere inquadrati nel filone dei 'modelli ad una linea' avviato originariamente da Pelnard Considere (1956). Il primo muove dall'equazione di diffusione del calore (Larson, Hanson e Kraus, 1997) e perviene a soluzioni analitiche semplificate del profilo di equilibrio della costa a tergo di strutture dalla geometria semplice. Il secondo (Hanson e Kraus, 1989) si basa sull'integrazione numerica dell'equazione del trasporto solido lungo-costa, impiegando allo scopo un'espressione empirica per la portata dei sedimenti.

L'approccio empirico (Hsu e Silvester, 1990; McCormick, 1993) si basa invece sulla conoscenza a priori della forma del profilo di equilibrio, ottenuta interpretando al meglio profili di equilibrio rilevati nel corso di indagini sperimentali.

Nei seguenti paragrafi seguiremo due differenti approcci.

Nel primo, utilizzeremo un modello analitico semplificato introdotto da Filianoti (1996, 1999) per prevedere la tendenza evolutiva di litorali prossimi a strutture costiere. Il modello è di validità generale, e richiede come unico requisito la conoscenza del potenziale di velocità del campo di moto in regime di diffrazione. Tale potenziale è noto in forma analitica solo per un numero esiguo di casi. Il predetto modello può essere applicato a sistemi di difesa costiera con configurazioni planimetriche complesse, come quello costituito da un sistema di pennelli, per il quale non si dispone di soluzioni in forma chiusa. Il problema viene poi risolto utilizzando 'il metodo delle sorgenti' (Wehausen & Laitone, 1960). Questo approccio è utile per definire la geometria del sistema di pennelli (lunghezza, larghezza, interasse, ecc.), e verificare la risposta iniziale della linea di battigia (posizione dei minimi e massimi, interazione tra pennelli contigui, ecc.).

Nel secondo approccio faremo uso di un metodo numerico semplificato, definito modello ad una linea. A differenza del primo, esso consente di simulare l'evoluzione della linea di battigia nel tempo, è quindi è utile per capire il trend a lungo termine dell'evoluzione del litorale.

#### 4.3.2 *La tendenza all'evoluzione della linea di battigia*

La tendenza alla deformazione  $\partial y/\partial t$  della linea di battigia può essere ricavata attraverso l'equazione (Boccotti, 1997)

$$\frac{\partial y(x,t)}{\partial t} = K \frac{d \langle f_{ax} \rangle}{dx} \quad (4.1)$$

la quale lega l'ordinata  $y(x,t)$  della linea di battigia alla variazione lungo-costa (lungo  $x$ ) della forza media unitaria  $\langle f_{ax} \rangle$  esercitata dall'acqua sul fondale. Essendo  $K$  una costante positiva e l'asse  $y$  orientato verso terra, se la forza aumenta la spiaggia arretra ( $\partial y/\partial t > 0$ ), se la forza diminuisce la spiaggia avanza ( $\partial y/\partial t < 0$ ); tanto più grande in modulo è la variazione della forza nell'unità di lunghezza lungo-costa, tanto più grande è la deformazione locale (avanzamento o arretramento) della spiaggia.

La forza  $\langle f_{ax} \rangle$  viene stimata schematizzando la spiaggia come una barriera assorbente ideale (Filianoti, 1996); essa (la barriera) è ideale in quanto non altera il moto ondoso davanti a sé; essa non riflette né trasmette energia. L'azione delle onde sull'assorbente può essere calcolata applicando la teoria delle radiation stresses di Longuet-Higgins & Stewart (1964):

$$\langle f_{ax}(x) \rangle = \rho \int_{-d}^{\eta} \langle v_x v_y \rangle dz, \quad (4.2)$$

dove  $z$  è l'asse verticale orientato verso l'alto con origine sul livello di quiete dell'acqua. L'espressione (4.2) è valida quale che sia la configurazione del campo di moto, essa cioè vale tanto per onde progressive (campi di moto spazialmente omogenei), tanto per onde interagenti con strutture (campi di moto spazialmente non-omogenei). Chiaramente, a cambiare di caso in caso sono le espressioni delle componenti  $v_x, v_y$  della velocità.

La trattazione sviluppata nel seguito si avvale delle ipotesi di incompressibilità del fluido e di irrotazionalità del moto, sicché il problema della determinazione del campo di moto si riduce al problema della determinazione di una funzione  $\Phi(x, y, z, t)$  potenziale di velocità legata alle componenti  $v_x, v_y$  da

$$v_x \equiv \frac{\partial \Phi}{\partial x}, \quad v_y \equiv \frac{\partial \Phi}{\partial y}. \quad (4.3)$$

### 4.3.3 Il metodo delle equazioni integrali

#### La formulazione teorica

Consideriamo il campo di moto prodotto dall'interazione di un treno di onde con uno o più

corpi solidi di forma arbitraria. Le onde sono periodiche, hanno altezza  $H$ , frequenza angolare  $\omega$ , e si propagano su un fondale di profondità  $d$  costante, secondo una direzione inclinata di un angolo  $\theta$  rispetto all'asse  $y$ .

In base alle ipotesi enunciate al § 2, si può assumere che il moto sia armonico nel tempo con periodo  $T = 2\pi/\omega$  pari al periodo delle onde incidenti. Assumendo inoltre che l'altezza  $H$  delle onde sia infinitesima, e trascurando i contributi derivanti dai termini di ordine inferiore ad  $H$ , il potenziale  $\Phi$  può essere considerato pari alla somma di due termini, entrambi di ordine  $H$ : uno  $\Phi_i$ , dovuto alle onde incidenti; l'altro  $\Phi_d$ , dovuto alle onde diffratte. Nella trattazione dei moti armonici è conveniente ricorrere alla formulazione complessa, nella quale è consuetudine attribuire al significato fisico delle variabili il valore della parte reale:

$$\Phi(x, y, z, t) = [\Phi_i(x, y, z) + \Phi_d(x, y, z)]e^{-i\omega t}. \quad (4.4)$$

Il termine  $\Phi_i$  è noto, e può essere espresso nella forma

$$\Phi_i(x, y, z) = -ig \frac{H}{2} \omega^{-1} \frac{\cosh[k(d+z)]}{\cosh(kd)} \phi_i(x, y), \quad (4.5)$$

con

$$\phi_i(x, y, k, \theta) \equiv e^{ik(x \cos \theta + y \sin \theta)}, \quad k = \frac{\omega^2}{g} \tanh^{-1}(kd). \quad (4.6)$$

Il termine  $\Phi_d$  è incognito, e può essere espresso come somma dei contributi dovuti a sorgenti d'onda puntiformi uniformemente distribuite sulla superficie immersa del corpo solido (Wehausen & Laitone, 1960):

$$\Phi_d(\mathbf{x}) = \frac{1}{4\pi} \iint_{S_c} f(\xi) G(\mathbf{x}; \xi) dS_c, \quad (4.7)$$

dove  $\mathbf{x} = (x, y, z)$  è un punto qualsiasi del campo di onde;  $G(\mathbf{x}; \xi)$  è la funzione di Green di una sorgente puntiforme di intensità unitaria situata in un punto  $\xi = (\xi, \mu, \zeta)$  sulla superficie immersa  $S_c$  del corpo solido;  $f(\xi)$  è la distribuzione di intensità delle sorgenti.

Affinché l'eq. (4.7) costituisca una soluzione per il campo di moto, è necessario che la

funzione di Green soddisfi il sistema di equazioni che governa i moti a potenziale a superficie libera nell'ambito della teoria lineare delle onde, vale a dire: l'equazione di Laplace, l'equazione di Poisson sul livello di quiete ( $z=0$ ), la condizione sul fondo, nonché la condizione di radiazione all'infinito. Una funzione che soddisfa i predetti requisiti venne sviluppata da John nel 1950. Un'espressione alquanto semplificata è stata poi ottenuta da Isaacson (1978) per il caso di interazione con cilindri di sezione arbitraria, i quali si estendono dal fondo fino sopra la superficie dell'acqua (v. Fig. 4.2). Per tali configurazioni del campo di moto la funzione di Green si riduce alla forma

$$G'(x, y, \xi, \mu) = i\pi H_0^{(1)}(kr), \quad (4.8)$$

con

$$r \equiv \sqrt{(x-\xi)^2 + (y-\mu)^2}, \quad (4.9)$$

e dove  $H_0^{(1)}(kr)$  è la funzione di Hankel di prima specie e di ordine zero. L'espressione (4.8) è stata ottenuta introducendo il concetto di sorgente lineare e di distribuzione di intensità lineare:

$$f(\xi) = f'(\xi, \mu) \frac{\cosh[k(d+\zeta)]}{\cosh(kd)}. \quad (4.10)$$

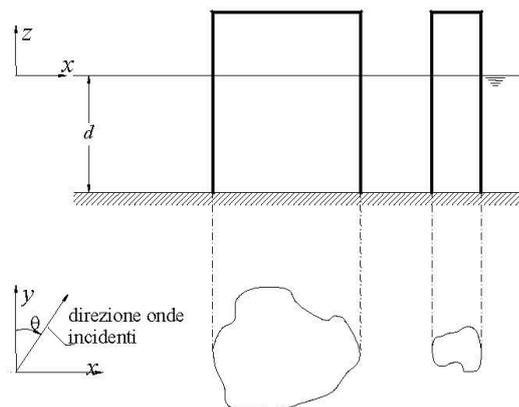


Fig. 4.2. Schema di riferimento per l'interazione onde-cilindri verticali di sezione arbitraria.

Seguendo tale impostazione, il potenziale diffratto può essere espresso nella forma

$$\Phi_d(\mathbf{x}) = -ig \frac{H}{2} \omega^{-1} \frac{\cosh[k(d+z)]}{\cosh(kd)} \phi_d(x, y), \quad (4.11)$$

con

$$\phi_d(x, y; k) \equiv \frac{k}{4\pi} \int_l f'(\xi, \mu) G'(x, y; \xi, \mu) dl, \quad (4.12)$$

dove l'integrale a secondo membro è calcolato lungo il perimetro  $l$  della sezione orizzontale del cilindro, e l'espressione di  $G'$  è data dalla (4.8). Quanto alla distribuzione d'intensità  $f'$ , essa va determinata imponendo che la velocità normale localmente al contorno  $l$  sia nulla lungo il contorno stesso:

$$-\frac{1}{2} f(x, y) + \frac{1}{4\pi} \int_l f'(\xi, \mu) \frac{\partial G'(x, y; \xi, \mu)}{\partial n} dl = -\frac{1}{k} \frac{\partial \phi}{\partial n}, \quad (4.13)$$

e dove  $n$  rappresenta la direzione della normale alla linea  $l$  per il punto  $x, y$ . L'eq. (4.13) venne ricavata originariamente, per il caso generale di ostacoli di forma arbitraria, da Wehausen e Laitone (1960), i quali dovettero ricorrere ad un accurato studio nel limite  $r \rightarrow 0$  per via della singolarità che si manifesta in  $G'$  per  $r = 0$ .

#### L'approccio numerico

La struttura analitica alquanto complessa dell'eq. (4.13) non consente di pervenire ad una soluzione in forma chiusa per la distribuzione di intensità  $f'$ . Una soluzione numerica approssimata si ottiene ricorrendo ad un processo di "discretizzazione" nel quale il contorno  $l$  viene suddiviso in un numero  $N$  di segmenti (v. Fig. 4.3), all'interno dei quali la  $f'$  si considera costante.

La condizione al contorno (4.13) applicata al centro di ogni segmento si riduce ad  $N$  equazioni algebriche lineari nelle incognite  $f'_m$ . Tali equazioni possono essere espresse nella forma

$$\sum_{m=1}^N A_{j,m} f'_m = c_j \quad \text{per } j = 1, 2, \dots, N, \quad (4.14)$$

con

$$A_{j,m} \equiv -\delta_{j,m} + \frac{1}{2\pi} \int_{\Delta l_j} \frac{\partial G'(x_j, y_j; \xi, \mu)}{\partial n} dl, \quad (4.15)$$

$$c_j \equiv -\frac{2}{k} \frac{\partial \phi_i(x_j, y_j)}{\partial n}, \quad (4.16)$$

e dove  $\delta_{j,m}$  è il delta di Kronecker,  $x_j, y_j$  sono le coordinate del centro del  $j$ -esimo segmento di lunghezza  $\Delta l_j$ , ed  $n$  indica la direzione lungo la normale alla superficie nel punto  $x_j, y_j$ , orientata verso l'esterno del solido. Generalmente si assume che la  $\partial G'/\partial n$  sia costante lungo  $\Delta l_j$ , ottenendo così un'espressione semplificata per  $A_{j,m}$ :

$$A_{j,m} \cong -\delta_{j,m} + \frac{\Delta l_j}{2\pi} \frac{\partial G'(x_j, y_j; \xi_m, \mu_m)}{\partial n}, \quad (4.17)$$

dove la  $\partial G'/\partial n$  è data da  $-\cos \beta \partial G'/\partial r$ , essendo  $\beta$  l'angolo compreso tra la normale  $n$  uscente dal punto  $x_j, y_j$  e la retta congiungente  $x_j, y_j$  con  $\xi_m, \mu_m$  (v. Fig. 2). Per  $j = m$ , il termine  $\delta_{j,m}$  esprime il contributo alla velocità in  $x_j, y_j$  fornito dalle sorgenti distribuite lungo il segmento  $j$  medesimo. Essendo tale contributo dominante, l'integrale nell'eq. (4.15) può essere trascurato.

I termini  $c_j$  possono essere calcolati convertendo la definizione (4.16) nella forma

$$c_j = -\frac{2}{k} \left[ \frac{\partial \phi_i(x_j, y_j)}{\partial x} n_x + \frac{\partial \phi_i(x_j, y_j)}{\partial y} n_y \right], \quad (4.18)$$

nella quale le espressioni di  $\partial \phi_i/\partial x$ ,  $\partial \phi_i/\partial y$  si ricavano dall'eq. (6), e  $n_x, n_y$  si ricavano dalla geometria della sezione, essendo le componenti del versore orientato secondo la normale al  $j$ -esimo segmento.

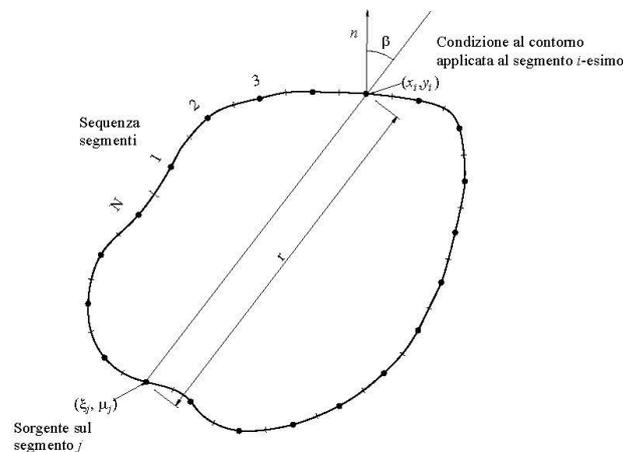


Fig. 4.3 Applicazione della condizione al contorno [eq. (4.14)] nelle  $N$  sorgenti distribuite lungo il perimetro della sezione orizzontale del cilindro.

Noti la matrice  $[A_{j,m}]$  e il vettore  $[c_j]$ , si può procedere a determinare le intensità  $f'_m$  delle  $N$  sorgenti distribuite lungo il contorno  $l$ , utilizzando una procedura numerica standard di fattorizzazione per matrici a valori complessi.

A questo punto, il calcolo del potenziale diffratto  $\phi_d$  può essere effettuato mediante una versione “discretizzata” (Sarpkaya & Isaacson, 1981) dell’equazione integrale (4.12):

$$\phi_d(x_j, y_j) = \sum_{m=1}^M B_{j,m} f'_m, \quad (4.19)$$

con

$$B_{j,m} = \begin{cases} k \frac{\Delta l_m}{4\pi} G'_m(x_j, y_j; \xi_m, \mu_m) & \text{per } j \neq m, \\ k \frac{\Delta l_m}{2\pi} \left[ \ln\left(\frac{\Delta l_m}{2}\right) - 1 \right] & \text{per } j = m, \end{cases} \quad (4.20)$$

dove il valore di  $B_{j,m}$  per  $j = m$  si ottiene tenendo conto della singolarità in  $G'_m$  per  $r = 0$ .

#### 4.3.4 Estensione della soluzione dalle onde periodiche alle onde di mare

La teoria esposta al § 4.3.3 per il caso di onde periodiche nonché il conseguente approccio numerico possono essere estesi ad uno stato di mare. In termini matematici uno stato di mare

può essere pensato come la somma di un numero  $N$  molto grande di componenti elementari aventi ampiezze infinitesime  $a_j$ , frequenze  $\omega_j$  e direzioni  $\theta_j$  generalmente diverse tra loro, e angoli di fase  $\varepsilon_j$  uniformemente distribuiti in  $(0, 2\pi)$  e stocasticamente indipendenti tra loro. Inoltre le  $a_j$ , le  $\omega_j$  e le  $\theta_j$  sono tali da formare uno spettro direzionale  $S(\omega, \theta)$  di forma caratteristica. Sotto tali ipotesi, il potenziale di velocità di uno stato di mare interagente con cilindri verticali di sezione arbitraria può essere espresso nella forma

$$\Phi(x, y, z, t) = -ig \sum_{j=1}^N a_j \omega_j^{-1} \frac{\cosh[k_j(d+z)]}{\cosh(k_j d)} [\phi_i(x, y; k_j, \theta_j) + \phi_d(x, y; k_j)] e^{-i(\omega_j t + \varepsilon_j)}, \quad (4.21)$$

dalla quale è possibile ricavare le espressioni di  $v_x$  e  $v_y$ , utilizzando le equazioni (4.3), (4.6), (4.19) e (4.20), e tenendo conto che le  $\partial\phi_i/\partial x$ ,  $\partial\phi_i/\partial y$  e le  $\partial\phi_d/\partial x$ ,  $\partial\phi_d/\partial y$  possono essere ricavate per via analitica rispettivamente dalla (4.6) e dalla (4.19).

Una volta note, le espressioni di  $v_x$  e  $v_y$  si possono sostituire nella (4.2), dalla quale, risolvendo l'integrale rispetto a  $z$  e svolgendo l'operazione di media rispetto al tempo, si arriva alla forma esatta all'ordine  $a^2$ :

$$\langle f_{ax} \rangle = \rho g \sum_{j=1}^N \frac{1}{2} a_j^2 \left[ 1 + \frac{2k_j d}{\sinh(2k_j d)} \right] [\Re(C1_j)\Re(C2_j) + \Im(C1_j)\Im(C2_j)], \quad (4.22)$$

con

$$C1_j \equiv i \cos \theta_j \exp[ik_j(x \cos \theta_j + y \sin \theta_j)] - \frac{1}{4} ik_j \sum_{m=1}^N \Delta l_m f'_m H_1^{(1)}(k_j r_m) \frac{2(x - \mu_m)}{r_m}, \quad (4.23)$$

$$C2_j \equiv i \sin \theta_j \exp[ik_j(x \cos \theta_j + y \sin \theta_j)] - \frac{1}{4} ik_j \sum_{m=1}^N \Delta l_m f'_m H_1^{(1)}(k_j r_m) \frac{2(y - \mu_m)}{r_m}, \quad (4.24)$$

dove  $H_1^{(1)}$  è la funzione di Hankel di prima specie e del primo ordine.

Infine, esprimendo la sommatoria (4.22) in termini dello spettro (si intende lo spettro  $S(\omega, \theta)$  del campo di onde incidenti), si arriva a:

$$\langle f_{ax} \rangle = \rho g \int_0^{\infty} \int_0^{2\pi} S(\omega, \theta) \left[ 1 + \frac{2kd}{\sinh(2kd)} \right] [\Re(C1)\Re(C2) + \Im(C1)\Im(C2)] d\theta d\omega. \quad (4.25)$$

La quale sostituita nella (4.1) consente di determinare l'evoluzione  $y$  della linea di riva.

#### 4.4 La tendenza evolutiva del litorale di Lazzaro conseguente alla realizzazione di un sistema di pennelli ortogonali alla linea di riva

Come si evince dalla Tab. 6.1 dello studio Idraulico Marittimo, la direzione di propagazione delle onde più alte al largo della costa di Lazzaro è molto inclinata ( $\theta = -80^\circ$ ) rispetto alla normale alla linea di costa. Propagandosi dal largo verso riva queste onde subiscono una sensibile riduzione dell'altezza, a causa essenzialmente del fenomeno della rifrazione. Di conseguenza, anche il loro contenuto energetico risulta molto ridotto, e così pure la capacità di trasporto litoraneo che da tale energia è originata. Per individuare la direzione delle onde che veicolano il maggiore contributo di energia sulla costa di Lazzaro, conviene fare riferimento al diagramma polare di Fig. 7.1 del sopra citato studio, il quale riporta l'energia ondosa in funzione della direzione locale di propagazione delle onde, sulla profondità della testata dei pennelli. Come si vede, la maggior parte dell'energia che investe la costa di Lazzaro è trasportata da onde la cui direzione di propagazione è inclinata di  $-40^\circ$  rispetto alla normale alla linea di costa. Si tratta di un risultato del tutto congruente con quanto è emerso in occasione dell'analisi del fattore  $G2$  per un eventuale ripascimento libero davanti alla costa di Lazzaro (cfr. Figg. 3.1). Anche in quella situazione era emerso che il contributo più importante ai fini del disfacimento del ripascimento era quello prodotto dalle famiglie di onde provenienti da tale direzione.

Pertanto assumeremo  $\theta = -40^\circ$  come direzione di progetto per il calcolo della linea di riva conseguente la realizzazione di un sistema di pennelli ortogonali alla linea di riva.

Quanto al periodo delle onde di progetto assumeremo,  $T_p = 5,2$  s, il quale è il periodo medio delle onde provenienti dal settore considerato (cfr. Tab. 6.3 dello studio Idraulico Marittimo). La lunghezza d'onda dominante sulla profondità di testata dei pennelli risulta  $L_{p0} = 34$  m. La profondità di chiusura  $d_c$ , è quel valore a partire dal quale il fondale non manifesta variazioni sensibili di profondità nel tempo, né tantomeno sensibili scambi di sedime tra la porzione di fondale a riva di  $d_c$  e quella verso il mare aperto. Il primo a formulare un'espressione per  $d_c$  fu Hallermeier (1981), il quale correlò  $d_c$  all'altezza d'onda che viene superata mediamente per 12 ore l'anno. Houston (1995) modificò la formula di Hallermeier

legando  $d_c$  all'altezza significativa media annuale nel paraggio considerato:

$$d_c = 6.75 \overline{H_s}.$$

L'altezza significativa media può essere stimata a partire dai dati UKMO nei due punti più prossimi all'area dello Stretto di Messina. Questi sono i punti di coordinate [Lat 37.9° N; Lon 15.5° E], utilizzato per l'elaborazione dello Studio Idraulico Marittimo, e il punto di coordinate [Lat 38.5°N; Lon 15.5° E] che si trova alla stessa longitudine del primo e alla latitudine di Gioia Tauro. Per questi due punti il valore dell'altezza significativa media annuale è pari rispettivamente a 0.66 m (per il punto al largo di Gioia Tauro) e 0.59 m per il punto al largo di Catania. Assumeremo per la valutazione della profondità di chiusura il valore medio tra i predetti due, vale a dire 0.625 m, ottenendo così

$$d_c = 4.22 \text{ m}.$$

I fondali evidenziano un cambio di pendenza abbastanza pronunciando in prossimità della batimetrica di -6 m (come si evince dalle sezioni analizzate al par. precedente), fornendo una conferma indiretta circa la validità del valore di  $d_c$  sopra stimato. Per evitare di intercettare tutto il flusso solido che si muove nella fascia della surf-zone, e quindi preminentemente entro la profondità di chiusura  $d_c$ , limitiamo la lunghezza dei pennelli fino al raggiungimento della profondità di 3 m. Così facendo evitiamo anche di realizzare opere a gettata in prossimità di fondali eccessivamente scoscesi, come quelli presenti per profondità superiori a 6 m, che potrebbero compromettere la stabilità delle opere stesse, facilitando la rottura dell'opera per instabilità del piano di posa. La lunghezza media dei pennelli risulta pari a 32 m. Adottiamo un interasse di circa 75m, tale quindi da rientrare nelle indicazioni del Coastal Engineering Manual (CEM) il quale suggerisce appunto una distanza tra i pennelli compresa tra due e tre volte la lunghezza dei pennelli stessi. La profondità media del fondale lungo lo sviluppo longitudinale dei pennelli può essere ricavata dalla Tab. 1.1 e risulta pari a 1.6 m.

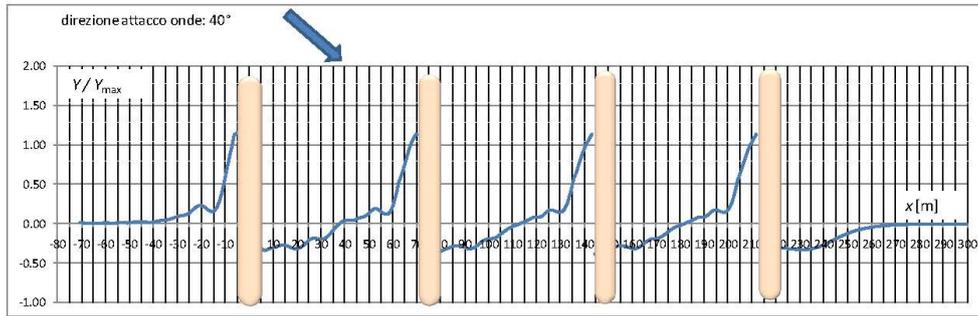


Fig. 4.4 - Deformata tendenziale della linea di riva conseguente alla realizzazione di un sistema di pennelli ortogonali alla costa.

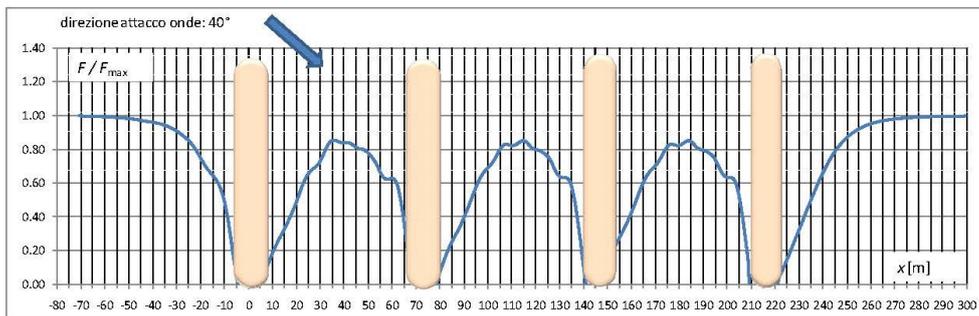


Fig. 4.5 - Forza di trascinamento esercitata dal moto ondoso sul fondale, la quale è responsabile della movimentazione di sedime lungo-costa.

La Fig. 4.4 mostra la tendenza alla deformazione del litorale a tergo di un sistema di pennelli paralleli alla riva ottenuta con il metodo esposto sopra (§§ 4.3). La profondità del fondo (costante nello schema) è stata assunta pari alla profondità media tra barriere e battigia, vale a dire 1.6 m. Il profilo è stato ottenuto con la più realistica teoria degli stati di mare in quanto il classico schema di onde periodiche conduce a profili poco verosimili (cfr. Filianoti, 1996). A tal fine si sono assunti periodo e direzione dominante dello stato di mare pari a 5,2 s e 40°. La lunghezza d'onda dominante al largo è pari a 39 m. essa si riduce a 17,8 m alla profondità media considerata. Lo spettro utilizzato è il JONSWAP medio (parametri di forma pari a 3.3 e 0.08).

Come si vede, la linea di costa tende ad avanzare nell'area sopraflusso a ridosso del paramento lato-sud di ciascuno dei quattro pennelli, mentre essa tende ad arretrare nella parte sottoflusso. La presenza delle strutture si avverte per un tratto di circa 80 m di estensione sia a sud del primo pennello sia a nord dell'ultimo, come si evince dalla Fig. 4.5, la quale mostra l'andamento lungo-costa della forza tangenziale esercitata dalle onde sul fondo. Oltre tale distanza, vale a dire superati gli 80 m a sud del primo pennello e a nord del terzo, la forza si porta al valore del campo indisturbato, pari a 1 nella figura. Guardando sempre la forza sul fondo, si nota come essa cresca da zero, in corrispondenza del paramento del primo pennello, fino a un massimo posizionato a circa 35 m da esso (la cosa si ripete anche nelle aree sottoflusso agli altri pennelli). L'andamento crescente della forza comporta l'erosione del litorale nel tratto considerato (ciò è confermato nella Fig. 4.4); l'opposto si verifica nel tratto di costa compreso tra il massimo e il paramento del pennello successivo ( $35 \text{ m} < x < 78 \text{ m}$  e  $115 \text{ m} < x < 145$ ), dove l'andamento decrescente della forza implica la deposizione del materiale di fondo nel tratto considerato. Nel sottoflusso del quarto pennello (quello più a nord, per intenderci) sono necessari circa 55 m di costa prima che la forza di trascinamento recuperi il valore di campo indisturbato. In questo tratto si verifica erosione del litorale.

#### 4.5 Previsione nel medio termine dell'evoluzione della linea di costa conseguente alla realizzazione di un sistema di pennelli ortogonali alla linea di riva

##### 4.5.1 L'equazione di conservazione dei sedimenti

Nella teoria ad una linea (che applicheremo nel modello di calcolo) si assume che il materiale di fondo si muova solo fino ad una certa profondità  $d_c$ , denominata profondità di chiusura, e che il profilo del fondo possa subire soltanto traslazioni verso mare o verso terra senza cambiare di forma. Con queste ipotesi, tutte le batimetriche soggette ad evoluzione, e cioè quelle comprese tra la battigia e la profondità di chiusura, si deformano allo stesso modo. La batimetrica più semplice da rilevare sperimentalmente è la linea di battigia (batimetrica zero), e pertanto viene comunemente assunta come *linea* di riferimento.

L'equazione di continuità applicata al materiale di fondo che, nell'intervallo di tempo  $\Delta t$ , attraversa un tratto di costa compreso tra due sezioni trasversali distanti  $\delta x$  tra loro, può essere espressa nella seguente forma

$$\delta x \Delta y (d_c + \tilde{d}) = - \frac{\partial Q_s}{\partial x} \delta x \Delta t. \quad (4.26)$$

Con riferimento alla Fig. 4.6 è immediato verificare che il primo membro della (4.26) rappresenta la variazione di volume di materiale di fondo subita dal tratto di costa  $\delta x$  nell'intervallo  $\Delta t$ , e il secondo membro rappresenta la differenza tra il volume di materiale di fondo entrante ed il volume di materiale di fondo uscente, nell'intervallo  $\Delta t$ , dalle sezioni trasversali che delimitano il predetto tratto. L'eq. (4.26) assume, per  $\Delta t \rightarrow 0$ , la forma

$$\delta x \frac{\partial y}{\partial t} (d_c + \tilde{d}) = - \frac{\partial Q_s}{\partial x} \delta x, \quad (4.27)$$

ovvero, dopo aver semplificato e riordinato, la forma

$$\frac{\partial y}{\partial t} = - \frac{1}{(d_c + \tilde{d})} \frac{\partial Q_s}{\partial x}. \quad (4.28)$$

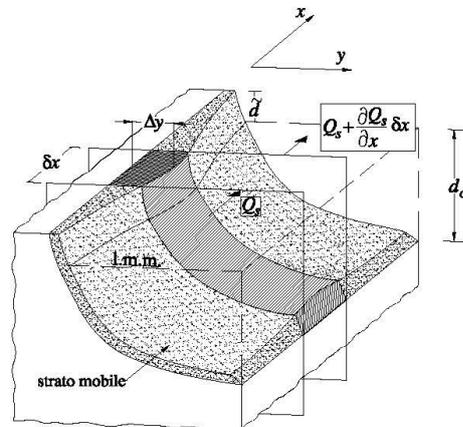


Fig. 6.6 – L'avanzamento  $\Delta y$  (o l'arretramento, nel caso  $\Delta y < 0$ ) della battigia è causato dalla variazione lungo-costa della portata di materiale di fondo  $Q_s$ .

Per il calcolo della portata solida longitudinale è necessario definire le caratteristiche del moto ondoso al frangimento. Note le condizioni del moto ondoso al largo, espresse in funzione dell'altezza significativa  $H_{os}$ , del periodo di picco  $T_{op}$  e della direzione  $\alpha_o$ , è possibile simulare i fenomeni di propagazione del moto ondoso verso riva, sino al frangimento.

Propagandosi dal largo (in acque profonde) verso la fascia litoranea i treni d'onda raggiungono profondità decrescenti sino ad avvertire la presenza del fondale con conseguente variazione della celerità di gruppo. Ciò induce un'alterazione della direzione di propagazione con una tendenza all'orientamento dei fronti d'onda parallelamente alle isobate (rifrazione). Contemporaneamente la diminuzione di celerità determina una variazione della lunghezza e dell'altezza delle onde (shoaling). Il modello numerico ricava le caratteristiche di moto ondoso (altezza e direzione) relative ad un generico punto  $P$  posto lungo la fascia costiera simulando i fenomeni di rifrazione, shoaling e trasmissione a tergo della barriera sommersa.

L'altezza d'onda  $H$  è definita tramite la relazione:

$$H = K_s K_r K_t H_0, \quad (4.29)$$

dove  $H_0$  è l'altezza dell'onda al largo, e dove si è indicato con  $K_s$  il coefficiente di shoaling, con  $K_r$  il coefficiente di rifrazione e con  $K_t$  il coefficiente di trasmissione. I coefficienti sono definiti in funzione delle caratteristiche dell'onda al largo (periodo e direzione) e della

posizione del punto di riferimento (profondità e posizione relativa ad eventuali ostacoli).

La direzione dell'onda è definita considerando unicamente i fenomeni di rifrazione e shoaling se il punto  $P$  in esame non ricade all'interno di zone d'ombra di eventuali ostacoli; le zone d'ombra vengono individuate come proiezione geometrica della direzione dell'onda in corrispondenza delle testate di diffrazione. Se il punto  $P$  è all'interno di zone d'ombra l'altezza dell'onda è definita considerando l'effetto prodotto dall'ostacolo.

#### 4.5.2 Rifrazione e shoaling

La simulazione numerica dei fenomeni di rifrazione e shoaling viene eseguita assumendo una batimetria localmente cilindrica, con direttrice data da un profilo trasversale assunto di forma costante nel tempo. Il termine localmente è relativo all'intorno della sezione di calcolo considerata dal modello nella discretizzazione della fascia costiera. Per batimetrie cilindriche e limitandosi a considerare onde lineari monocromatiche di periodo costante, la direzione assunta dalle ortogonali ai fronti d'onda è definita, nell'ambito dell'approssimazione detta dell'ottica geometrica, dalla legge di Snell:

$$\frac{\sin \alpha}{\sin \alpha_0} = \frac{C}{C_0}, \quad (4.30)$$

dove:

$C_0$  è la celerità dell'onda al largo;

$C$  è la celerità dell'onda alla profondità  $d$ ;

$\alpha_0$  è l'angolo formato tra la linea batimetrica ed il fronte d'onda al largo;

$\alpha$  è l'angolo formato dal fronte d'onda con la batimetrica alla profondità  $d$ .

Il coefficiente di shoaling  $K_s$  è dato dalla relazione

$$K_s = \sqrt{\frac{\sinh(2kd)}{\tanh(kd)[\sinh(2kd) + 2kd]}}, \quad (4.31)$$

dove  $k = 2\pi/L$  è il numero d'onda. Il coefficiente di rifrazione è dato dalla relazione

$$K_r = \sqrt{\frac{\cos \alpha_0}{\cos \alpha}}, \quad (4.32)$$

Nella simulazione del fenomeno di rifrazione/shoaling l'algoritmo del codice di calcolo fa riferimento a:

- a) profondità (al largo) relativa al clima d'onda di base (input), associando a questa una linea isobata parallela all'asse delle ascisse;
- b) un'eventuale profondità intermedia associata ad una linea isobata il cui orientamento è definito nel file di input, tramite le sezioni trasversali di discretizzazione;
- c) profondità ove si verifica il frangimento associata ad una linea isobata parallela alla linea di riva.

#### 4.5.3 Frangimento

Propagandosi verso riva nella zona di shoaling le onde condizionate dalle profondità decrescenti del fondale si deformano registrando un incremento dell'altezza  $H$  ed una riduzione della lunghezza  $L$  sino a raggiungere condizioni di instabilità della massa d'acqua legate sia all'eccessiva ripidità ( $H/L$ ) dell'onda sia ad un elevato rapporto tra l'altezza di questa e la profondità del fondale ( $H/d$ ). Per stimare le condizioni alle quali avviene il frangimento il codice di calcolo fa riferimento alla profondità relativa  $d_b/H_b$  definita tramite la relazione di Iversen (nella versione modificata da Goda) in funzione della ripidità dell'onda  $H/L$  e della pendenza del fondale:

$$\frac{1}{\gamma} = \frac{d}{H} = \frac{gT^2}{bgT^2 - aH}, \quad (4.33)$$

dove

$$a = 43.75(1 - e^{-19m}), \quad b = \frac{1.56}{1 + e^{-19.5m}}, \quad (4.34)$$

con  $m = \text{tg}\beta$  pendenza del fondale. Si noti che per  $m=0$  si ricava  $a=0$ ;  $b=0,78$ ;  $\gamma = 1,28$  che coincide con la nota relazione di Sverdrup e Munk.

#### 4.5.4 Caratteristiche della fascia attiva relative alle condizioni di frangimento

Il materiale solido messo in sospensione e movimentato dalle onde frangenti risulta comunque confinato entro una fascia litoranea (surf-zone)  $D_s$  che si estende dalla zona di

massima risalita ( $\tilde{d}$ ) dell'onda lungo la spiaggia (swash zone) verso il largo oltre la zona di frangimento (breaker zone) sino ad una profondità  $d_c$  detta di chiusura (depth closure) dei fenomeni evolutivi del litorale. Per la stima della profondità di chiusura  $d_c$  si è soliti fare riferimento alla formulazione analitica proposta da Hallermeier :

$$d_c = 2.28 - 10.9 \frac{\tilde{H}_0^2}{L_0}, \quad (4.35)$$

dove:  $\tilde{H}_0$  (m) esprime l'altezza significativa (al largo del sito in esame) associata ad una frequenza di accadimento pari a 12 ore/anno, e  $L_0 = g \cdot T^2 / 2 \cdot \pi$  (m) è la lunghezza dell'onda significativa.

Anche l'altezza di swash  $\tilde{d}$  è funzione essenzialmente delle caratteristiche del moto ondoso al frangimento ed è calcolata dal modello come risultante dei fenomeni di set-up  $R_S$  e run-up  $R_U$ . Il set-up è calcolato tramite la relazione:

$$R_S = \frac{5}{16} \gamma H_b, \quad (4.36)$$

dove  $\gamma = H_b / d_b$  è l'indice di frangimento;

$H_b$  è l'altezza significativa al frangimento;

$d_b$  è la profondità di frangimento.

Il run-up è definito tramite la relazione empirica di Hunt:

$$R_U = H_b \tan \beta \sqrt{H_b / L_0}, \quad (4.37)$$

Queste relazioni analitiche consentono di correlare le caratteristiche della fascia costiera "attivamente" coinvolta dai fenomeni evolutivi indotti da un evento ondoso opportunamente caratterizzato in termini di condizioni al largo (altezza significativa e lunghezza d'onda) e al frangimento.

#### 4.5.5 Effetto dovuto alla presenza dei pennelli

La presenza di un'opera trasversale alla linea di riva e radicata a terra introduce un elemento di discontinuità lungo la fascia costiera, condizionandone non solo il campo di moto ondoso e la distribuzione delle correnti litoranee ma anche la continuità del flusso solido

litoraneo. Anche nell'ipotesi di un campo di flusso longitudinale costante, la presenza di un pennello costituisce un ostacolo fisso al libero deflusso delle portate solide, alterandone il bilancio dei sedimenti e di conseguenza l'evoluzione del litorale.

L'effetto più evidente è proprio il marcato avanzamento della linea di riva nella zona cosiddetta di sopraflusso e, per contro, l'arretramento marcato della linea di riva sottoflusso. La singolare evoluzione della fascia costiera a ridosso di un pennello pone in difetto alcune delle ipotesi di base cui fanno riferimento i modelli del tipo ad una linea, prima fra tutti la discontinuità della linea di riva. Il problema è stato risolto assumendo che la cella di calcolo contenente il pennello sia confinata da due sezioni trasversali, contigue a quelle di confine delle sub-unità fisiografiche limitrofe. Sotto questa ipotesi è possibile calcolare in modo distinto l'evoluzione delle due sub-unità, verificando comunque preliminarmente che sia garantita la condizione al contorno della continuità del flusso dei sedimenti attraverso questa sezione di estremità. A tal proposito si parte dall'ipotesi che la continuità del flusso solido longitudinale nell'intorno di un pennello sia garantita solo quando questo non intercetti la linea di chiusura (verso il largo) della fascia costiera attiva.

Quando il pennello si estende verso il largo oltre la linea di chiusura della fascia attiva tutto il materiale solido, movimentato dalla corrente longitudinale, viene intercettato dall'opera nella zona di sopraflusso. In questo caso solo una frazione della portata solida longitudinale riesce a filtrare attraverso l'opera trasmettendosi alla zona sottoflusso; la quantità di materiale solido che si trasmette alla zona sottoflusso dipende dal grado di permeabilità del pennello. Nel caso limite di struttura impermeabile al flusso longitudinale dei sedimenti se questa interseca la linea di chiusura della fascia attiva disconnette completamente l'unità fisiografica in due sub-unità distinte.

Quando il pennello non interseca la linea di chiusura della fascia attiva, è consentita la continuità del flusso di materiale solido in quanto questo riesce in parte ad aggirare (bypassare) il manufatto attraverso la porzione della fascia attiva non occupata dall'opera. La percentuale di materiale solido che riesce a passare sottoflusso sarà tanto più elevata quanto più risulta ridotta la lunghezza del pennello e quindi la sua interferenza con la corrente longitudinale di flusso dei sedimenti. Anche in questo caso si riconosce che, la frazione di materiale solido direttamente intercettata sopraflusso dall'opera trasversale, può in parte filtrare sottoflusso a seconda del grado di permeabilità della struttura stessa.

4.5.6 L'equazione dell'evoluzione della linea di costa nella teoria dei modelli a un linea

Combinando l'eq. (4.28) con l'espressione (4.1) del flusso solido resa lineare si perviene alla forma

$$\frac{\partial y}{\partial t} - 2 \left[ \frac{(H^2 C_g)_b a_1}{(d_b + \bar{d})} \right] \frac{\partial^2 y}{\partial x^2} = 0, \quad (4.38)$$

con

$$a_1 = \frac{\rho_w K l}{16(\rho_s - \rho_w)(1 - p)}, \quad (4.39)$$

La (4.38) è un'espressione differenziale lineare di tipo parabolico che può essere risolta per assegnate condizioni iniziali e al contorno. Per il calcolo numerico si è adottato un modello esplicito alle differenze finite divise in avanti nel tempo e centrato nello spazio.

Il tratto di litorale interessato dall'intervento non è una intera unità fisiografica (vale a dire un'area all'interno della quale i sedimenti presentano movimenti "confinati", in quanto gli scambi con le coste limitrofe sono nulli o comunque trascurabili), di conseguenza gli estremi costituiscono dei punti singolari di riferimento per il calcolo. Pertanto è necessario imporre delle condizioni al contorno riferite alla portata solida entrante ed uscente da questi estremi e, di conseguenza, all'evoluzione della linea di riva in termini di  $\Delta y$ . Nel nostro caso non vi è motivo di ritenere le sezioni di estremità sedi di particolari fenomeni evolutivi, e quindi supporremo che la linea di riva agli estremi evolva in maniera costante nel tempo:

$$\left( \frac{\Delta y}{\Delta t} \right)_{1,N} = \pm e, \quad (4.40)$$

dove  $e$  rappresenta il tasso di avanzamento (se positivo) o di arretramento (se negativo) nell'unità temporale prescelta.

## 5 CONCLUSIONI

Si sono analizzati una serie di possibili interventi per mitigare l'erosione costiera nel paraggio di Lazzaro. La logica seguita è stata di considerare interventi di difesa di rigidità via via crescente. Si è partiti dall'analisi di stabilità di ripascimenti liberi, quindi si è proceduto a considerare sistemi di difesa costituiti da pennelli ortogonali alla linea di riva.

I risultati dei modelli analitici e numerici hanno evidenziato una tendenza all'instabilità di un ripascimento libero. Il motivo di tale instabilità è dovuto al clima ondoso nel paraggio di Lazzaro, il quale risulta esposto ai mari da Mezzogiorno provenienti dall'imboccatura Sud dello Stretto di Messina. I mari più forti al largo di Lazzaro sono appunto quelli da Sud-Est, i quali hanno tuttavia scarsa incidenza sulla costa di Lazzaro, in quanto subiscono una radicale attenuazione per rifrazione, via via che si propagano dal largo verso riva. Tra l'altro, questi mari, agendo molto inclinati rispetto alla costa, esplicano un effetto ricostituente sul ripascimento, anche se non sufficiente a bilanciare l'effetto demolente prodotto dai mari che veicolano la maggior parte di energia sulla costa di Lazzaro. Si tratta di mari la cui direzione di attacco è inclinata di  $-30^\circ$  rispetto alla normale alla linea di costa (un osservatore che guarda il mare dalla spiaggia di Lazzaro li vedrebbe sopraggiungere da sinistra).

Affinché il sistema offra alla costa una protezione significativa contro l'azione delle mareggiate, alla realizzazione dei pennelli bisogna associare anche il ripascimento artificiale dei tratti di costa ricompresi tra i pennelli stessi. Il riempimento delle celle va fatto contestualmente alla realizzazione dei pennelli per accelerare il bypass delle sabbie dal sopraflutto al sottoflusso, cercando di ripristinare il valore del trasporto solido al livello potenziale (ovvero al valore antecedente la realizzazione dei pennelli), limitando così l'effetto di depauperamento del tratto di spiaggia sottoflusso all'intervento. Tale ripascimento si rende inoltre necessario per compensare l'arretramento della linea di riva nelle aree di sottoflusso alle opere.

I pennelli trasversali forniscono il supporto per la creazione di una linea di riva in equilibrio dinamico, trattengono il materiale nelle celle, impedendo alle correnti litoranee di movimentarlo verso il sottoflusso. Tuttavia per consentire una certa circolazione (by-pass) del materiale sabbioso dal sopraflusso verso il sottoflusso, si consiglia di realizzare la quota di coronamento dei pennelli trasversali ad altezza variabile, realizzandola ad esempio parallela al fondale. Cosicché dopo un primo tratto emergente (quello più prossimo alla battigia), il pennello diventa sommerso e segue l'andamento del fondale mantenendo una distanza tra esso e la berma grossomodo costante.

La disposizione della linea di riva nelle celle è tale da assumere un'inclinazione media di  $15^\circ$  circa rispetto alla direzione della linea di costa originaria (coincidente con la direzione dell'asse  $x$ ). Ipotizzando che questa corrisponda all'inclinazione della linea di costa in equilibrio, ciò comporterebbe un arretramento della linea di riva, in corrispondenza al paramento sottoflusso (lato nord) dei pennelli di circa 9 m. Pertanto si suggerisce di adottare un'ampiezza minima del ripascimento (misurata in direzione ortogonale alla linea di costa) non inferiore a 10 m.

Per conferire maggiore stabilità al ripascimento si suggerisce di considerare la possibilità di utilizzare materiale grossolano (pietrame e ghiaia) per costituire lo strato di sottofondo al ripascimento stesso, lasciando il materiale più fine (sabbia mista a ghiaia) per il ricoprimento superficiale.

Da ultimo, una considerazione circa la valutazione ex post del successo dell'intervento. Una revisione della letteratura scientifica mostra una certa vaghezza su come giudicare il successo (o il fallimento) di un progetto di difesa costituito da un sistema di pennelli. A giudizio di Kraus, Hanson, and Blomgren (1994), il successo dovrebbe essere giudicato dalla capacità di garantire:

- (1) una larghezza minima della spiaggia a tutela degli insediamenti (infrastrutture, edifici, opere civili, etc.) realizzati in fregio ai litorali, in corrispondenza a mareggiate di assegnato periodo di ritorno;
- (2) una portata di materiale solido alle spiagge poste nel sottoflusso sufficiente da evitare l'erosione delle stesse.

Nel caso dell'intervento in oggetto, il successo o meno potrà essere verificato con un piano di monitoraggio pluriennale del litorale.

#### BIBLIOGRAFIA ESSENZIALE

- Boccotti, P. *Idraulica Marittima*, Ed. UTET, Torino, 1997.
- Filianoti, P. L'evoluzione del litorale conseguente alla realizzazione di una barriera parallela alla linea di riva, *Atti XXV Conv. Naz. di Idraulica e Costr. Idrauliche*, Torino, 1996, 258-269.
- Filianoti, P. L'evoluzione del litorale conseguente alla realizzazione di una pennello ortogonale alla linea di riva, *Studi Costieri*, 1, 1999, pp. 137-150.
- Hanson, H. & Kraus, N. C. GENESIS – generalized model for simulating shoreline change, Tech. Rep. Vol. 1, CERC-89-19, USAE-WES, Coast. Engrg. Res. Ctr., Vicksburg, Miss.
- Hsu, J. R. C. & Silvester, R. Accretion behind single offshore breakwater, *J. Waterway, Port, Coastal and Ocean Div.*, 1990, 116, (3), pp. 362-380.
- Isaacson, M. de St. Q. Vertical cylinders of arbitrary sections in waves, *J. Waterway, Port, Coastal and Ocean Div.*, 1978, 104, (4), pp. 309-324.
- John, F. On the motion of floating bodies, *Communications on pure and applied mathematics*, 1950, Vol.3, (1), pp. 45-101.
- Larson, M., Hanson, H. & Kraus, N. C. Analytical solutions of one-line model for shoreline change near coastal structures, *J. Waterway, Port, Coastal and Ocean Engng.*, 1997, 123 (4), pp. 180-191.
- Longuet-Higgins, M. S. & Stewart, R. W. Radiation stresses in water waves; a physical discussion with application. *Deep-Sea Res.*, 1964, 11.
- McCormick, M. Equilibrium shoreline response to breakwaters, *J. Waterway, Port, Coastal and Ocean Engng.*, 1993, 119 (6), pp. 657-670.
- Mitsuyasu, H., Tasai, F., Suhara, T. & al. Observation of directional spectrum of ocean waves using a clover-leaf buoy. *J. Phys. Oceanogr.*, 1975, 5, pp. 750-760.
- Pelnaud-Considère, P. Essai de théorie de l'évolution des formes de rivages en plages de sable et de galets, *Quatrième Journées de l'Hydraulique, Les Energies de la Mer*, 1956, Question III, 1, pp. 289-298.
- Sarpkaya, T. & Isaacson, M. *Mechanics of wave forces on offshore structures*, Van Nostrand Reinhold Company Inc., New York, 1981.
- Suh, K. & Dalrymple, R. A. Offshore Breakwaters in laboratory and field, *J. Waterway, Port, Coastal and Ocean Engng.*, 1987, 113 (2), pp. 105-121.

Wehausen, J. W & Laitone, E. V. Surface waves, Encyclopedia of Physics, Ed. S. Flugge,  
Vol. 9, Fluid Dynamics III, Springer-Verlag, Berlino, 1960.

---

PARTE II

Dimensionamento strutturale opere per la protezione  
costiera del paraggio di Lazzaro

---

## 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'assieme 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. 7.1 dello Studio Idraulico-Marittimo si ottiene:

$R = 22 \text{ anni} \Rightarrow h(R) = 4.15 \text{ m}$     incipiente danneggiamento,

$R = 67 \text{ anni} \Rightarrow h(R) = 4.6 \text{ m}$     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 Lazzaro con direzione di propagazione al largo inclinata di 30° rispetto alla normale alla costa. (cfr. Tab. 7.1 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, essendo inclinato di appena 30° rispetto alla normale si presenta sulla profondità di frangimento con un'altezza significativa praticamente uguale a quella di largo (trascurando ovviamente i modesti fenomeni di dissipazione dovuti all'attrito sul fondo).

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 4.15 m di  $H_s$  e da 4.6 m di  $H_s$  il frangimento avviene per eccessiva altezza rispetto alla profondità del fondo, e si verifica su un fondale di 5.2 m di profondità nel caso dello stato di mare da 4.15 m di altezza significativa, e su un fondale di 5.7 m nel caso dello stato di mare da 4.6 m (cfr. Tab. 7.1 dello Studio di Idraulica-Marittima). Al frangimento la direzione di propagazione forma un angolo di -14° circa con la normale alla linea di costa (un osservatore che guardasse il mare dalla spiaggia vedrebbe avanzare le onde lievemente inclinate alla sua sinistra). 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 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 1:6, la quale è la pendenza media risultante dal rilievo batimetrico (cfr. Figg. 1.3a-b Parte I)

I risultati del modello sono mostrati nelle Figg. 1.1 e 1.2 rispettivamente per lo stato di mare da 4.15 m di  $H_s$  e da 4.6 m. Come si vede dalle figure l'altezza significativa sulla profondità di 3.2 m (profondità alla testata dei pennelli barriera) è pari a

$$H_s = 4.3 \text{ m nel caso di incipiente danneggiamento,}$$

$$H_s = 4.7 \text{ m nel caso di distruzione totale.}$$

Come si vede le altezze rimangono pressoché invariate rispetto al valore di largo. Ciò è dovuto alla accentuata ripidità del fondale. Pertanto, la breve distanza che intercorre tra la profondità del frangimento e la profondità della testata dei pennelli fa sì che l'energia posseduta dalle onde rimanga praticamente inalterata.

Quanto al periodo caratteristico degli stati di mare di progetto, assumeremo valido il periodo medio risultante dai dati UKMO elaborati nel punto di coordinate (37.9°N, 15.5°E), per le classi di altezza significativa nelle quali ricadono i due sopra citati stati di mare. Avremo quindi

$$H_s = 4.3 \text{ m } T_m = 7.2 \text{ s,}$$

$$H_s = 4.7 \text{ m } T_m = 7.7 \text{ s}$$

La durata convenzionale degli stati di mare di progetto si desume dalla Fig. 7.1 dello Studio Idraulico Marittimo e risulta

$$\mathcal{D} = 18,9 \text{ ore per } H_s = 4.3 \text{ m;}$$

$$\mathcal{D} = 17,3 \text{ ore per } H_s = 4.7 \text{ m.}$$

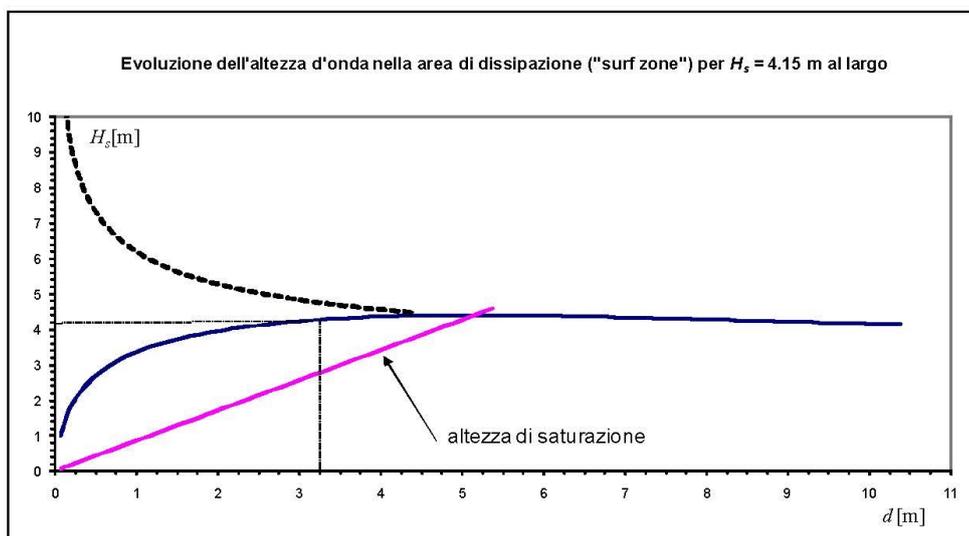


Fig. 1.1 - Variazione dell'altezza significativa con la profondità all'interno della zona dei frangenti (surf-zone). La curva si riferisce ad uno stato di mare con  $H_s = 4.15$  m.

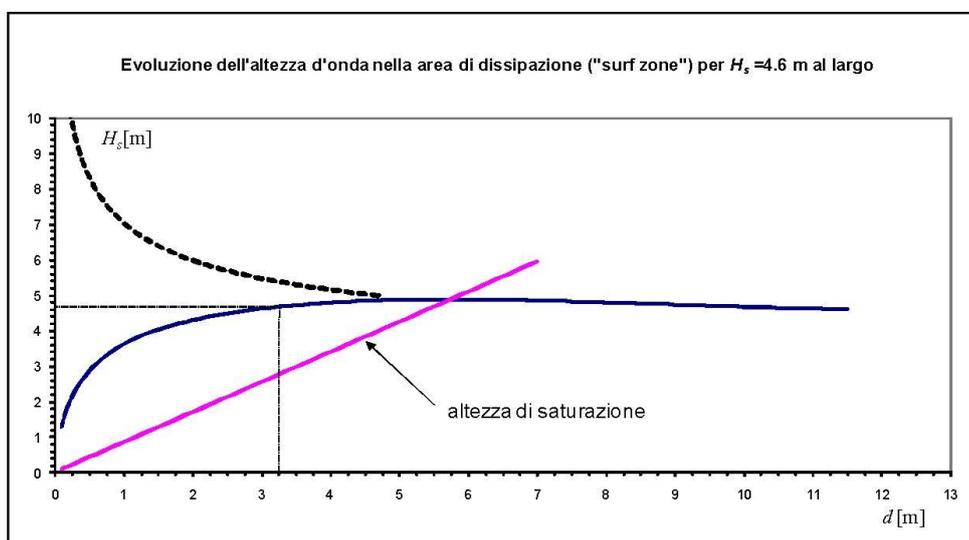


Fig. 1.2 - Variazione dell'altezza significativa con la profondità all'interno della zona dei frangenti (surf-zone). La curva si riferisce ad uno stato di mare con  $H_s = 4.6$  m.

## 2. STABILITÀ E EFFICIENZA IDRAULICA DEL PENNELLO

### 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.

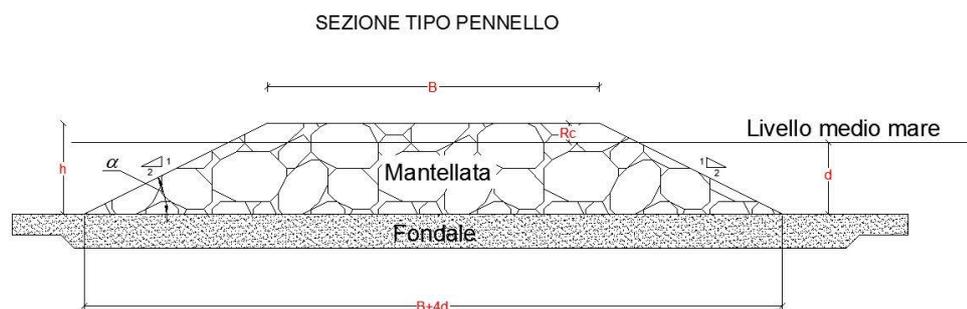


Fig. 2.1 - Schema tipo di una sezione trasversale di un pennello a gettata di massi.

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

B	=	berma mantellata
Rc	=	Altezza cresta rispetto l.m.m.
d	=	altezza del fondale naturale
$\alpha$	=	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  $D_{n50M}$ , 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

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

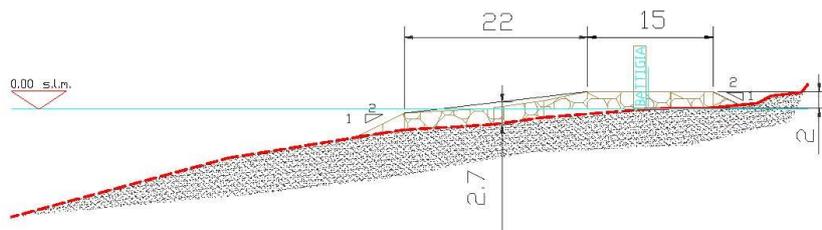


Fig. 2.2 - Schema indicativo di una sezione longitudinale tipo del pennello per Lazzaro.

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 traccimate dalle onde, le formule (2.2) 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 4.3 m per la condizione di danneggiamento incipiente, e 4.7 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. 7.1 dello Studio Idraulico-Marittimo) e il periodo medio delle onde, il quale può essere assunto pari a  $0.78T_p$  (relazione valida per spettro JONSWAP medio). Abbiamo

$$N = 9.450 \text{ per } H_s = 4.3 \text{ m e } N = 8.088 \text{ per } H_s = 4.7 \text{ m.}$$

Come si vede, per entrambi gli stati di mare il numero di onde è superiore al valore limite di 7.500 onde, oltre il quale, secondo Van der Meer, la struttura ha raggiunto le condizioni di equilibrio. Verrà pertanto adoperato il valore limite nelle eqq. (2.2) e (2.3).

Il valore del parametro  $\mathcal{S}$  risulta pari a 2.18, 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

$$0 < S < 2 \text{ nessun danno o insorgenza di danni;}$$

$$5 < S < 8 \text{ danni moderati;}$$

$S > 8$  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 2.05. Mentre alla condizione di danneggiamento grave, un  $N_s$  pari a 2.48.

Sostituendo questi valori di  $N_s$  nell'eq. 2.1 insieme ai valori di progetto dell'altezza d'onda significativa  $H_s$ , pari a 4.3 m in condizioni di incipiente danneggiamento e a 4.6 m, per il danneggiamento grave, nonché imponendo un peso specifico dei massi naturali pari a 26.5 kN/m<sup>3</sup> ( $\Delta = 1.62$ ), si ottiene  $D_{50M}=1.52$  m ( $M_{50M} = 92.9$  kN) per l'incipiente danneggiamento e  $D_{50M}=1.06$  m ( $M_{50M} = 31.7$  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  $D_{50M} = 1.21$  m e ad un peso nominale del masso pari a 47.5 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  $B = 6.0$  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
$\Delta$	=	$(\rho_s / \rho_w - 1)$ = densità relativa del materiale impiegato;
$P$	=	permeabilità della mantellata
$\rho_s$	=	densità del materiale costituente la mantellata (materiale lapideo);
$\rho_w$	=	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).

Pertanto, cautelativamente si assume come peso minimo del masso il valore ottenuto con la formula di Ahrens, e cioè 50.5 kN.

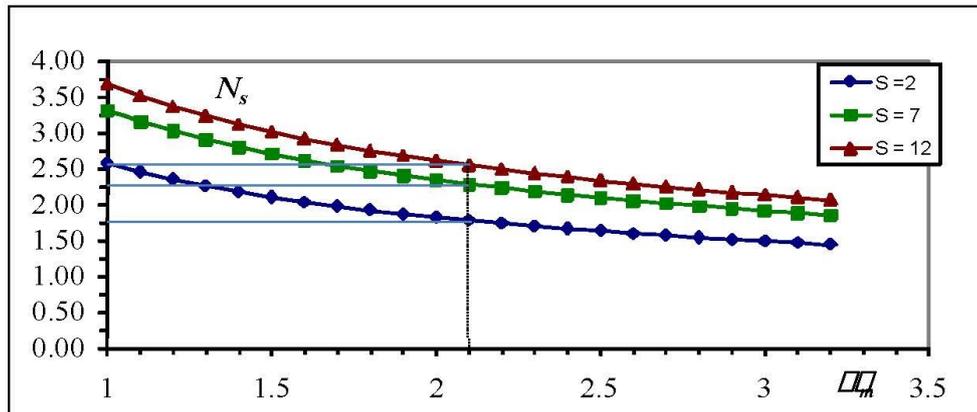


Fig. 2.2 – Andamento del numero di stabilità  $N_s$  in funzione della ripidità media delle onde  $\xi_m$ .

### 5.1 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.

## 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 sottoflusso 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 6 m e alto 1.0 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 al di sopra della curva di Seabrook & Hall per valori dell'altezza significativa fino a 2.5 m, dopodiché si ha l'inversione. 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 sottoflusso del 75% in media nel range di  $H_s$  tra 1.0 2.5 m. Ciò significa un abbattimento dell'energia ondosa trasmessa nel sottoflusso del 56% 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 sopraflusso del pennello. Tuttavia, la residua capacità di trasporto dovrebbe mitigare l'effetto erosivo nella zona del sottoflusso. 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 sopraflusso (e di contestuale arretramento nel sottoflusso) può essere accelerato procedendo al ripascimento artificiale della spiaggia nell'area di sopraflusso del pennello.

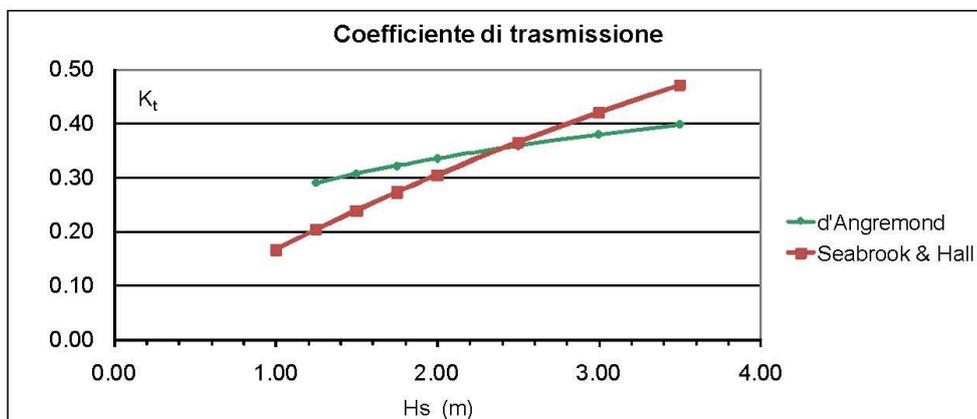


Fig. 2.2 - Coefficiente di trasmissione (= altezza d'onda trasmessa / altezza d'onda incidente) dell'altezza d'onda trasmessa nell'area di sottoflusso di un pennello largo 6 m in sommità e alto 2.0 m, posta su un fondale di 2 m di profondità media.

