

Esperimenti di laboratorio ed osservazioni di campo sulle modifiche indotte al fondo da opere tracimabili

Pier Luigi Aminti¹, Barbara Zanuttigh², Carlo Lorenzoni³,
Luca Martinelli², Emanuela Clementi²

¹ Dipartimento di Ingegneria Civile (DIC) - Università di Firenze, via S. Marta, 3 - 50139 Firenze.

Tel.: +39 055 4796316, Fax: +39 055 495333, E-mail: aminti@dicea.unifi.it

² Dipartimento di Ingegneria delle Strutture, dei Trasporti, delle Acque, del Rilevamento, del Territorio (DISTART) - Università di Bologna, viale Risorgimento, 2 - 40136 Bologna. Tel.: +39 051 2093754, Fax: +39 051 6448346.

E-mail: barbara.zanuttigh@mail.ing.unibo.it

³ Istituto di Idraulica e Infrastrutture Viarie, Università Politecnica delle Marche, Via Brecce bianche - 60131 Ancona.

Tel.: +39-071-220-4529, Fax: +39-071-220-4528, E-mail: c.lorenzoni@univpm.it

Riassunto

Rilevi specifici eseguiti su sistemi di opere di difesa di differente tipologia hanno evidenziato la presenza di importanti modifiche al fondo indotte dall'interazione del moto ondoso con le opere. In alcuni casi sono stati osservati approfondimenti molto importanti che minano la stabilità delle opere. In particolare è stata evidenziata la pericolosità di varchi stretti su opere a cresta bassa.

Recenti esperienze di laboratorio hanno permesso di analizzare i meccanismi di erosione che assumono una maggior rilevanza in presenza di opere tracimabili.

Sono riportate alcune relazioni empiriche che consentono di prevedere la localizzazione ed estensione dell'erosione sulla base della conoscenza del moto ondoso incidente e della geometria delle scogliere; i risultati delle formule sono stati messi a confronto con i rilievi di campo e di laboratorio.

L'insieme delle informazioni raccolte ha permesso di ricavare indicazioni progettuali per le protezioni da attuare sui varchi e lungo il tronco di strutture tracimabili.

Parole chiave: opere a cresta bassa, modello fisico, erosione localizzata.

Abstract

A systematic survey carried out along the most important coastal protection structures of Italy shows that important morphological changes occur on the sea bed near the structures some years after the construction. Severe erosion is observed near the gaps between low crested detached breakwaters, even after only a few months from the construction, and a generalised deepening of the sea bed occurs in front/behind emerged/submerged barriers.

In this paper, near and far field erosion due to low crested coastal structures were studied observing prototype cases and conducting laboratory tests, providing some empirically based tools for localisation and quantification of erosion. Simple design criteria are given to protect gaps and structure toe.

Keywords: low crested structures, physical model, bottom scour.

Introduzione

Allo scopo di ridurre gli impatti delle opere di difesa costiera sul paesaggio e per migliorare la qualità dell'acqua, negli ultimi anni sono state frequentemente utilizzate strutture con cresta bassa, quindi ampiamente tracimabili, così come opere sommerse.

Le opere tracimabili inducono importanti cambiamenti al campo idrodinamico indotto dal moto ondoso nell'intorno delle strutture e, soprattutto, nella zona protetta. Questo fatto provoca in tempi più o meno lunghi modifiche ai fondali, alcune delle quali non rilevate in presenza di classiche opere emerse. Le variazioni dei fondali indotte da correnti concentrate in corrispondenza di varchi sono

state osservate nel dettaglio grazie alla diffusione di rilievi con ecoscandagli *multi beam*; con le stesse tecniche sono state evidenziate modifiche sui fondali antistanti il tronco ed in corrispondenza delle testate di scogliere parallele.

La stima della localizzazione e dell'intensità dell'erosione in prossimità delle opere di difesa costiera costituisce un importante aspetto progettuale, essendo una delle possibili cause di collasso delle opere stesse. L'erosione si può manifestare lungo il tronco ed attorno alla testata, producendo lo scalzamento del piede dell'opera ed innescando lo scivolamento della mantellata nello scavo creatosi; il prolungarsi nel tempo di tali condizioni può condurre all'instabilità della struttura.

Esperimenti in canale a fondo mobile condotti sulle testate di frangiflutti emersi (Fredsoe e Sumer, 1997) e sommersi (Sumer et al., 2003, 2005) hanno evidenziato due meccanismi chiave della formazione delle erosioni in prossimità delle opere, *near field*, ossia poste ad una distanza inferiore ad $\frac{1}{4}$ della lunghezza d'onda: il primo è dovuto alla riflessione delle onde alla struttura, lato mare; il secondo consiste nell'azione di mobilitazione al fondo esercitata dal getto circolare indotto dal frangente e provoca la formazione di una fossa d'erosione lato riva.

Dati i tempi di formazione piuttosto rapidi (dell'ordine della marea) delle erosioni *near field* e l'azione significativa e continuata delle correnti attorno alle strutture, spesso in campo è difficile separare i due fenomeni sopra descritti.

Nelle opere tracicabili risultano molto accentuate le erosioni di tipo *far field*, ossia che interessano distanze superiori ad $\frac{1}{4}$ della lunghezza d'onda, dovute alla interazione di onde e correnti (Sumer et al., 2001). Forme tipiche sono le erosioni 'crescentiche' (a forma di mezzaluna) alle testate ed i canali con forma 'a pennacchio' in corrispondenza dei varchi (dovuti alle correnti di ritorno verso il largo).

Lo spostamento della linea di riva, l'accumulo o la perdita di materiale nell'area protetta sono fenomeni riconducibili ad una scala spaziale e temporale ancora maggiore: la risposta delle opere è condizionata dai processi che investono tutto il litorale ed ha rilevanza sia l'effetto della singola mareggiata sia quello a lungo termine, con effetti generalmente non coincidenti.

L'importanza di questi processi è cruciale per la progettazione, ed è stata in qualche caso sottovalutata. Hughes e Schwichtemberg (1999) riportano un caso di studio dove si sono verificati forti approfondimenti localizzati nel varco fra due strutture emerse e documenta l'insuccesso di semplici opere sommerse a chiusura del varco. In un ben noto studio di campo su una barriera sommersa costruita per la protezione delle spiagge di Palm Beach, Florida (Dean et al., 1997), i fenomeni erosivi generalizzati scala indotti dalla struttura ne richiesero la demolizione.

In presenza di varchi molto stretti fra opere tracicabili si possono anche instaurare gravi condizioni di pericolo per i bagnanti dovuti ai forti gradienti di velocità.

Nel presente lavoro sono analizzate le variazioni localizzate osservate in campo per una serie di opere a cresta bassa che coprono le principali tipologie utilizzate: barriere sommerse continue, barriere interrotte da pennelli emersi, barriere sommerse allineate, barriere emerse a cresta bassa con varchi. Le modifiche osservate al fondo sono documentate dai rilievi di campo.

Analogamente sono descritti i risultati di esperimenti in vasca a fondo mobile su barriere tracicabili, riportando le modifiche al fondale osservate; l'interpretazione dei processi è supportata da una simulazione numerica mediante il modello MIKE 21 CAMS, sviluppato da DHI Water & Environment.

Infine sono suggeriti alcuni strumenti che consentono la valutazione e la localizzazione dei fenomeni erosivi vicini e lontani dalle opere.

Casi di studio di campo

Marina di Massa

Le cause dell'erosione del litorale di Marina di Massa sono state da tempo studiate (Albani, 1940) ed un nuovo recente studio ha permesso di quantificare i processi erosivi in atto e valutare i risultati ottenuti con il sistema di protezione realizzato (Cipriani et al., 2001).

La spiaggia è stata protetta, per un primo tratto immediatamente a Sud del Porto di Marina di

Carrara con un sistema di barriere parallele distanti da riva circa 100 m con varchi di ampiezza variabile fra 10 e 15 m e successivamente a partire dagli anni '80 la protezione è stata estesa nel tratto più lontano dal porto con 13 pennelli ortogonali a riva con le testate collegate fra loro con una barriera semiaffiorante. Maggiori dettagli sull'area di studio sono riportati nell'articolo di Mancinelli et al. nel presente volume.

Tratto settentrionale difeso con scogliere parallele distaccate

Il sistema di difesa ha indotto significative variazioni al profilo di spiaggia lungo tutto il tratto, ma solo in tempi recenti, con l'esecuzione di rilievi di dettaglio utilizzando anche strumenti *multi beam*, è stato possibile evidenziare erosioni localizzate di profondità inaspettate.

Lungo il tratto difeso da scogliere parallele non si sono verificati problemi di erosione localizzata così evidenti fino a quando le strutture sono state mantenute a quota tale da essere tracimate solo molto raramente; negli ultimi anni non sono state eseguite opere di manutenzione e la sommità delle scogliere si è abbassata fino alla quota variabile fra + 0.5 m e + 1.0 m s.l.m. e quindi sono soggette a forti tracimazioni anche durante mareggiate di debole intensità

Un rilievo *multi beam* eseguito nell'estate 2004 evidenzia la presenza di forti erosioni localizzate in corrispondenza dei varchi che raggiungono anche la profondità di 9 m su un fondale medio di 4 m (Fig. 1). Le aree di erosione del fondo sono localizzate sulla parte esterna delle opere di difesa e la loro morfologia appare chiaramente correlata alle correnti in uscita dai varchi. I recenti rilievi di dettaglio hanno permesso di individuare, lungo la fascia esterna delle scogliere, un'alternanza di aree di forte erosione ad aree di deposito che possono essere generate dall'interazione fra la corrente litoranea prevalente diretta verso sud e le correnti in uscita dai varchi obliqui diretta in verso opposto.

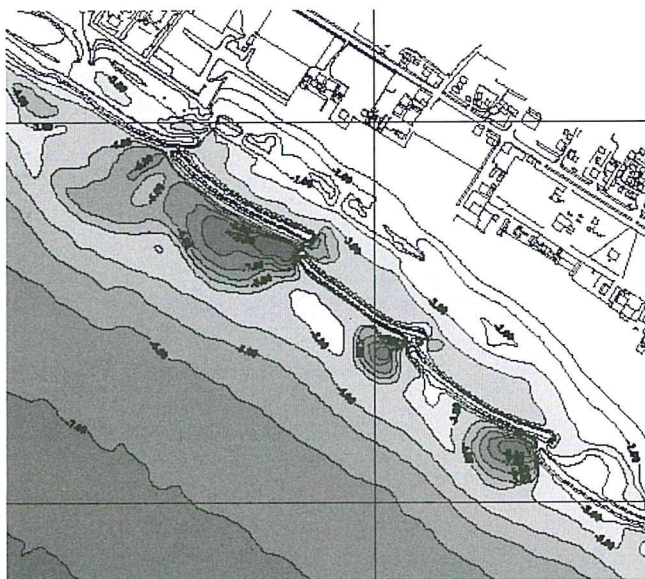


Figura 1 - Scavi in corrispondenza di varchi fra barriere parallele.

Un tratto più a Sud è protetto da scogliere parallele realizzate a protezione della difesa radente, quando questa non è più risultata sufficiente a proteggere la strada litoranea. Esse furono costruite in tempi diversi a diversa distanza da riva. Tutte le opere sono a cresta bassa (da +0.8 m a +1.5m); anche in questo tratto i varchi sono molto stretti ed i fondali fortemente incisi raggiungono la profondità di 10 m causando seri problemi di stabilità alle testate (Fig. 2).

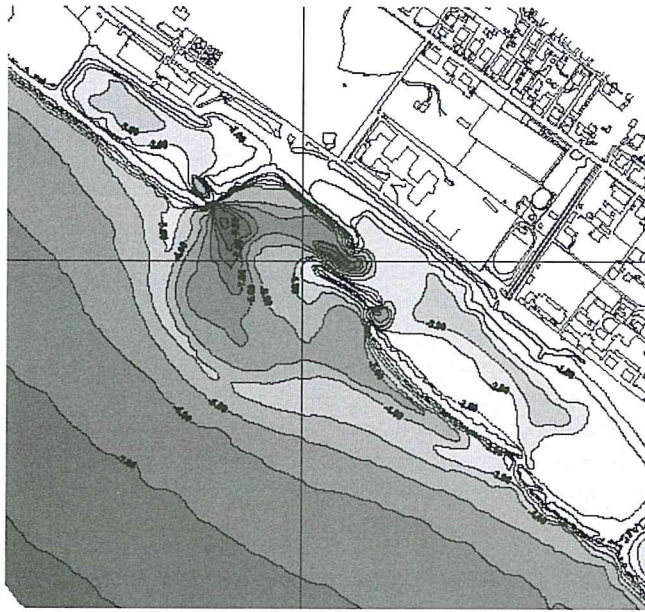


Figura 2 - Erosioni localizzate in corrispondenza di varchi.

Lungo il tratto meridionale, all'inizio della difesa con pennelli emersi e barriere sommerse, al termine dei lavori venne lasciato un varco fra l'ultimo pennello costruito e la barriera sommersa. I rilievi eseguiti nel 2000, circa 15 anni dopo l'interruzione dei lavori, hanno evidenziato la presenza di un'erosione del fondo che raggiunge i 12 m di profondità (Fig. 3).

Va notato che dai rilievi di prima pianta, eseguiti in fase di inizio lavori, risultavano profondità medie del fondo comprese fra i 3.5 m e 4 m.

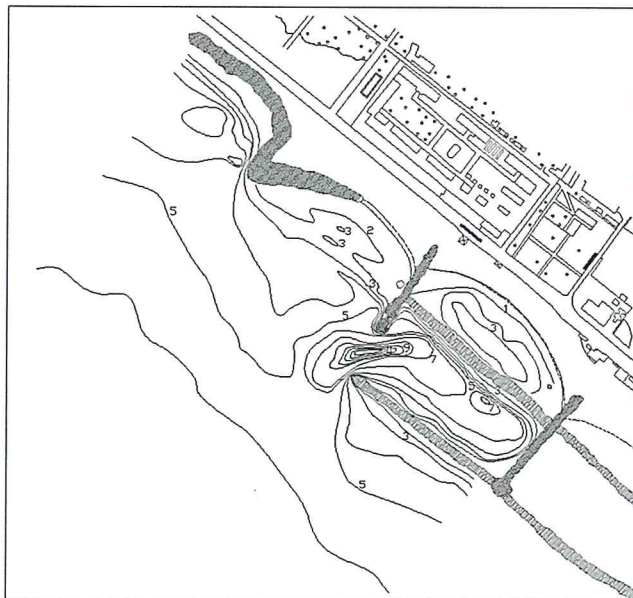


Figura 3 - Erosioni su un varco fra un pennello emerso ed una barriera sommersa.

Allo scopo di interpretare la dinamica dei sedimenti in corrispondenza dei varchi è stato eseguita una simulazione con il codice di calcolo MIKE 21.

La simulazione del campo idrodinamico e del trasporto è stata eseguita ipotizzando diversi attacchi ondosi con direzione corrispondente a quella delle mareggiate più intense. Come illustrato (Mancinelli et al., presente volume) nel paraggio in esame, le mareggiate più intense provengono sempre da un settore molto stretto (230° - 245°). Nella Figura 4 è riportato il campo idrodinamico e di trasporto indotto da un attacco ondoso dalla direzione di 240° N, di altezza 2.3 m e periodo di 7 s. Si può osservare che, pur generandosi una corrente litoranea diretta verso Sud, è presente una intensa corrente in uscita dal varco con una forte capacità di trasporto in grado di spiegare gli approfondimenti osservati.

Osservazioni visive durante le mareggiate permettono di comprendere chiaramente la dinamica delle masse d'acqua che interagiscono con le opere: i volumi di acqua che entrano per sormonto nella zona protetta ritornano all'esterno in parte attraverso la scogliera, in parte come flusso di ritorno al di sopra della berma e, prevalentemente, attraverso i varchi.

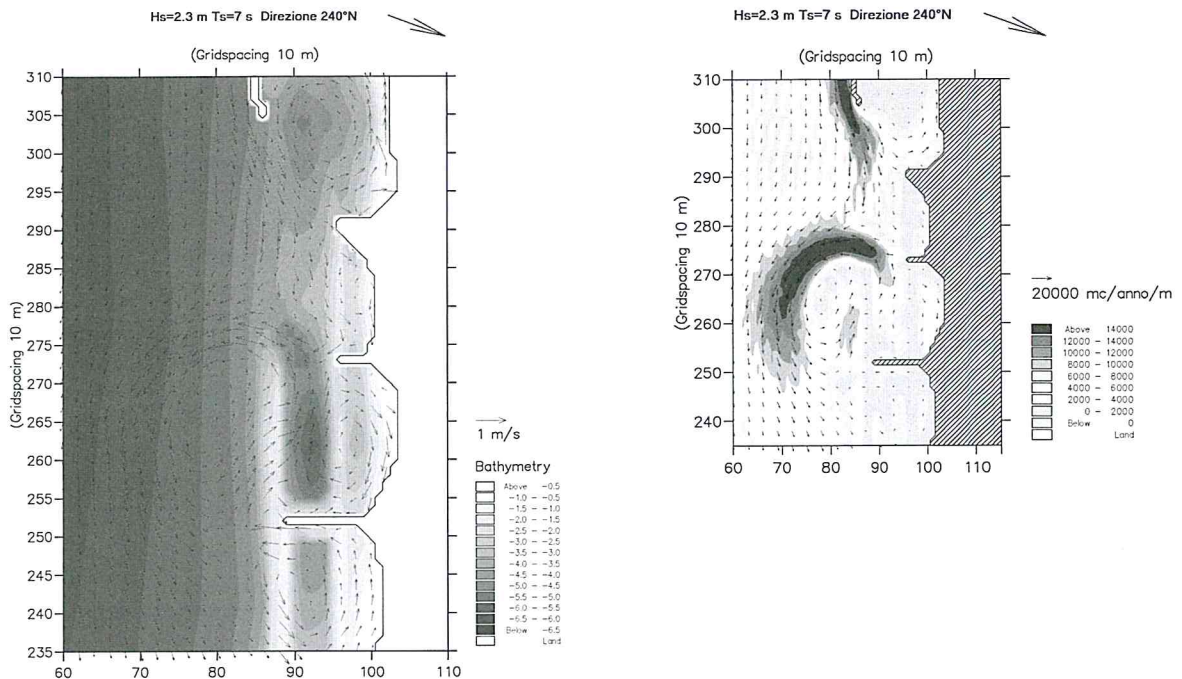


Figura 4 - Campo idrodinamico e trasporto solido nell'intorno delle opere di difesa.

Lo studio su modello evidenzia come la presenza di varchi in sistemi di opere trascinabili riduca significativamente l'efficienza nel contenimento dei sedimenti riportati artificialmente per la manutenzione delle spiagge e spiega anche come possano crearsi serie condizioni di pericolo per i bagnanti o mezzi di salvataggio che, una volta usciti dalla zona protetta, trovano una continua corrente avversa per il rientro attraverso il varco.

Tratto difeso con pennelli e barriera sommersa

Sul tratto protetto da pennelli emersi con le testate collegate da una barriera sommersa parallela a costa, i rilievi di spiaggia eseguiti nel 1998 e 2004 hanno permesso di conoscere in dettaglio la morfologia del fondo fino alla profondità di 10 m.

E' stato possibile eseguire un confronto con i rilievi eseguiti al termine dei lavori. Purtroppo il livello di precisione dei rilievi eseguiti in quel periodo è piuttosto limitato, ma dal confronto è comunque stato possibile seguire l'evoluzione morfologica dei fondali dopo la costruzione delle difese.

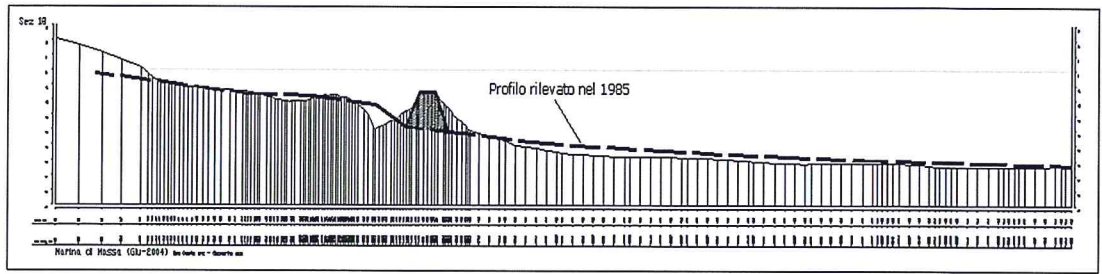


Figura 5 - Confronto fra i profili del 1985 e 2000.

Nella zona protetta la linea di riva è generalmente avanzata e si è avuto un incremento di volume dei sedimenti presenti. Per quanto riguarda i fondali antistanti le difese si è invece evidenziato un generalizzato abbassamento, stimato in circa 0.5 m sulla fascia oltre la profondità di 4 m (Fig. 5). Alla base della barriera è presente un limitato accumulo sia sul lato interno che su quello esterno in contrasto con quanto osservato da Sumer et al. (2001). Va tenuto conto che in questo caso la barriera ha una pendenza lato mare molto dolce e che l'intera struttura ha una larghezza alla base di oltre 30 m; in questo caso gli effetti dello *steady streaming* indotto dalla riflessione è certamente molto limitato. Nella zona protetta è, invece, evidente una fossa di erosione parallela alla riva dovuta all'effetto di ricaduta dei frangenti che sormontano la scogliera. Allo scopo di evidenziare il campo idrodinamico indotto dal sistema di difesa è stata eseguita una simulazione con il codice di calcolo MIKE 21.

Il campo idrodinamico, ricostruito con le stesse condizioni di moto ondoso indotto del caso precedente, evidenzia una forte concentrazione di velocità e conseguentemente della capacità di trasporto nella fascia antistante le difese spiegando quindi gli approfondimenti osservati.

Appare evidente che, mentre su un litorale naturale la corrente litoranea si sviluppa sull'intera surf zone, su un litorale protetto con questo sistema di difesa la corrente appare concentrata fra il limite della *surf zone* e la difesa parallela in quanto all'interno della zona protetta i pennelli emersi permettono solo lo sviluppo di vortici confinati all'interno delle celle ed impediscono la formazione di una corrente unidirezionale (Fig. 6).

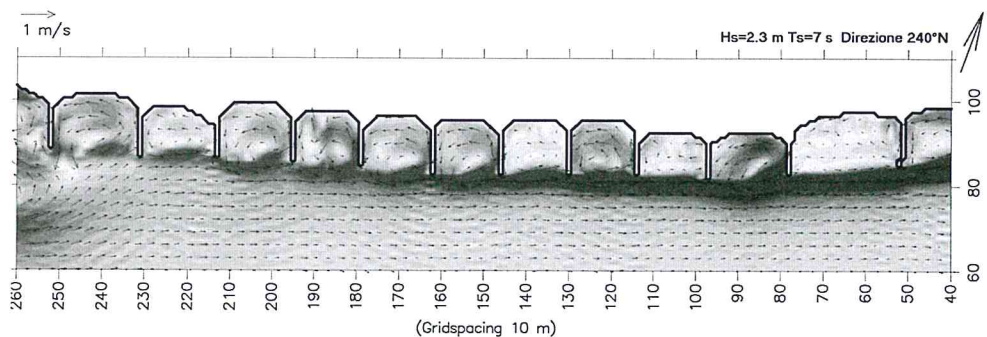


Figura 6 - Ricostruzione del campo idrodinamico.

Marina di Montemarignano (AN)

Le cause dell'erosione della spiaggia ghiaiosa nel tratto della costa marchigiana antistante la località di Marina di Montemarignano, ora protetto da una batteria di quattro scogliere sommerse allineate parallelamente alla riva, sono da ricercarsi sopraflutto (cioè verso SudEst), in particolare negli squilibri litoranei prodotti dal progressivo avvicinamento delle opere costiere di tipo rigido realizzate nel litorale della vicina Falconara Marittima. Come rilevato da Ripanti (1987) e come meglio spiegato nell'articolo di Mancinelli et al., presente in questo volume, la spiaggia di Marina di Montemarignano è sempre stata strettamente legata alle alterne vicende del fiume Esino ed in misura minore alla sistemazione del vicino torrente Rubiano.

Ad innescare i problemi più gravi al litorale in questione erano stati soprattutto i lavori di costruzione del vasto terrapieno in ampio oggetto realizzato intorno agli anni '60 a servizio della raffineria API sulla sponda destra alla foce dell'Esino, che si trova circa 3 km a SudEst della località presa in esame (Lorenzoni et al. 1998, Mancinelli et al., presente volume).

I fenomeni erosivi hanno raggiunto la spiaggia di Marina di Montemarciano all'inizio degli anni '80, divenendo presto preoccupanti. Sono stati affrontati mediante la realizzazione di opere di protezione di vario tipo. Fra il 1984 ed il 1985 fu posta, a difesa della stazione ferroviaria e della strada litoranea, fra il fosso Avena ed il torrente Rubiano, una massiccia scogliera radente. L'erosione si è così inevitabilmente trasferita nel tratto di spiaggia ghiaiosa sottoflutto, a NordOvest del torrente Rubiano. Dopo le urgenti realizzazioni, nel 1988 e nel 1989, di due brevi tratti di scogliera radente, l'intervento definitivo per la difesa del tratto di spiaggia in questione ha comportato la posa in opera di una difesa, lunga complessivamente 530 m, costituita di una serie di quattro scogliere sommerse allineate, lunghe 110 m ciascuna, con varchi ampi 30 m, posta all'incirca su un fondale di 3 m a 170 m di distanza dalla riva, con berma di sommità larga 10 m e prevista sommergenza di 0.50 m ad avvenuto assestamento.

Il sistema di difesa longitudinale adottato è risultato efficace nella protezione del tratto immediatamente retrostante di spiaggia. In seguito, infatti, tale litorale non ha più manifestato gravi problemi di erosione. Non si è riusciti, invece, ad impedire la traslazione dell'erosione ulteriormente sottoflutto, per cui, successivamente, si è dovuto ricorrere alla realizzazione di nuove opere di protezione del litorale ancora più settentrionale.

Per analizzare le variazioni morfologiche verificatesi nel paraggio costiero attorno alle suddette opere sommerse, non disponendo di adeguati rilievi batimetrici di dettaglio, si è fatto riferimento all'interpretazione in planimetria ottenuta dalla trasposizione di alcuni profili rilevati trasversalmente alla linea di spiaggia nel campo di mare attorno alle scogliere e di altre indagini effettuate successivamente alla realizzazione delle opere.

Le opere sommerse hanno indotto significative variazioni al profilo trasversale della spiaggia. In particolare hanno prodotto una vistosa risagomatura dei fondali della zona protetta dalle barriere, con un discreto avanzamento (fino a circa 20 m) della linea di riva e di tutta la prima parte della spiaggia sommersa, avente le minori profondità. Nella zona retrostante alle scogliere l'andamento del profilo del fondo risulta avere pendenze generalmente abbastanza ripide nella zona di battigia fino a circa 1.5 m di profondità, mentre presenta pendenze più dolci con frequente presenza di barre fra 1.5 m e 3 m di profondità; il profilo prosegue divenendo gradualmente più ripido fino a raggiungere profondità fino a 4 m a ridosso delle strutture lato terra. Valori così elevati possono trovare spiegazione nello scavo provocato dall'effetto di ricaduta delle onde frangenti sulla berma di sommità delle opere sommerse.

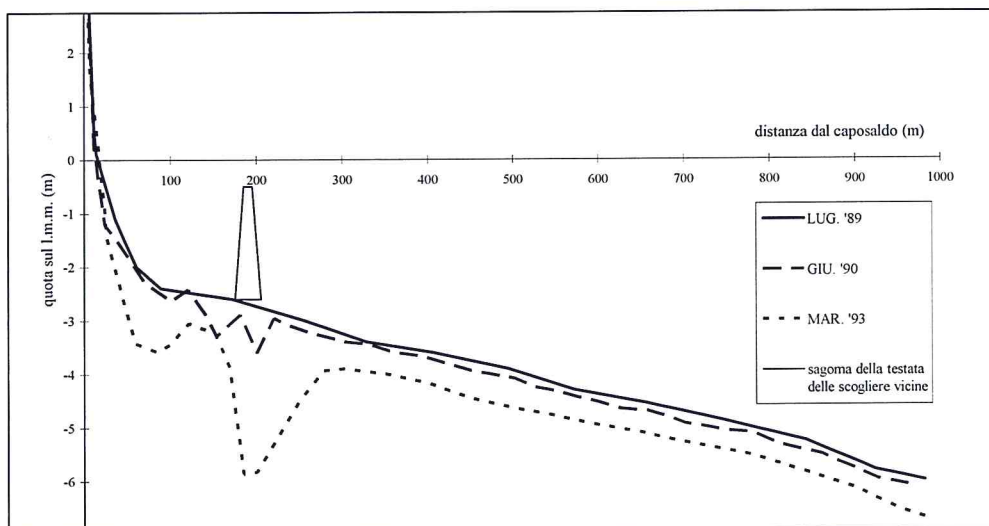


Figura 7 - Sequenza cronologica dei rilievi fra il 1989 ed il 1993 del profilo batimetrico della sezione trasversale alla spiaggia effettuati poco oltre la testata dell'estremità meridionale della batteria di scogliere sommerse a protezione del litorale di Marina di Montemarciano.

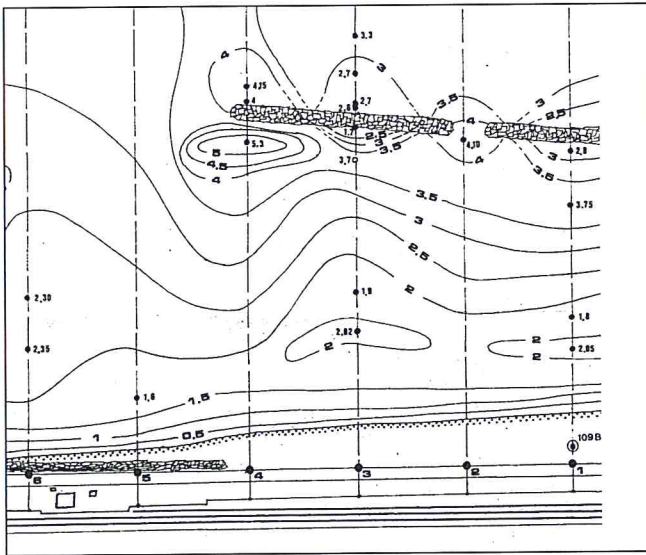


Figura 9 - Scavi attorno alla testata dell'estremità settentrionale della batteria di scogliere e nel varco evidenziati dalla planimetria del rilievo batimetrico dell'ottobre 1996.

Nel paraggio in questione risultano, infatti, predominanti i mari da scirocco-levante e poi quelli da bora-tramontana, con una frequente variabilità però del regime annuo, che può portare anche ad una inversione dei mari dominanti e quindi in generale ad una alternanza dei cicli annuali, con conseguenti diversi effetti ed influenza sui fenomeni litoranei, anche morfodinamici. Si precisa inoltre che i mari di provenienza meridionale giungono, nel paraggio in esame, associati ad ampi sovralti del livello medio superficiale, la qual cosa, oltre che giocare un ruolo fondamentale sull'efficacia protettiva delle strutture sommerse di difesa, condiziona notevolmente anche le caratteristiche di comportamento di tale sistema di protezione costiera nei riguardi delle variazioni morfodinamiche della spiaggia emersa e sommersa.

Lo stesso rilievo riportato nella Figura 9 evidenzia anche l'erosione localizzata nel varco fra le prime due scogliere, infatti risulta che le profondità vi superano i 4 m su fondali medi di circa 3 m e che la zona di approfondimento risulta protendersi verso terra anche per parecchie decine di metri.

Prove di laboratorio

Allo scopo di interpretare la dinamica dei sedimenti nell'intorno delle barriere sommerse disposte allineate in batteria, si può far riferimento ai risultati delle prove su modello fisico tridimensionale in scala ridotta a fondo mobile eseguita su uno schema ideale di opere di difesa costiera, ma di caratteristiche dimensionali adatte a poter simulare, con una riduzione di scala 1/30, quelle tipiche delle scogliere sommerse realmente presenti nell'Adriatico marchigiano, del tutto simile quindi a quello preso in esame sulla spiaggia di Marina di Montemarciano. Tali esperimenti sono stati eseguiti nell'ambito della collaborazione con l'istituto di Idraulica di Ancona ed il Laboratorio di Ingegneria Costiera (L.I.C.) del Politecnico di Bari. Per quanto riguarda le caratteristiche degli impianti di laboratorio, della strumentazione di misura utilizzata, quelle di dettaglio del modello ed i relativi risultati idrodinamici, si può far riferimento a quanto descritto nella memoria di Damiani et al. presente in questo stesso volume.

Gli attacchi ondosi provati hanno avuto caratteristiche di intensità e di durata diverse, comunque anch'esse confrontabili con i valori rientranti nel regime ondoso tipico della realtà del litorale marchigiano, ma tali ondate hanno avuto direzioni di incidenza esclusivamente ortogonali all'allineamento delle barriere e, per la gran parte, si è trattato di cicli ondosi di tipo regolare.

Riguardo alle suddette prove sperimentali si dispone dei risultati del rilievo batimetrico (Fig. 10) eseguito sul modello all'inizio delle prove (precisamente dopo un solo attacco ondoso di stabilizzazione del fondo mobile, consistito in 15 minuti di un'ondazione regolare di 5 cm ed 1.8 s di periodo), e di quello ottenuto dopo un ciclo completo degli attacchi ondosi relativi alle indagini previste nello studio sperimentale (consistiti in circa 15 ore totali di attacchi ondosi di diversa intensità sul modello in vasca), riportato nella Figura 11.

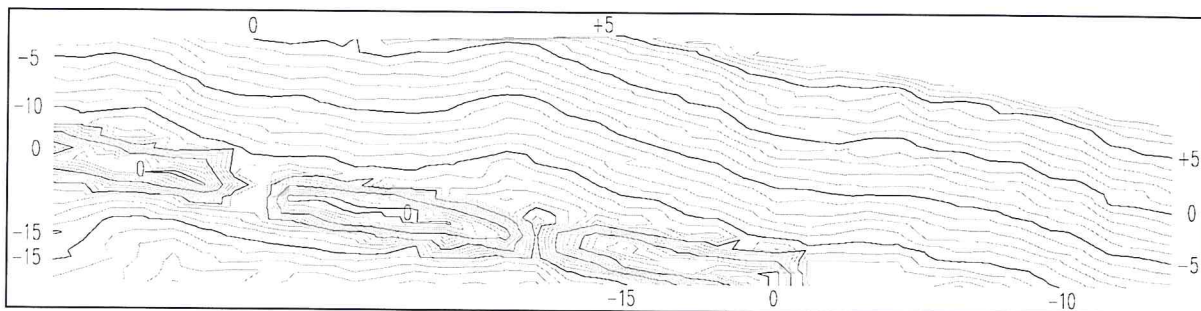


Figura 10 - Planimetria del rilievo batimetrico della zona del modello analizzato relativa all'inizio delle prove sperimentali.

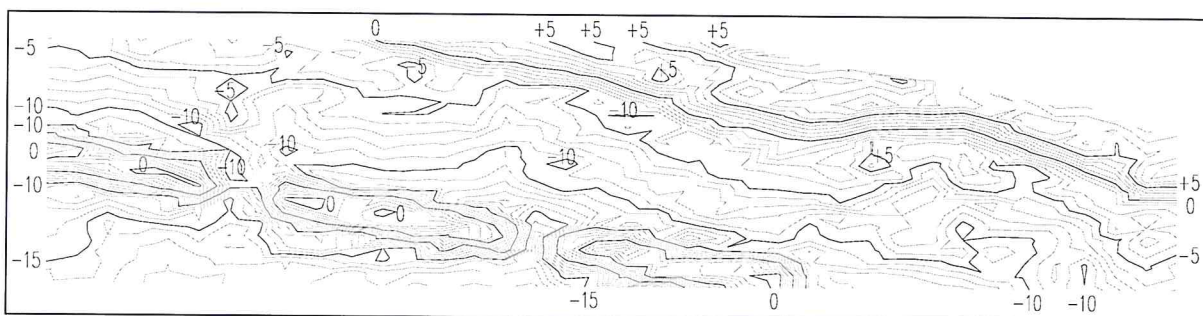


Figura 11 - Planimetria del rilievo batimetrico della zona del modello analizzato ottenuta dopo un ciclo completo di attacchi ondosi di varie intensità per una durata totale di circa 15 ore.

Nella zona indagata sono stati rilevati profili batimetrici lungo direzioni quasi ortogonali alla linea di riva iniziale, con passo di 50 cm, dai quali sono state ricostruite le planimetrie di cui sopra mediante un software specifico.

Occorre rilevare che l'analisi delle variazioni morfodinamiche della spiaggia e dei fondali non era fra gli scopi principali dello studio sperimentale, che, come spiegato nella citata memoria di Damiani et al., erano invece orientati alla conoscenza delle caratteristiche idrodinamiche attorno alle barriere sommerse. Per cui, essendo rivolto ad essi un interesse secondario, i rilievi di tipo batimetrico erano stati effettuati con un dettaglio non particolare.

Comunque, nonostante quanto sopra, dall'analisi comparata delle due batimetrie si possono notare variazioni dei fondali e scavi localizzati, pur non sempre molto evidenti, sia in corrispondenza dei varchi ristretti tra le barriere contigue, sia attorno alla testata di estremità del sistema di barriere. In particolare il fondale circostante, in presenza delle opere sottoposte agli attacchi ondosi, ha assunto forme più articolate se confrontato con le osservazioni di campo, di andamento sicuramente più stabile. In corrispondenza dei varchi ristretti la profondità ha generalmente raggiunto e superato valori di 15 cm (corrispondente in prototipo a 4.5 m) contro una profondità media iniziale dell'ordine dei 12.5 cm (3.75 m in prototipo). Anche nel modello fisico tridimensionale, dopo cicli ripetuti di attacchi ondosi, il cono di erosione penetra attraverso i varchi, si espande a raggiera nella zona protetta e tende decisamente a protendersi verso riva, ma presenta anche in tal caso una grande variabilità al confronto con i dati della realtà prototipale. Addirittura nel varco più largo si assiste anche a parziali depositi, ove invece erano da aspettarsi degli approfondimenti. La formazione di tomboli e/o salienti (anche di tipo sommerso) non risulta così evidente ed omogeneo nella zona direttamente protetta dalle barriere. Nel caso del modello fisico l'avanzamento della spiaggia nella zona di battigia sembra evidente solo per la parte emersa, cioè si nota un accumulo di materiale sulla parte emersa della spiaggia. Inoltre nella battigia del tratto più esposto si è notata la formazione di una scarpata più ripida rispetto a quella della restante zona protetta dalle barriere.

Presso il L.I.C. di Bari è stata eseguita una seconda serie di prove in vasca a fondo mobile in collaborazione con DISTART di Bologna, dove è stato studiato un sistema di difesa della spiaggia costituito da opere trascinabili. All'interno della vasca è stata riprodotta una spiaggia con pendenza 1:200. Il modello non rappresenta un particolare prototipo e di conseguenza non è stato definito un rapporto di scala ben preciso.

Una canaletta centrale separa due aree distinte e simmetriche rispetto ai loro assi protette con strutture articolate, una a varchi stretti (A, B, C, di cui A e C protetti al fondo) e l'altra a varchi larghi (D, E) (Fig. 12).

Il diametro nominale della sabbia è $d_{50} = 0.185$ mm che in scala 1:30 o 1:40 risulta rispettivamente di $1.2 \div 1.5$ mm se si scala con Froude la velocità di caduta. La massiciata è composta da pietrisco di varia misura con d_{n50} di $4 \div 5$ cm e dista dal bordo vasca retrostante $L=375$ cm. Le barriere hanno lunghezza pari a L , i varchi larghi e stretti hanno larghezza pari a L e $L/4$ rispettivamente.

I test sono stati condotti su una struttura alta 13 cm, larga 33 cm in sommità, con tre tiranti idrici che determinano un *freeboard* sommerso di 1.7 cm, un *freeboard* nullo ed uno emerso di 1.7 cm.

Le prove sono caratterizzate da un attacco ondoso di intensità e durata notevole, ritenuto rappresentativo di una mareggiata tipica dell'Adriatico settentrionale in scala 1:30/1:40.

I tests sono caratterizzati da onde perpendicolari alla struttura, ripidità costante in fase montante e ripidità via via decrescente in fase calante, i parametri caratteristici degli attacchi ondosi sono riportati in Tabella 1.

Tabella 1 - Parametri caratteristici degli attacchi ondosi costituenti una mareggiata.

H_s [cm]	Sop [%]	Durata [h]
3.5	4.0	≈ 2
5.0	4.0	≈ 2
7.5	≈ 4.0	≈ 4
5.0	3.0	≈ 2
3.5	2.1	≈ 2

Sono state generate tre mareggiate in successione, con barriera sommersa, a *freeboard* zero ed emersa, ottenute diminuendo il tirante idrico. Il monitoraggio morfodinamico è più dettagliato per il primo e il secondo caso.

Il fondo è stato rilevato tramite profilatore meccanico lungo profili di 4.2 m spazati fra di loro di 50 cm e ruotati di 10° rispetto alla perpendicolare alla linea di riva. I primi profili attraversano completamente la struttura mentre gli ultimi (dopo il ventesimo) si concentrano nella parte interna alla barriera (Fig. 12).

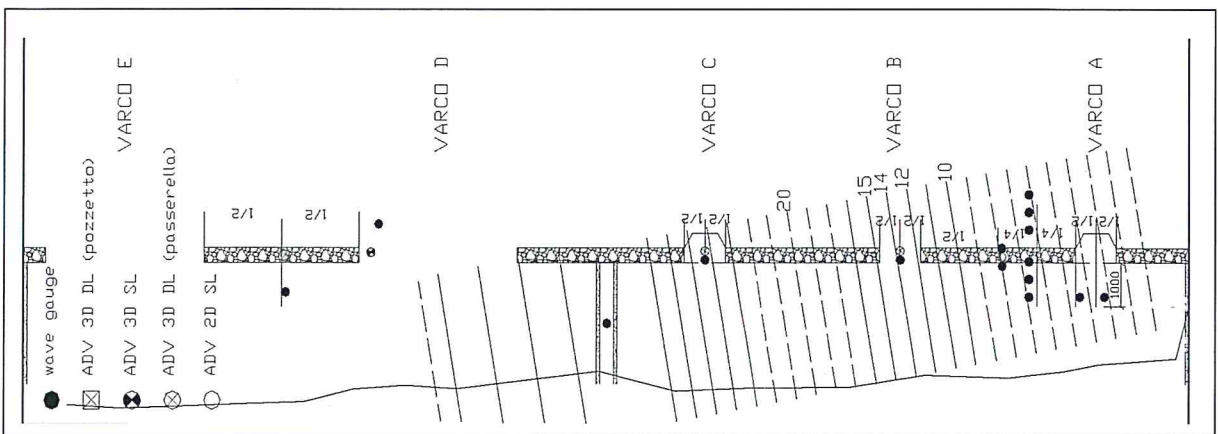


Figura 12 - Pianta del modello: struttura, posizione degli strumenti, linea di riva e schema dei profili rilevati in vasca (a linea continua se acquisiti anche al termine degli attacchi ondosi costituenti la mareggiata).

Sulla base del confronto dei profili rilevati prima e dopo le mareggiate, sono state impostate tre analisi delle variazioni di volume: erosioni al varco non protetto, variazioni vicine al piede della struttura, lato interno ed esterno, per una distanza pari al $L/4$ (Fig. 13), e bilancio globale dalla riva alle opere.

L'erosione all'interno del varco B non protetto è stata calcolata confrontando i corrispondenti profili 12 e 14 tracciati all'inizio e alla fine della mareggiata con barriera sommersa e a *freeboard* nullo. Le erosioni osservate sono presentate in Tabella 2, in forma incrementale: ovvero nel caso a *freeboard* nullo gli approfondimenti raggiunti sono misurati rispetto al caso sommerso, simulato in precedenza.

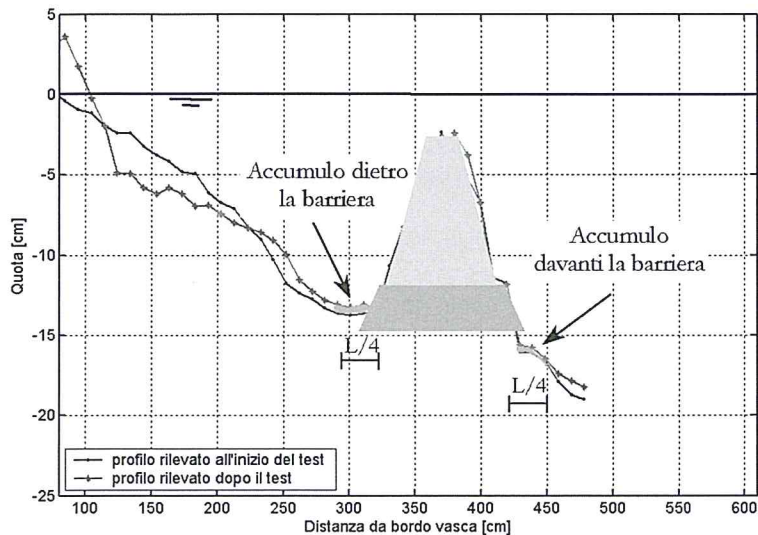


Figura 13 - Confronto profili in prossimità della barriera sommersa.

Tabella 2 - Erosioni all'interno del varco B (valutate per una distanza pari alla larghezza delle barriere L_b).

Barriera	N ° profilo	Erosione mediata in L_b [mm]	Erosione massima in L_b [mm]
Sommersa	12	-26	-39
	14	-21	-47
<i>Freeboard</i> nullo	12	-15	-33
	14	+3	-10

Davanti e dietro il piede della barriera sono particolarmente importanti i valori massimi dell'erosione, perché possono indurre l'instabilità dell'opera. Si riporta in Figura 14, in pianta, una schematizzazione di una parte delle barriere (dal profilo 1 al 22) e il valore dell'erosione massima rilevato davanti alla struttura in configurazione sommersa (il valore massimo dell'approfondimento osservato a partire dal piede fino ad una distanza pari ad $L/4$, lato generatore ondos). Per continuità, si riporta anche l'andamento dell'erosione davanti al varco non protetto; per il varco protetto con una copertura del fondo con pietrame estesa di 33 cm, l'analisi è spostata verso il largo di tale distanza, in modo da rappresentare il movimento delle sabbie e non del pietrisco (sicuramente stabile). Si può notare che:

- l'erosione massima davanti la barriera è modesta;
- i valori più elevati dell'erosione si concentrano sia davanti il varco non protetto che davanti quello protetto con punte di 2.3 cm e 2.1 cm rispettivamente;
- l'erosione davanti il varco non protetto assume forma di mezzaluna, ovvero il valore massimo si ha in corrispondenza del centro varco verso il largo;
- al piede della protezione del varco si evidenzia una certa erosione anche se questa era stata estesa per circa 33 cm (circa $\frac{1}{4}$ della lunghezza d'onda) verso largo; la protezione del fondo ha comunque indotto una maggiore resistenza al moto che comporta una minore agitazione ondosa a riva.

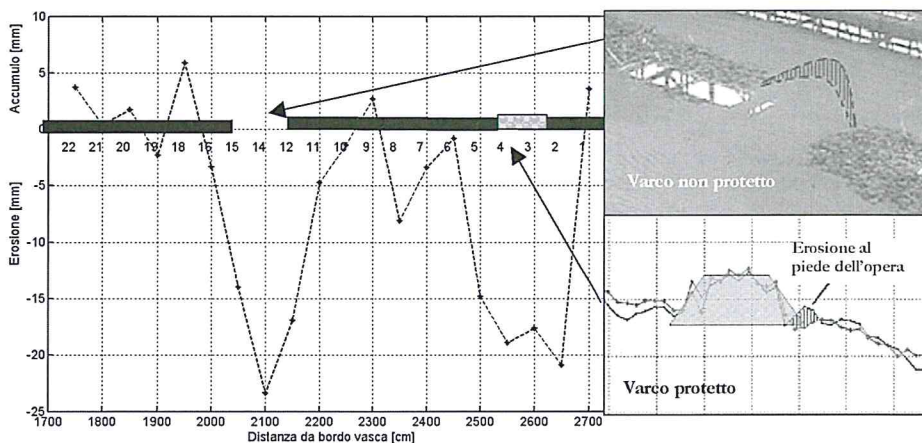


Figura 14 - Erosione massima localizzata davanti le barriere (sinistra); particolare dell'erosione davanti al varco non protetto e al varco protetto (destra).

Si può quindi ritenere che il lato esterno della barriera non risulta un punto critico nonostante i presumibili effetti erosivi dovuti alla riflessione e che la protezione al fondo dei varchi vada ulteriormente estesa fino a che l'erosione non rechi danni alla stabilità delle strutture (Fig. 14).

E' stato inoltre possibile analizzare come si è evoluta temporalmente l'erosione massima localizzata davanti alle testate e al varco. Si riportano di seguito i risultati ottenuti per l'area compresa tra i profili 10 e 16 e per una distanza di $\frac{1}{4}$ della lunghezza d'onda dal piede delle opere verso il largo (vedi Figg. 15 e 16).

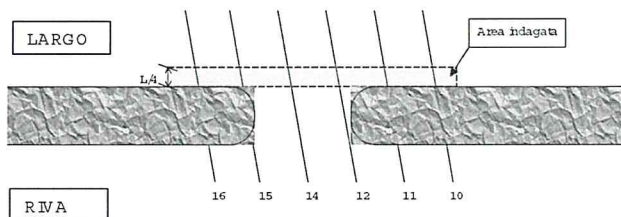


Figura 15 - Rappresentazione dell'area studiata.

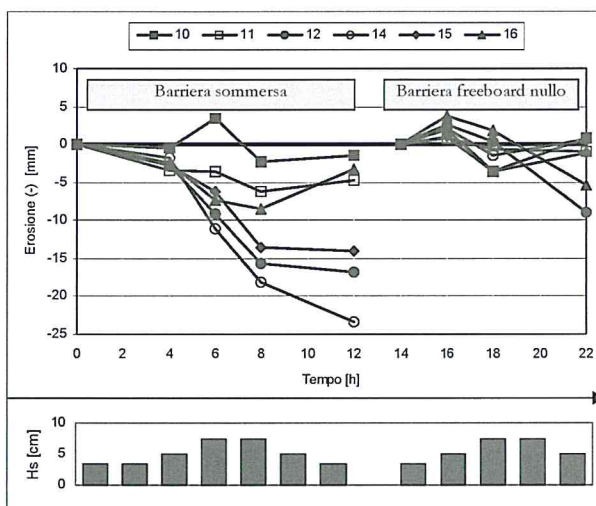


Figura 16 - Evoluzione temporale dell'erosione massima vicina alle barriere (sopra) e relativo istogramma delle altezze d'onda nel tempo (sotto). Le linee rappresentano l'erosione, rispetto all'inizio della mareggiata, valutata in corrispondenza dei profili 10 + 16, la cui localizzazione è data in Fig. 17.

La Figura 16 mostra l'evoluzione delle variazioni del fondo massime localizzate davanti le opere, durante due mareggiate quasi uguali; durante la prima mareggiata la barriera era in configurazione sommersa (a sinistra), durante la seconda, in configurazione a *freeboard* nullo (a destra). Le intensità degli attacchi ondosi sono stati riportati nell'istogramma in basso alla figura. Fino al Tempo T=12 h è rappresentata la simulazione in condizioni sommerse, dopo T=14 h quella a *freeboard* nullo.

Si può notare che, per la configurazione con barriera sommersa, in corrispondenza dei profili che intersecano la barriera (ovvero i n. 10, 11 e 16) l'erosione è limitata e tende a diminuire al termine della mareggiata; la fossa davanti al piede viene riempita. Di contro, per i profili che intersecano il varco o le testate (12, 14 e 15), c'è corrispondenza fra intensità dell'attacco ondoso e incremento dell'erosione misurata. Per la configurazione con barriera a *freeboard* nullo, si riscontra un leggero accumulo in tutta l'area all'inizio della mareggiata e una generale tendenza all'equilibrio dell'approfondimento al largo delle barriere.

Diminuendo il livello idrico, davanti alle barriere ci si attenderebbe una maggiore erosione indotta dalla crescente riflessione, ciò non è però stato osservato; è possibile che il materiale presente nel flusso diretto verso riva, e non più tracimante le barriere, si accumuli al piede di queste riempiendo lo scavo prodotto dalla riflessione.

Non sono stati raccolti i dati che descrivono l'andamento nel tempo dell'erosione in configurazione emersa: l'osservazione del fondale al termine della mareggiata ha evidenziato un leggero scalzamento davanti le strutture, sia lungo il tronco che ai varchi ed alle testate.

Al fine di caratterizzare a scala di modello la capacità della barriera di trattenere al suo interno i sedimenti, è stato calcolato l'accumulo medio dietro le strutture lungo ogni profilo (Fig. 17). E' risultato che nel caso di struttura sommersa il materiale si è accumulato all'interno dell'opera, mentre una notevole quantità di sabbia in corrispondenza del varco non protetto risulta rimossa; verosimilmente il materiale è uscito dall'area protetta attraverso l'apertura. Si è riscontrata comunque una eguaglianza tra il volume accumulato e il volume eroso (accumulo complessivo circa 0.043 m^3), pertanto si ritiene che la perdita di sedimenti attraverso il varco venga bilanciata da un apporto di sabbia entrante sopra le strutture trascinate dalla tracimazione.

Per le strutture a *freeboard* nullo ed emersa sono state registrate variazioni di volume ancora minori. E' stata evidenziata da un confronto fotografico (Fig. 18) una deposizione di materiale fine di colore giallastro dietro le barriere e una minore formazione di *ripples* dietro queste ultime. Di seguito si riportano tre fotografie che rappresentano le tre discontinuità principali della struttura: varco protetto (A), varco stretto non protetto (B) e testata del varco largo non protetto (D).

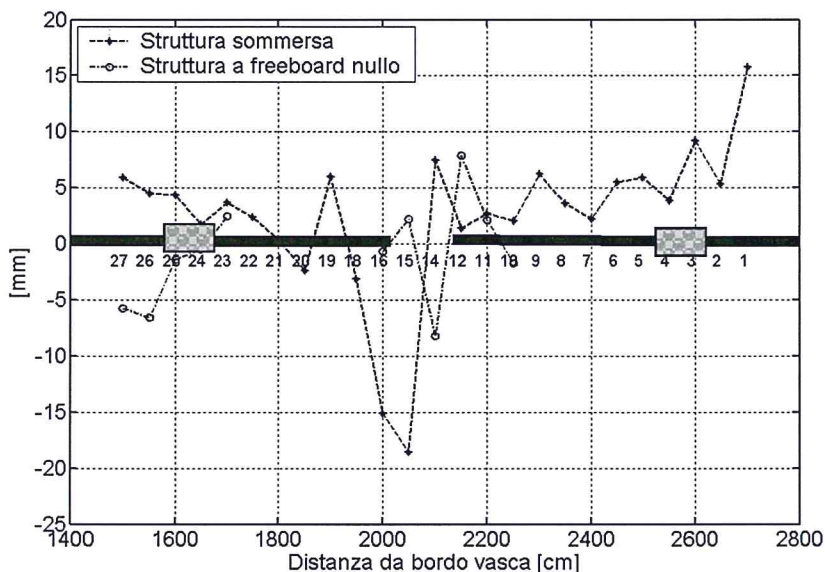


Figura 17 - Accumulo medio a riva della barriera.

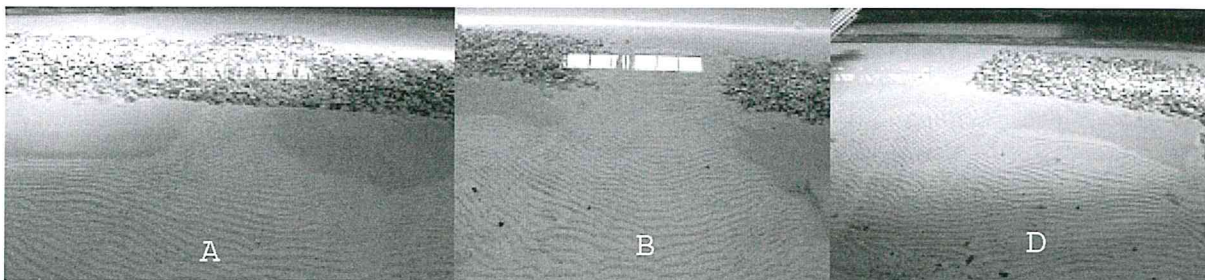


Figura 18 - Varco protetto (A), varco non protetto (B), testata varco largo non protetto (D).

La linea di riva è stata individuata attraverso fotografie digitali scattate da capisaldi fissi. Dalla relativa analisi è emerso, rispetto alla situazione iniziale, un generale irripidimento della battigia, un arretramento dietro il varco non protetto di circa 20 cm e non è stata riscontrata alcuna tendenza alla formazione di salienti.

Sintesi dei meccanismi di formazione, analisi dei metodi predittivi e confronto con rilievi

Erosione lungo il tronco delle strutture

Erosione 'vicina' (distanza $< L/4$) lungo il tronco delle strutture

Il meccanismo di erosione lungo il tronco di frangiflutti (Sumer e Fredsøe, 2000), del tutto simile a quanto avviene per pareti verticali (Carter et al., 1973; Xie, 1985) è lo *steady streaming*, ossia il sistema di ricircolo, su piano perpendicolare al fondo, indotto davanti alla struttura dalla sovrapposizione delle onde incidenti e riflesse. Il sistema risultante di onde stazionarie dà luogo, di fronte alla struttura, ad un campo di *steady streaming*, ossia un sistema di celle di ricircolo (Fig. 19, caso di una parete verticale). La formazione delle celle inferiori è dovuta allo strato limite sopra il fondale. Il sedimentazione al fondo risponde essenzialmente al ricircolo di queste celle. Se la granulometria del sedime è relativamente fine, viene sollevato dalle onde e portato in sospensione verso quote maggiori e quindi risponderà principalmente alle celle superiori. Se la granulometria del sedime è relativamente grossolana, invece, esso viene trasportato nel regime di non-sospensione e quindi risponderà principalmente alle celle inferiori. In quest'ultimo caso, ad esempio, l'erosione più prossima alla struttura si verificherà a metà strada tra la struttura stessa e il primo nodo mentre il deposito si avrà in corrispondenza del nodo, e così via, dando luogo ad un'alternanza di erosione e deposito che dipende in modo essenziale dalla modalità del trasporto solido (sospensione o non-sospensione).

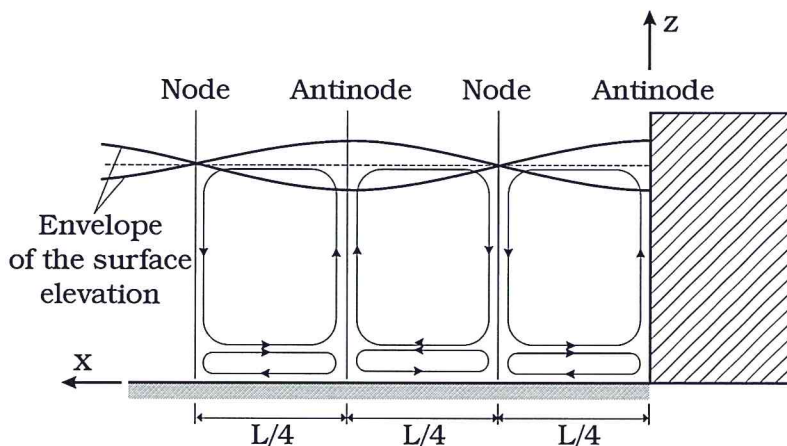


Figura 19 - *Steady streaming* nel piano perpendicolare al fondo indotto davanti ad una parete verticale da onde stazionarie (da Sumer et al., 2005).

La Figura 20 mostra l'evoluzione dei profili del fondale lato mare per strutture permeabili emersa e sommersa, ottenuti negli esperimenti di Sumer et al. (2005) in condizioni di trasporto per sospensione. Nel caso di struttura emersa, si notano una considerevole erosione localizzata al piede dell'opera ed uno spostamento verso riva della localizzazione del massimo accumulo. Per struttura sommersa, non è possibile rilevare una chiara alternanza di erosione o deposito in termini di nodi e antinodi. Inoltre, l'erosione si verifica ancora al piede dell'opera, lato riva, ma su un'area molto più vasta (fino ad un ordine di grandezza maggiore in alcuni punti) rispetto al caso emerso. Questo fatto si può attribuire, secondo Sumer et al. (2005), alla corrente di ritorno attraverso la struttura osservata in laboratorio mediante misure laser di velocità; tale corrente che svolge la stessa funzione della *undertow* nei casi reali e dà luogo ad un effetto del tutto simile a quello di un'onda progressiva.

L'evoluzione del profilo del fondale lato riva, sulla base degli esperimenti di Sumer et al. (2005), è riportata in Figura 21. Si nota una erosione significativa localizzata al piede dell'opera.

Dall'analisi dimensionale, la profondità dell'erosione si può esprimere in funzione dei seguenti parametri (Sumer et al., 2005), derivati da Sumer e Fredsøe (2000) per struttura emersa con l'aggiunta del solo parametro F/h per struttura sommersa

$$\frac{S}{H} = f\left(\frac{b}{L}, \vartheta, \alpha, \frac{L}{d_{n50}}, Re, \frac{F}{b}\right) \quad (1)$$

ove H è l'altezza d'onda, b è il fondale, L è la lunghezza d'onda, ϑ è il parametro di Shields, α è la pendenza del paramento, d_{n50} è il diametro medio del sedimento, $Re = aUm/\nu$, a è l'ampiezza del moto orbitale delle particelle d'acqua, U_m è la velocità orbitale massima al fondo, ν è la viscosità cinematica, F è l'altezza della cresta rispetto al medio mare (positiva se la struttura è emersa).

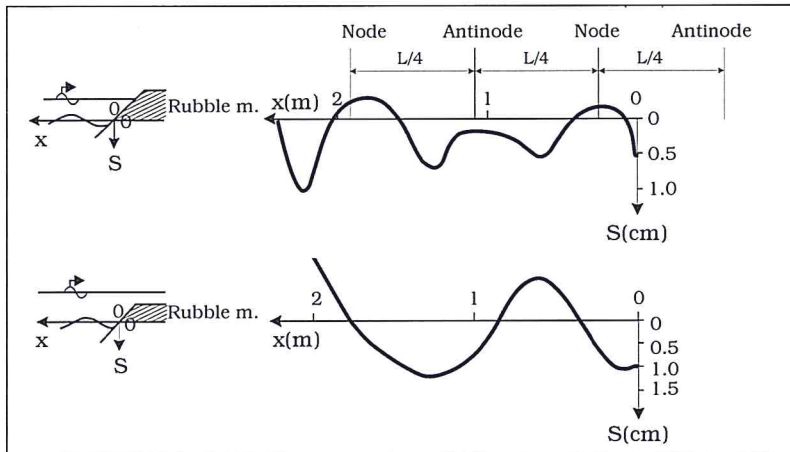


Figura 20 - Evoluzione del fondale in prossimità di strutture permeabili emersa (sopra) e sommersa (sotto), lato mare (da Sumer et al., 2005).

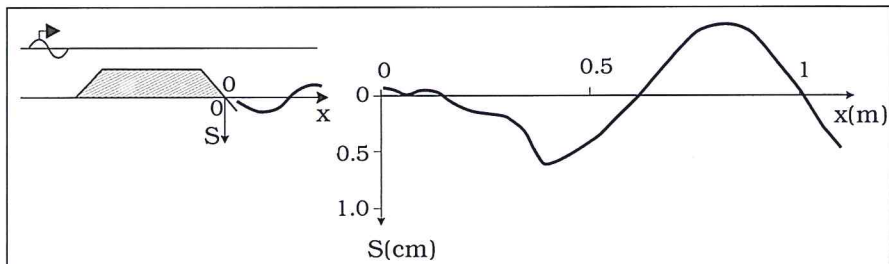


Figura 21 - Evoluzione del fondale per struttura permeabile sommersa, lato riva (da Sumer et al., 2005).

Sulla base dell'insieme dei dati disponibili (Sumer et al., 2005), peraltro piuttosto limitato, si evince che l'intensità dell'erosione è dello stesso ordine di grandezza sia rispetto alla localizzazione lato mare o lato riva sia rispetto all'altezza relativa della cresta della struttura, sommersa o emersa, nonostante il diverso meccanismo di formazione

La scala temporale del fenomeno T può valutarsi (Sumer e Fredsøe, 2002)

$$S_e \left[1 - \exp\left(-\frac{t}{T}\right) \right] \tag{2}$$

ove S_e è la profondità dell'erosione all'equilibrio; sulla base di Sumer e Fredsøe (2000), si può normalizzare come segue

$$T^* = T \frac{\left[g(s-1)d_{n50}^3 \right]^{1/2}}{H^2} = f_t \left(\frac{b}{L}, \vartheta, \alpha, \frac{L}{d_{n50}}, \text{Re}, \frac{F}{b} \right) \tag{3}$$

Sussiste un solo test per struttura permeabile sommersa (Sumer et al., 2005) per il quale siano disponibili T e T^* , nonché S/H lato mare e lato riva:

F [cm]	H [cm]	H_i [cm]	T_w [s]	b [m]	b/L	S [cm]	S/H	T [min]	T^*	S [cm]	S/H	T [min]	T^*
-7.5	3.8	4.0	2.0	0.31	0.09	0.6	0.16	40	27.8	1.4	0.37	150	104

Questi numeri possono al più fornire, ovviamente, un'indicazione dello sviluppo del processo. Confrontando l'evoluzione del fondale negli esperimenti di Sumer et al. (2005) e negli esperimenti condotti al L.I.C. di Bari, descritti nella precedente sezione, si nota una sostanziale differenza: non si evidenziano erosioni localizzate, mentre generalmente si tende ad accumulare materiale sia lato mare sia lato riva. I rilievi del fondo sono stati effettuati al termine di ogni attacco ondoso, la cui durata sembra dello stesso ordine di grandezza della scala temporale dell'erosione localizzata; le erosioni localizzate risultano tuttavia sostanzialmente cancellate dalle intense correnti lungo la struttura, dalla tracimazione e dalla filtrazione.

Erosione 'lontana' (distanza >L/4) lungo il tronco delle strutture

Nei rilievi di campo, è generalmente molto difficile verificare la presenza di erosioni 'vicine' lungo il tronco della struttura, a causa degli intervalli di tempo a cui sono effettuati i rilievi e dell'azione delle correnti. L'unica tecnica che possa consentire il monitoraggio continuo del movimento di barre del fondale e del trasporto indotto da frangimento e correnti, tanto da poter ricostruire la batimetria del fondo durante una mareggiata, è il monitoraggio ARGUS della costa mediante telecamere (Stockdon e Holman, 2000; Aarninkhof, 2003).

Un caso particolarmente fortunato in cui è stato possibile evidenziare una fossa d'erosione nell'area protetta da opere si è verificato a Pellestrina nell'Ottobre 2002, quando è stata effettuata per l'Università di Bologna una batimetria di dettaglio *multi-beam*. La Figura 22 mostra in pianta la cella 9 dell'intervento (descrizione in Mancinelli et al., presente volume). L'erosione si estende in media per una profondità di 0.8 m, una larghezza di 5 m ed una lunghezza di 350 m, ed è da attribuirsi essenzialmente all'azione del frangimento sulla barriera in assenza di marea (si vedano le simulazioni in Balzano et al., presente volume).

Se si esaminano, invece, i profili (annuali o semestrali) rilevati dal Consorzio Venezia Nuova dopo l'intervento, riportati in Figura 23 per il periodo 1997-2003, si evidenzia una modesta tendenza all'accumulo in corrispondenza della barriera lato mare, mentre non si può dedurre alcuna tendenza chiara all'erosione e/o al deposito lato riva. I profili corrispondenti alle campagne del 1998, 1999 e Dicembre 2000 mostrano, infatti, un'erosione al piede dell'opera rispetto al profilo del 1997 susseguente l'intervento, mentre i profili del Marzo 2000 e quelli successivi del 2002 e 2003 presentano un leggero accumulo.

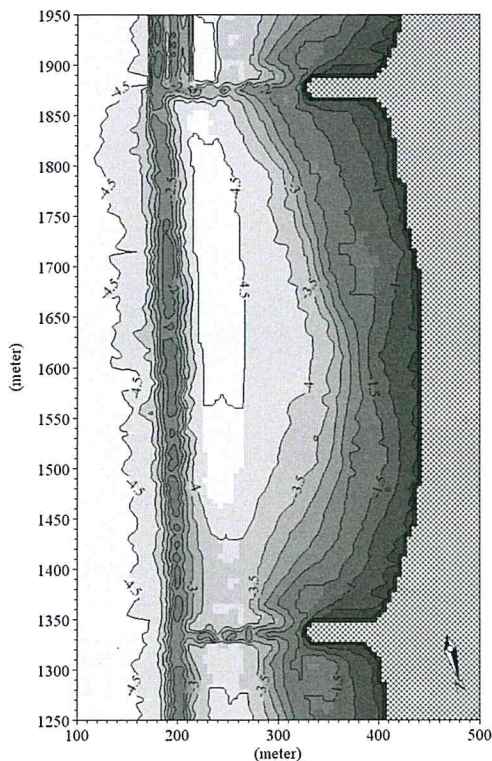


Figura 22 - Batimetria *multi-beam* della cella 9 a Pellestrina, Università di Bologna, Ottobre 2002.

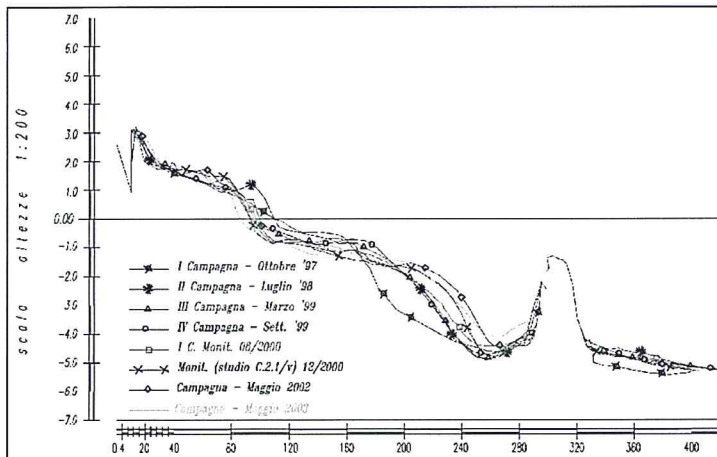


Figura 23 - Evoluzione del profilo mediano della cella 9 rilevato a Pellestrina dal Consorzio Venezia Nuova.

Erosione alle testate

Erosione 'vicina' (distanza <math><L/4)</math> alle testate

Due sono i meccanismi di formazione dell'erosione localizzata alle testate: lo *steady-streaming*, che induce erosione davanti alla struttura, e l'azione di frangenti di tipo *plunging*, che induce erosione a tergo della struttura.

Il meccanismo di formazione dell'erosione per *steady streaming* lungo il tronco è già stato presentato nella sottosezione precedente. Esperimenti effettuati alla Technical University Denmark in un canale su testate permeabili ed impermeabili (Sumer et al., 2005) hanno evidenziato come il processo sia del tutto simile in caso di struttura emersa e sommersa, essendo in questo secondo caso necessario introdurre un unico parametro aggiuntivo, l'altezza relativa della cresta della struttura sul fondale F/h , tra i parametri correlati all'intensità dell'erosione

$$\frac{S}{B} = f\left(KC, \vartheta, \alpha, \frac{F}{b}\right) \quad (4)$$

ove S indica la profondità dell'erosione, B la larghezza della struttura al piede, KC è il numero di Keulegan-Carpenter, α è la pendenza del paramento. Per α fissa, la dipendenza da ϑ è molto modesta quando il letto sia attivo (*ripples* evidenti al fondale), perciò la (4) si riduce a

$$\frac{S}{B} = f\left(KC, \frac{F}{b}\right) \quad (5)$$

La Figura 24 presenta, secondo la (5), i dati derivati da Sumer et al. (2005), Fredsøe e Sumer (1997), Lillycrop e Hughes (1993), Diken (2003). Tutti questi casi sono relativi a strutture con $\alpha = 1:1.5$, tranne per Lillycrop e Hughes (1993) ove $\alpha = 1:2$, e contengono sia onde regolari sia irregolari. Dalla Figura 24 si possono desumere le seguenti conclusioni:

- se $KC < 0.05$, non si ha erosione;
- per un valore fisso di KC , l'intensità dell'erosione S/B diminuisce al crescere di F ;
- per un valore fisso di F , l'intensità dell'erosione S/B cresce al crescere di KC , perché lo *steady streaming* cresce con KC .

La Figura 25 presenta, mediante gli stessi dati e nello stesso campo della Figura 24, l'estensione dell'erosione perpendicolarmente all'asse della struttura L_y . Si possono trarre conclusioni del tutto analoghe a quelle relative alla Figura 24:

- se $KC < 0.05$, non si ha erosione;
- per un valore fisso di KC , l'intensità dell'erosione L_y/B diminuisce al crescere di F ;
- per un valore fisso di F , l'intensità dell'erosione L_y/B cresce al crescere di KC .

Il meccanismo di formazione dell'erosione per *plunging breaker* è già stato presentato nella sottosezione precedente. Dopo che il frangente di tipo *plunging* si è formato, percorre una certa distanza lungo la barriera, discende al fondo, si tuffa sul fondale ed ivi mobilizza la sabbia producendo una fossa di erosione. Le caratteristiche di questo tipo di erosione, sia per struttura sommersa sia emersa, sono fornite dalla relazione dimensionale:

$$\frac{S}{H} = f_p\left(\frac{T_w \sqrt{gH}}{b}, \vartheta, \alpha, \frac{F}{b}\right) \quad (6)$$

ove T_w è il parametro del frangente *plunging* (Fredsøe e Sumer, 1997) che rappresenta il quantitativo d'acqua del frangente che si inserisce nel corpo d'acqua principale (al numeratore) e la distanza di penetrazione (al denominatore). Come visto prima, per α fissa, la dipendenza da ϑ è molto modesta quando il letto sia attivo ($\vartheta > \vartheta_{cr}$), perciò la (6) si riduce a

$$\frac{S}{H} = f_p\left(\frac{T_w \sqrt{gH}}{b}, \frac{F}{b}\right) \quad (7)$$

La Figura 26 presenta, secondo la (7), i dati derivati dalle stesse fonti citate per le Figure 24 e 25. Dalla Figura 26 si possono desumere le seguenti conclusioni:

- non si ha erosione per $F/H < \sim (0.4)$ nel caso 'asintotico' quando $T_w \sqrt{gH} / b \rightarrow \infty$, come ci si attende perché nei casi inclusi in Figura non si aveva frangimento;
- la massima erosione si verifica per $F/H = 0$, a causa della maggiore intensità del frangente;
- per un valore fisso di F/H , l'erosione cresce al crescere del parametro $T_w \sqrt{gH} / b$, come ci si attende perché tanto maggiore è il valore di $T_w \sqrt{gH} / b$ tanto più forte è la penetrazione del frangente e quindi l'erosione (è ovvio che al crescere di b , e quindi della distanza di penetrazione, $T_w \sqrt{gH} / b$ si approssima a 0 e non si verifica erosione).

La Figura 27 mostra, mediante gli stessi dati e nello stesso campo della Figura 26, l'estensione della fossa d'erosione; ± 1.1 è la deviazione standard del campione considerato. La dimensione dell'erosione sembra rimanere praticamente costante, sia rispetto alle condizioni di emergenza/sommergenza sia rispetto ai valori dei parametri di controllo. Questo comportamento, già osservato per strutture emerse (Fredsoe e Sumer, 1997) non ha ancora trovato una spiegazione chiara.

Per quello che riguarda gli esperimenti in vasca a Bari, le conclusioni sono sostanzialmente le stesse delineate per l'erosione al tronco della struttura: il tempo intercorso tra un rilievo ed il successivo e soprattutto l'azione delle correnti non hanno reso possibile il riscontro di tali forme di erosione localizzate alle testate.

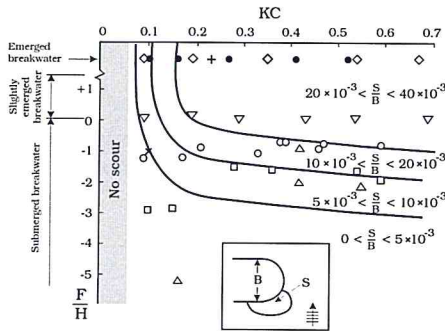


Figura 24 - Intensità dell'erosione indotta dallo *steady streaming* (da Sumer et al., 2005).

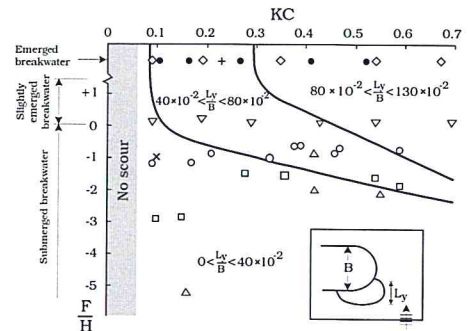


Figura 25 - Estensione dell'erosione indotta dallo *steady streaming* (da Sumer et al., 2005).

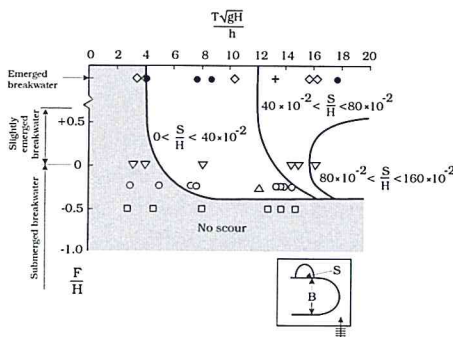


Figura 26 - Intensità dell'erosione indotta da *plunging breakers* (da Sumer et al., 2005).

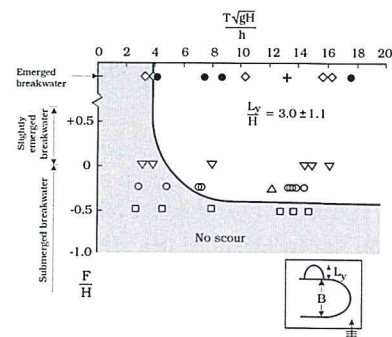


Figura 27 - Estensione dell'erosione indotta da *plunging breakers* (da Sumer et al., 2005).

Nel seguito, si applicano i metodi predittivi semi-empirici di Sumer et al. (2005) a due casi di campo esemplificativi, Lido di Dante e Pellestrina, in cui è stato eccezionalmente possibile rilevare, rispettivamente, erosione alla testata indotta da *steady streaming* e da *plunging breakers*.

Lido di Dante

Una recente batimetria *multi-beam* a Lido di Dante, effettuata per conto dell'Università di Bologna, ha evidenziato la presenza, oltre alle erosioni attorno alle testate dovute all'interazione onde-correnti, di una fossa di erosione in prossimità della testata Nord, lato mare, di dimensioni 52 x 26 x 0.8 m. Il caso di Lido di Dante è presentato in Mancinelli et al., presente volume, mentre una delle batimetrie complessive è riportata in Figura 31 e discussa successivamente. Nella Figura 28 si mostra il dettaglio della zona di erosione la cui formazione si può ricondurre ad un'intensa e prolungata azione della riflessione ondosa. Questa erosione è particolarmente difficile da osservarsi in campo, essendo parzialmente cancellata dall'accumulo di sedimenti che tipicamente si manifesta in prossimità delle barriere lato mare, indotto dalle correnti che tendono ad intensificarsi lungo le barriere, girano attorno alle testate per uscire poi attraverso i varchi.

Il rilievo è stato eseguito a metà Gennaio 2004, dopo che nel Dicembre 2003 si era registrato il perdurare di onde da Bora, con il susseguirsi di giorni di mareggiate intense. I dati registrati all'ondametro di Punta della Maestra (al largo del delta del Po) sono molto lacunosi, si è fatto ricorso perciò ai dati raccolti mediante un ADCP, posto davanti alla barriera lato mare, durante una campagna dal 23 Novembre al 3 Gennaio 2004 (Fig. 29). I giorni di mareggiata sono circa 12, con onde di altezza massima 1.8 m su fondale di circa 3 m (la posizione dell'ADCP è in Fig. 28).

Formulando l'ipotesi che tale mareggiata abbia causato l'erosione osservata, si va nel seguito ad applicare il metodo predittivo elaborato da Sumer et al. (2005) per erosione localizzata indotta da *steady streaming*.

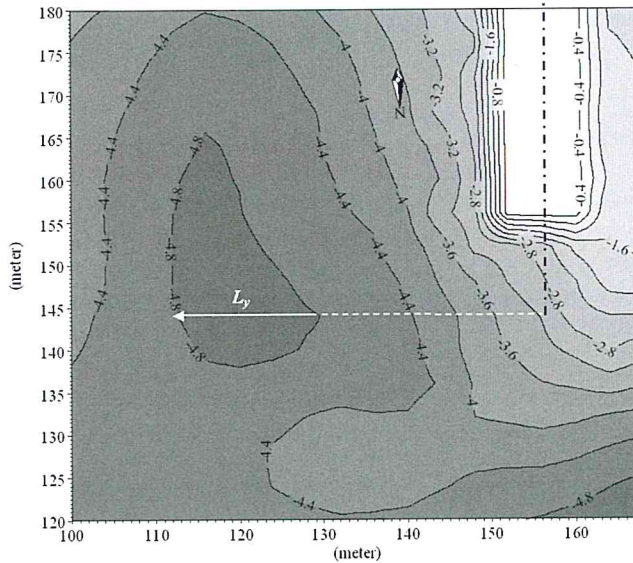


Figura 28 - Dettaglio della batimetria *multi-beam* effettuata a Lido di Dante nel Gennaio 2004.

Si assumono dati: la larghezza della barriera al piede $B=40$ m, la pendenza del paramento lato mare $\alpha=1:2$, il diametro medio dei sedimenti in corrispondenza della barriera $d=0.1$ mm, il fondale davanti all'opera a distanza tale che l'erosione localizzata non abbia più effetti $(L/4) b=4.5$ m, l'altezza d'onda significativa $H=1.8$ m sul fondale b , il periodo di picco dell'onda $T_w=6.0$ s.

Si calcola la lunghezza d'onda in acque profonde L_0

$$L_0 = \frac{gT_w^2}{2\pi} = 56.23 \text{ m}$$

e quindi il parametro b/L_0

$$\frac{b}{L_0} = 0.08$$

Si ricorre al solutore di Dalrymple (Dean e Dalrymple, 1991) per calcolare il numero d'onda k , che risulta pari a 0.11, e si valuta il numero di Ursell U :

$$U = \frac{HL^2}{b^3} = \frac{H(L_0 \tanh(kb))^2}{b^3} = 26.33$$

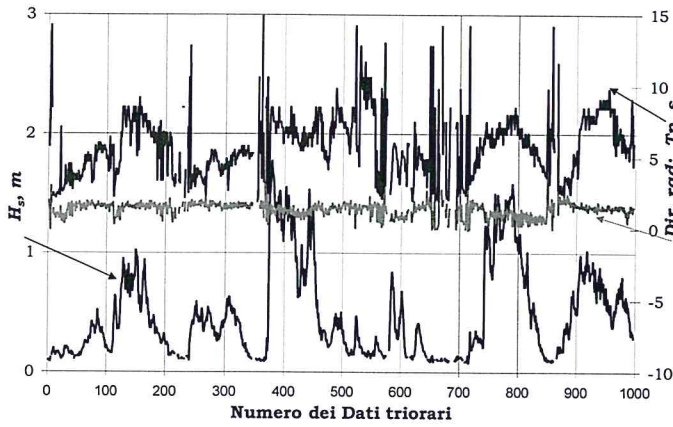


Figura 29 - Dati d'onda orari alla barriera Nord lato mare, periodo 22/11/03 - 03/01/2004; 100 dati corrispondono a 4 giorni circa. Posizione dell'ADCP da Fig. 28.

Essendo quest'ultimo molto maggiore di 15, la teoria lineare non può applicarsi. Si valutano dunque la velocità massima U_m e l'ampiezza delle orbite a al fondo mediante la *streaming function theory* implementata da Dalrymple (e disponibile al sito www.coastal.udel.edu).

Prima di procedere, si verifica che il trasporto per sospensione sia attivo mediante il calcolo del parametro di Shields ϑ

$$\vartheta = \frac{f_w}{2} \frac{U_m^2}{g(s-1)d} = 2.94$$

dove s è il peso specifico dei grani e f_w è il fattore d'attrito. F_w si valuta seguendo Fredsøe (1984), con l'ipotesi che il letto attivo si comporti come una parete liscia

$$f_w = 0.035 \text{Re}^{-0.16} = 0.035 \left(\frac{U_m a}{\nu} \right)^{-0.16} = 3.3 \times 10^{-3}$$

ove ν è la viscosità cinematica dell'acqua. Il valore critico ϑ_{cr} del moto incipiente si desume da Sumer e Fredsøe (2002):

$$\vartheta_{cr} = \left(\frac{U_m d}{\nu} \right)^{-0.05} \left[0.7 \exp\left(-0.04 \frac{U_m d}{\nu}\right) \right] + 0.26 \left[1 - \exp\left(-0.025 \frac{U_m d}{\nu}\right) \right] = 0.19 \ll \vartheta$$

Si vanno ora a determinare i parametri necessari ad entrare nel grafico di Sumer et al. (2005) riportato in Figura 24.

In seguito al ricarico di massi del Giugno 2003, la barriera, sommersa di 0.2 m a progetto e assestata di circa 0.4 m, risulta ora mediamente emersa di 0.2 m. Il parametro dato dall'altezza relativa della cresta risulta perciò, secondo la convenzione di assumere positivo il *freeboard* F per strutture emerse

$$\frac{F}{H} = 0.11$$

ed il numero di Keulegan-Carpenter KC è pari a

$$KC = \frac{U_m T_w}{B} = 0.25$$

Dalla Figura 24 si ottiene dunque un punto compreso nella zona in cui vale il seguente rapporto tra la profondità prevista S della fossa d'erosione e la larghezza della berma B

$$0.02 < \frac{S}{B} < 0.04$$

e dunque la profondità S assume valori compresi tra 0.8 e 1.6 m.

Con gli stessi valori di KC e F/H , si entra nel grafico in Figura 25, sempre tratto da Sumer et al. (2005) e si deriva l'estensione dell'erosione in direzione perpendicolare a riva, L_y , adimensionalizzata sempre con la larghezza della berma B

$$0.40 < \frac{L_y}{B} < 0.80$$

e quindi L_y è compresa tra 16 e 32 m.

Infine, si può stimare il tempo T necessario a produrre una simile erosione sulla base dei dati di Sumer et al. (2005), considerando i casi più simili a quello in oggetto (ossia i Tests 18 e 19, in Tab. 1, ove F è indicato come positivo per caso sommerso), si può assumere il valore normalizzato del tempo dall'interpolazione lineare tra i due $T^*=10^{-2}$ e scrivere

$$T = \frac{T^* B^2}{\sqrt{g(s-1)d^3}} = 3.98 \times 10^6 s \approx 46 \text{ giorni}$$

Mettiamo ora a confronto parametri calcolati e misurati.

La profondità dello *scour hole* di 0.8 m coincide col minimo valore stimato. Parte della buca in prossimità dell'opera è già stata colmata dal deposito delle correnti indotte perciò l'erosione si localizza a circa 18 m dall'asse della barriera, con estensione perpendicolare alla struttura L_y pari a 36 m, di poco superiore al massimo previsto. La durata calcolata necessaria alla generazione dello *scour hole* appare molto superiore a quella effettivamente registrata.

Pellestrina

Dai rilievi eseguiti a Pellestrina, (caso presentato in Mancinelli et al., presente volume), si è riscontrata la presenza di uno *scour hole*, lato riva, di lunghezza 50 m, larghezza 11 m e profondità 0.6 m, la cui formazione si può ricondurre all'azione dei frangenti di tipo *plunging* (Fig. 30).

L'altezza delle creste della barriera è $F = -1.80$ m (-1.50 m a progetto, ma ha subito un assestamento di circa 0.3 m in 3 anni), il fondale davanti all'opera è $h = -4.5$ m. Assumiamo condizioni di frangimento, quindi l'altezza d'onda significativa $H = 0.6 \times h = 2.7$ m. Sulla base di analisi statistiche dei dati raccolti alla torre CNR al largo di Venezia, si è ricostruito il clima ondoso rappresentativo (Zanuttigh et al., 2004), la cui onda da Bora più elevata è di 2.17 m con periodo 6.1 s; considerando questo dato e la massima ripidità dell'onda pari a circa $\pm(4H)$ si ottiene per H un $T_w = 6.8$ s. Si valutano per prima cosa l'altezza relativa della cresta

$$\frac{F}{H} = -0.4$$

ed il parametro di frangimento

$$\frac{T_w \sqrt{gH}}{b} = 7.7$$

Il caso risulta prossimo alle condizioni del Test 17 in Tab. 2 di Sumer et al. (2005). I due parametri appena calcolati consentono di entrare in entrambi i grafici di Sumer et al. (2005) per determinare l'intensità e l'estensione dell'erosione, rispettivamente in Figura 26 e 27.

Con questi valori dei parametri, si cade sulla linea limite di assenza di erosione; si può giustificare la presenza di erosione considerando che sia avvenuta in condizioni di bassa marea, la cui escursione media è pari a ± 0.4 m mentre la massima raggiunge ± 0.8 m.

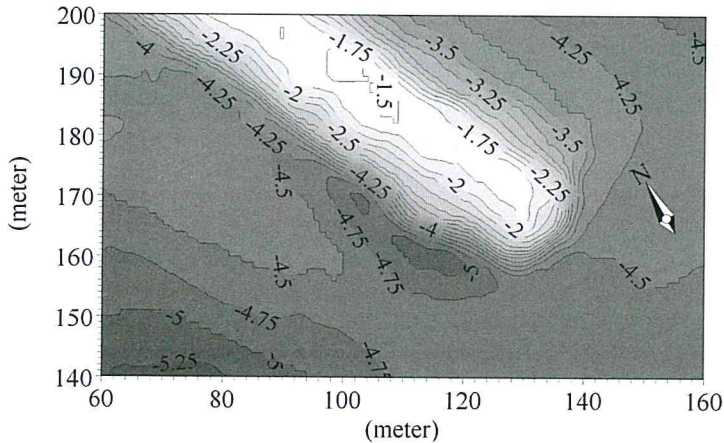


Figura 30 - Dettaglio della batimetria *multi-beam* effettuata a Pellestrina nell'Ottobre 2002.

Mantenendo il valore del parametro di frangimento ed assumendo una marea di ± 0.5 m, ($F = -1.3$ m) si ha

$$\frac{F}{b} = -0.28$$

e dalle Figure 26 e 27 rispettivamente si ottengono,

$$0.0 < \frac{S}{H} < 0.4, \quad \frac{L_y}{H} = 3.0 \pm \sigma$$

ove s è la deviazione standard 1.1. Dunque la profondità massima prevista dell'erosione S è di 1.08 m e l'estensione L_y è compresa nel campo di valori 8.10 ± 2.97 m.

Si può infine stimare la scala temporale dell'erosione, assumendo il valore normalizzato $T^* = 10$ suggerito da Sumer et al. (2005) sulla base dei tests sommersi con $F = 0.22$ m

$$T = \frac{T^* H^2}{\sqrt{g(s-1)d^3}} = 0.81 \times 10^7 s \approx 210 \text{ giorni.}$$

Si nota che il parametro T^* cresce al crescere dell'altezza d'onda ed al decrescere dell'altezza della cresta dell'opera sul medio mare.

Confrontando calcoli e dati di campo, la profondità dello *scour hole* di 0.6 m è circa il valore medio mentre la sua estensione coincide col massimo dei valori previsti.

Erosione 'lontana' (distanza > L/4) dalle testate

Come per l'erosione localizzata lungo il tronco, così anche l'erosione localizzata alle testate generalmente non risulta rilevabile, mentre sono numerosi i casi in cui si possono osservare le erosioni 'crescentiche' attorno alle testate delle strutture ma ad una certa distanza dalle stesse.

Si riportano i casi esemplificativi di Lido di Dante (Fig. 31) e Pellestrina (Fig. 32), mediante le due batimetrie *multi-beam* complete illustrate in precedenza solo per i dettagli alle testate.

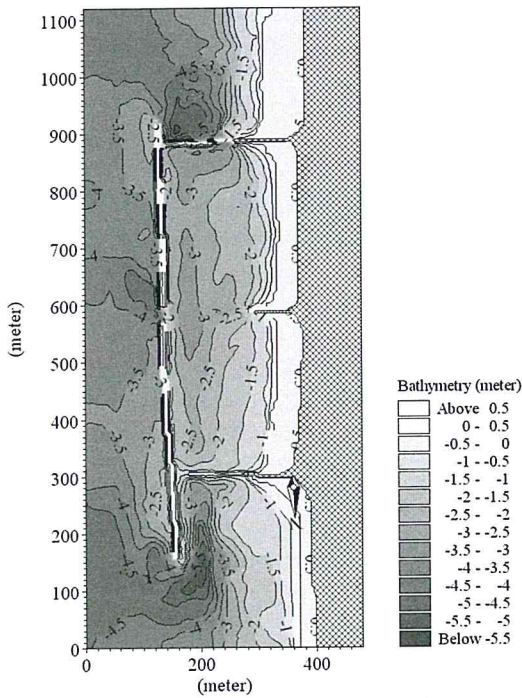


Figura 31 - Batimetria *multi-beam* di Lido di Dante, Università di Bologna, Gennaio 2004.

Osservando la batimetria di Lido di Dante, si nota una profonda zona di erosione localizzata a circa 70 m dalle testate della barriera, dovuta ai vortici indotti durante le mareggiate intense da Scirocco alla testate Sud e da Bora alla testate Nord. Le erosioni, di forma crescentica, hanno massima profondità di 1.5 m, lunghezza di 170 m, larghezza di 50 m. Risulta anche evidente l'erosione al varco, divenuto dopo il ricarico di massi del Giugno 2003 l'unica via di ritorno a mare: l'erosione si estende lato mare per una lunghezza di 120 m, una larghezza di 50 m ed una profondità di 1.0 m.

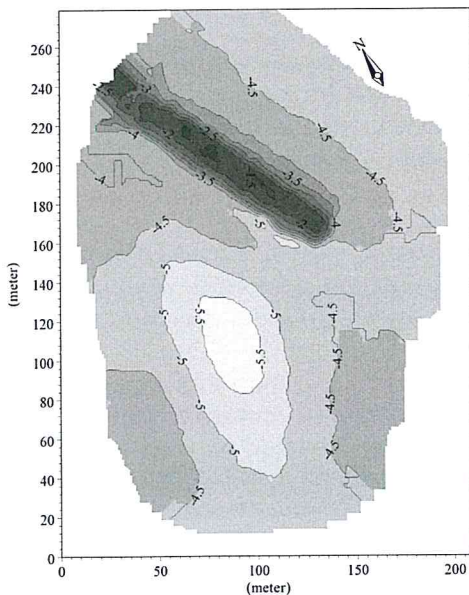


Figura 32 - Batimetria *multi-beam* delle testate Sud di Pellestrina, Università di Bologna, Ottobre 2002.

Nella batimetria della testata Sud di Pellestrina si trova un'area erosa molto ampia e profonda a Sud della testata. La buca, profonda 1 m, larga 60 m e lunga 90 m, è dovuta all'azione congiunta del frangimento e delle correnti attorno alla testata. La peculiare forma della fossa può mettersi in relazione all'assenza della spiaggia di ripascimento a riva in corrispondenza della testata; in questa zona infatti si hanno a riva i murazzi, privi di rivestimento in pietrame, su fondale profondo, che esercitano senz'altro una cospicua azione riflettente.

Erosione ai varchi

I modelli numerici ricostruiscono l'idrodinamica, stimano i trasporti solidi e, dalla divergenza di questi, valutano l'erosione. Una valutazione approssimata di queste grandezze non fornisce in generale un risultato accurato perché gli errori di stima si propagano considerevolmente. Questo errore è percentualmente basso solo in punti dove l'erosione è molto accentuata, per esempio in prossimità dei varchi. Ci si può domandare quale accuratezza abbia la stima dell'erosione ai varchi desunta da semplici considerazioni sull'idrodinamica ed utilizzando formule di trasporto solido semplificate.

Mancinelli et al., presente volume, hanno evidenziato una discreta corrispondenza fra osservazioni (Tab. 2) e calcolo delle erosioni ai varchi, ottenuto utilizzando la semplice formula di Bijker. Il trasporto solido è stato stimato solo in mezz'ora dei varchi, assumendo che il trasporto lungo una sezione posta a metà della distanza da riva fosse trascurabile. La Figura 33 illustra lo schema utilizzato per la valutazione del volume eroso. Esso deve intendersi localizzato in una area più spostata verso il largo rispetto alla zona ombreggiata: infatti il campo dei trasporti subisce un notevole ritardo indotto da fenomeni legati alla messa in sospensione ed alla turbolenza, comportando lo spostamento del valore massimo in direzione delle correnti.

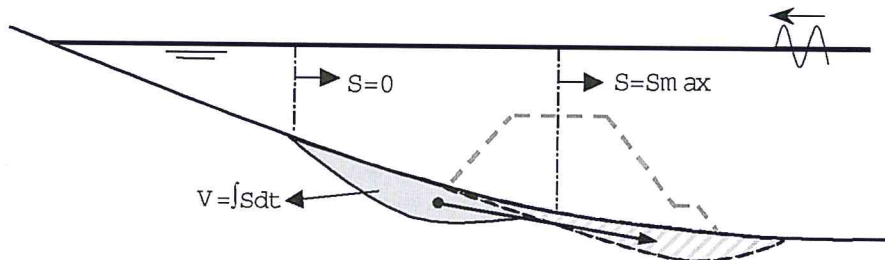


Figura 33 - Schema utilizzato per la stima del volume eroso ai varchi (area ombreggiata) e indicazione dell'effettiva localizzazione (area tratteggiata).

Previsione dell'erosione 'lontana' dalle strutture mediante simulazioni morfodinamiche con MIKE 21 CAMS

Si sono effettuate simulazioni morfodinamiche dei tests al L.I.C. previamente descritti mediante il modello MIKE 21 CAMS, sviluppato da DHI Water & Environment, che integra onde (elaborate dal modulo PMS), correnti (descritte mediante il modulo HD) e trasporto solido (derivato dal modulo ST-Q3) valutando l'evoluzione del fondale nel tempo in una zona costiera assegnata.

Le simulazioni sono state condotte in scala di un ipotetico prototipo 1:40.

Visto che il modello d'onda PMS non rappresenta la trasmissione ondosa (e quindi la tracimazione conseguente nel modulo HD) per strutture emergenti e che le più rilevanti variazioni del fondale si sono ottenute in laboratorio in presenza di strutture sommerse, si è scelto di simulare il solo set di attacchi ondosi per strutture sommerse.

Nel modello d'onda PMS si è imposta al largo una serie di spettri di tipo Jonswap e si sono assunti i contorni laterali di tipo "riflettente", al fine di riprodurre l'ambiente chiuso del bacino sperimentale. Analogamente, tutti i contorni del modello HD rappresentano una condizione di flusso nullo. La sabbia del fondo nel modello ST-Q3 è stata scalata considerando la velocità di caduta dei sedimenti (1.5 mm); si è assunta nel modello PMS una scabrezza di Nikuradse al fondo variabile di 0.01 m per le zone sabbiose e di 1.8 m per i massi componenti le opere e le zone emerse come il setto separatore e i muri. Nel modulo HD si è introdotta la distribuzione spaziale del coefficiente di Manning corrispondente a quella della scabrezza di Nikuradse adottata per il modulo PMS; la viscosità turbolenta è derivata dalla formula di Smagorinsky con coefficiente pari a 0.5.

Il modulo PMS è stato calibrato cercando di ottimizzare la rappresentazione della trasmissione ondosa sopra la struttura. I migliori parametri sono risultati per la maggior parte dei tests: $\gamma_1=1.0$ (controlla il frangimento per ripidità dell'onda), $\gamma_2=1.2$ (controlla il frangimento per profondità del fondale) e $d=0.4$ (indica la dissipazione per frangimento). Anche adottando tali valori, la trasmissione è sottostimata in media del 15%.

Le correnti simulate col modulo HD sono in buon accordo qualitativo con le correnti osservate e registrate durante gli esperimenti. Il grafico a sinistra di Figura 34 presenta un'immagine istantanea delle correnti durante tests di tipo 'B' (dettagli in Damiani et al., presente volume). La velocità della corrente aumenta rapidamente in prossimità dei varchi, raggiungendo valori massimi minori negli esperimenti che nelle simulazioni. Le simulazioni in genere sottostimano la profondità del fondale al varco, mentre l'intensità del *set-up* alla struttura ed alla spiaggia è nettamente sovrastimata. La sovrastima del *set-up* a riva delle barriere può correlarsi alla mancata rappresentazione della permeabilità della spiaggia, che temporaneamente accumula acqua, mentre la sovrastima del *set-up* alla barriera si spiega con la mancata rappresentazione della permeabilità della barriera e dunque della filtrazione attraverso la stessa. Si ha un accordo del $\pm 10\%$ nella riproduzione delle correnti alle testate e dietro le strutture, mentre le velocità ai varchi sono in genere sovrastimate circa del 20%.

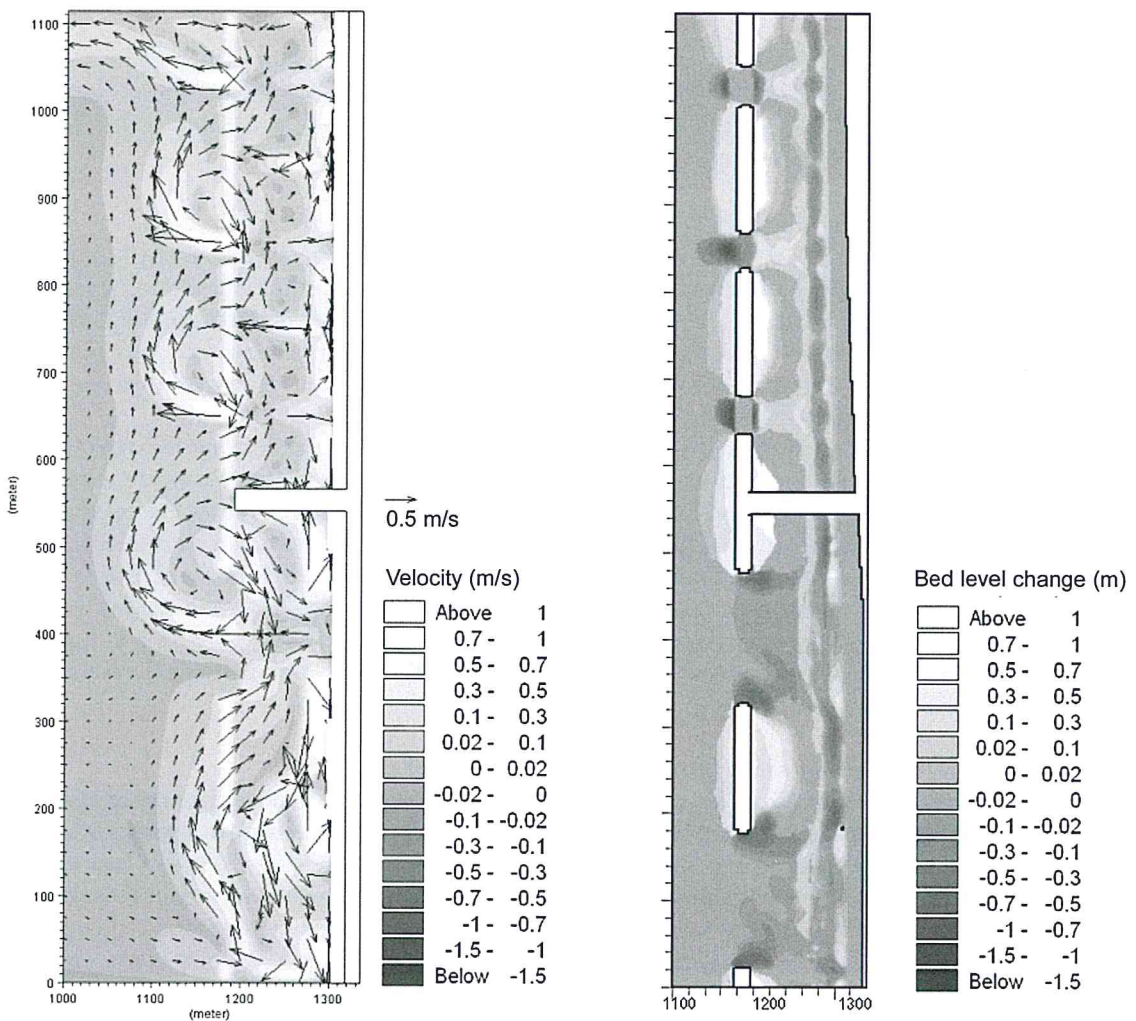


Figura 34 - A sinistra, planimetria delle correnti (intensità e direzioni delle velocità in scala di grigi e vettori) ottenuta dal modulo HD durante tests di tipo 'B' (Damiani et al., presente volume). A destra, planimetria dell'evoluzione del fondo in scala di grigi al termine delle simulazioni CAMS su strutture sommerse; per chiarezza, si riportano in bianco le strutture, il setto separatore e il muro di fondo.

Si mostrano, alla destra di Figura 34, le zone soggette a deposito ed erosione evidenziate mediante il modulo ST-Q3 al termine dei tests sommersi; va ricordato che i risultati di CAMS sono prodotti su batimetria variabile. I massimi accumuli e le massime erosioni si hanno nella zona interessata dai varchi stretti, a causa della minore trasmissione ondosa e della maggiore intensità delle correnti ai varchi rispetto alla zona caratterizzata da varchi larghi. Il massimo accumulo è dietro la barriera centrale, in corrispondenza del setto separatore e al muro perimetrale, ed è pari a 1.29 m; la massima erosione si verifica al varco non protetto ed è pari a -1.18 m (rispettivamente 3.2 cm e -2.9 cm in scala di modello).

Alla struttura isolata, l'erosione massima si localizza alle testate e risulta -0.89 m; il massimo accumulo a riva della barriera centrale è di 0.77 m (rispettivamente -2.2 cm e 1.9 cm in scala di modello). Nella zona protetta, la sabbia tende ad accumularsi dietro le barriere prima di essere erosa in corrispondenza della linea di riva.

Non si osservano *ripples* dal momento che nel creare la tabella di trasporto solido per il modulo ST-Q3 non si è tenuto conto del loro effetto.

Le tendenze erosive/deposizionali sono in buon accordo, sia in corrispondenza delle strutture sia della spiaggia, con i profili rilevati sperimentalmente e con le osservazioni di campo già illustrate a Pellestrina e Lido di Dante (Figg. 22 e 31) e in altri siti europei (Lamberti et al., 2005).

Conclusioni

Come conclusioni dello studio si forniscono alcuni semplici criteri di progettazione delle protezioni, basati sulle osservazioni di campo e in laboratorio presentate sino ad ora ed alcune considerazioni critiche sull'uso dei modelli, analitici e numerici, di cui il progettista può avvalersi per la previsione dell'evoluzione del fondale e dell'intensità di eventuali erosioni localizzate.

Considerazioni sulla progettazione delle protezioni ai varchi

Le correnti di ritorno in uscita da varchi hanno una notevole capacità di trasporto. L'erosione indotta ai varchi può sia fungere da pozzo per i sedimenti contenuti all'interno dell'area protetta, facendoli prima franare nella fossa e poi favorendone l'uscita dal varco spinti dalla corrente, sia causare seri problemi di stabilità alla struttura. È pertanto necessario presidiare i varchi opportunamente, per esempio con una platea stabile e flessibile che si adatti ad eventuali movimenti del fondo. Normalmente si tratta dello stesso misto in materiale sciolto costituente la fondazione della barriera.

Non è realistico proteggere il varco verso il largo sino a dove non si manifesta erosione. Bisogna prefiggersi lo scopo minimo di allontanare l'erosione dall'opera, ad una distanza tale da non compromettere la stabilità della struttura. Il materiale deve essere sovrabbondante per poter riempire le fosse che inevitabilmente si generano al termine della protezione (si veda ad esempio il risultato delle prove su modello fisico, in Fig. 16). Ciò può significare anche la necessità di prevedere una manutenzione che miri a ripristinare la protezione al piede prima che il danno si estenda all'opera. Come beneficio dello spostamento dell'erosione al largo vi è anche quello di una sconnessione fra il materiale posto dentro la zona protetta e la fossa che si genera al piede lato mare della protezione, evitando quindi che vi sia una perdita dovuta al lento franamento del fondo dentro la fossa.

Considerazioni sulla progettazione della protezione al piede delle opere

Le prove su modello e i dati di campo evidenziano apprezzabili erosioni lungo il tronco delle opere al piede lato mare e lato riva, seppure in misura inferiore rispetto ai varchi ed alle testate. È pertanto necessario proteggere il piede con una berma adeguatamente lunga. In presenza di opere trascinabili l'erosione al piede lato mare sembra meno pericolosa rispetto al caso di opere emerse. Ciò può essere spiegato sia dal minor grado di riflessione di fronte alla struttura trascinabile, per cui l'azione dell'onda lato mare è meno intensa ed efficace, sia in quanto si instaura una circolazione dei sedimenti diretta verso l'interno della zona protetta, sopra le opere, che tende a spianare le fosse localizzate.

La protezione al piede dell'opera può costruirsi come una platea antierosione, che deve restare intatta sotto l'azione di onde e correnti ed essere abbastanza flessibile da adattarsi ad un fondale irregolare. Questa misura può ridurre ma non evitare le erosioni locali, che si manifestano lungo il perimetro della protezione, con conseguente rotolamento di massi negli *scour holes*; questo processo consente, d'altra parte, la formazione di una scarpa di protezione, effetto desiderabile per fermare l'erosione.

Un parametro progettuale molto importante da determinarsi è la larghezza della protezione al piede, che deve essere sufficiente a garantire nel tempo un'adeguata protezione per la stabilità della struttura. Sulla base dei loro esperimenti, Sumer e Fredsøe (2003) forniscono alcune utili indicazioni semi-empiriche per il dimensionamento della protezione sia lungo il tronco sia alla testata, tenendo conto che gli esperimenti sono stati tutti condotti in un regime di trasporto di non-sospensione, sotto l'azione combinata dello *steady streaming* e delle onde. Tali indicazioni, che di seguito riportiamo, trovano riscontro nei rilievi di campo e negli esperimenti effettuati a Bari. La protezione lungo il tronco lato mare dev'essere di larghezza W (quotata dallo spigolo lato mare dell'opera) almeno pari a

$$W = \left(1 - \frac{\alpha h_s}{L_0/4} \right) \frac{L_0}{4},$$

ove si indica con h_s l'altezza della struttura; questa relazione è dimostrata valida almeno nel campo $h/L_0=0.1 \div 0.2$. Lato riva, si può cautelativamente assumere la stessa W , con ulteriori precauzioni per considerare i danni indotti dalla tracimazione.

La larghezza della protezione alla testata si può stimare

$$W = W_e, \text{ se } \frac{F}{H} > +0.9; \quad W = \left(0.29 \frac{F}{H} + 0.74 \right) W_e, \text{ se } \frac{F}{H} < +0.9$$

ove W_e è la W per frangiflutti emersi, valutata da Fredsøe e Sumer (1997) come

$$W_e = A \cdot KC$$

ove A è pari a 1.5 se si intende ottenere una protezione totale e a 1.1 se si permette un'erosione circa dell'1% della larghezza della barriera B . Questa relazione deriva da esperimenti in cui α è 1.5, perciò può dare luogo a valori cautelativi per pendenze più dolci e a sottostime per pendenze più ripide. Le osservazioni sperimentali di Sumer et al. (2003) hanno dimostrato che la protezione alla testata dimensionata con questa formula risulta adeguata a garantire una protezione totale lato mare, mentre lato riva la protezione stessa può danneggiarsi per frangimento e tracimazione.

Considerazioni sui metodi predittivi utilizzati

Per quanto riguarda i metodi predittivi semi-empirici di Sumer et al. (2003, 2005), utilizzati per predire erosioni localizzate alle testate, essi sono fondati su esperimenti condotti dagli autori che presentano le seguenti limitazioni.

Prescindono dagli effetti morfodinamici *far field*, che possono essere prodotti da differenti processi, come correnti di *rip* attorno alle testate e/o vortici davanti e dietro ad una barriera sommersa. Anche se erosione/deposito *far field* e *near field* interagiscono in modo complicato e non-lineare, nella maggior parte dei problemi progettuali la profondità totale dello *scour* può calcolarsi come somma dei due contributi separati.

La forzante è costituita unicamente da onde; non sono quindi rappresentati gli effetti di escursioni di marea e/o correnti, che sono tuttora sconosciuti anche se, almeno nel caso di parete verticale (Sumer e Fredsøe, 1997), si è dimostrato che lo *scour* può crescere notevolmente in presenza di correnti.

Possono risentire della permeabilità della struttura. Per lo studio della erosione locale alla testata sono effettuati con struttura impermeabile. L'uso di strutture sia permeabili sia impermeabili per lo studio dell'erosione lungo il tronco ha evidenziato una maggiore erosione per il caso permeabile, dimostrando tuttavia che il materiale componente la struttura non risulta particolarmente rilevante nel processo.

Possono essere inficiati da effetti di scala. Questi sono stati discussi da vari autori, tra i quali Hughes (1993), Oumeraci (1994), Whitehouse (1998), Sumer e Fredsøe (2002). Riguardo l'erosione alla testata, non si hanno indicazioni sugli effetti di scala ma i risultati sperimentali e dati di campo (Sumer et al. 2005) indicano che non

vi sia alcun effetto significativo. Riguardo l'erosione lungo il tronco dell'opera, i parametri da considerare sono il numero di Shields ϑ , il rapporto tra la lunghezza d'onda e il diametro medio del sedimento all'opera L_0/d_{50} e il numero di Reynolds Re . Il primo parametro può comportare il cambiamento del regime di trasporto solido (trasporto per sospensione attivo/passivo), gli ultimi due non influenzano in modo rilevante il processo, come mostrato da Sumer e Fredsøe (2002).

E' stata evidenziata la possibilità di ottenere una stima approssimata dell'erosione ai varchi, anche ricorrendo ad una ricostruzione sommaria delle correnti e del trasporto solido.

Per quanto riguarda l'uso del codice di calcolo numerico MIKE 21 CAMS, i limiti del modello consistono: nella calibrazione del modulo di frangimento MIKE 21 PMS, che non dà luogo a risultati soddisfacenti in presenza di opere per quanto concerne la stima della trasmissione, in particolare per strutture emerse. A tal fine, il modulo è stato modificato e ricalibrato sulla base di dati sperimentali (Johnshon e Zyserman, 2004); nella laboriosità dell'uso del codice e nel connesso tempo di calcolo, per cui è relativamente semplice e poco dispendioso sottoporre a prova casi schematici, mentre diventa molto oneroso predisporre configurazioni di casi reali soggette ad un clima complesso.

Simboli

α = pendenza del paramento lato mare

ϑ = parametro di Shields

ν = viscosità cinematica dell'acqua

a = ampiezza orbitale delle particelle al fondo

B = larghezza dell'opera al piede

d, d_{50} = diametro rappresentativo/medio dei sedimenti in corrispondenza dell'opera

F = altezza della cresta dell'opera rispetto al medio mare

f_w = fattore d'attrito

H = altezza d'onda significativa

h = fondale davanti all'opera

h_s = altezza della struttura

KC = numero di Keulegan-Carpenter

k = numero d'onda

L_0 = lunghezza d'onda in acque profonde

L_y = estensione dell'erosione in direzione perpendicolare alla struttura

L_b = Larghezza della barriera

Re = numero di Reynolds

S = profondità dell'erosione

S_{op} = ripidità di picco

s = peso specifico dei grani

T_w = periodo di picco dell'onda

U = numero di Ursell

U_m = massima velocità al fondo

W = larghezza della protezione al piede dell'opera (quotata dallo spigolo lato mare)

W_e = W per frangiflutti emersi

Bibliografia

- Aarninkhof S.G.J. (2003) - *Nearshore Bathymetry derived from Video Imagery*. PhD thesis, Faculty of Civil Engineering and Geosciences, Delft University Press, online available.
- Albani D. (1940) - *Le spiagge della Toscana settentrionale dalla foce del Fiume Magna ai Monti Livornesi. Ricerche sulle variazioni delle spiagge italiane. II - Le spiagge toscane*, C.N.R., Roma: 11-86.
- Balzano A., Cappietti L., Soldini L., Zanuttigh B. (2005) - *Modellazione numerica della circolazione indotta da opere tracicabili*. Studi Costieri.
- Carter T.G., Liu L.F.P., Mei C.C. (1973) - *Mass transport by waves and o.shore sand bedforms*. J. Waterways, Harbors and Coastal Engineering, ASCE, vol. 99, No. WW2: 165-184.

- Cipriani L.E., Ferri S., Iannotta P., Paolieri F., Pranzini E. (2001) - *Morfologia e dinamica dei sedimenti del litorale della toscana settentrionale*. Studi Costieri n. 4: 119 - 156.
- Comisso A. (1999) - Corso di Laurea in Ingegneria Civile - Università di Firenze. Tesi di laurea non pubblicata.
- Damiani L., Martinelli L., Cappiotti L., Pratola L. e Lorenzoni C. (2005) - *Esperimenti di laboratorio sulla circolazione indotta da strutture trascinabili e confronto con i modelli*. Studi Costieri n. 9.
- Dean R., Dalrymple R. (1991) - *Water Wave Mechanics for Engineers and Scientists*. World Scientific Press.
- Dean G.R., Chen R., Browder A.E. (1997) - *Full scale monitoring study of a submerged breakwater, Palm Beach, Florida USA*. Coastal Eng., 29: 291-315.
- Dixen M. (2003) - *Scour around the Roundhead of a Submerged Rubble Mound Breakwater*. Master's Thesis undertaken under the supervision of B.M. Sumer and J. Fredsøe. Technical University of Denmark, MEK, Coastal and River Engineering Section (formerly ISVA), DK-2800 Lyngby, Denmark.
- Fredsøe J. (1984) - *Turbulent boundary layer in wave-current motion*. J. Hydraulic Engineering, ASCE, vol. 110, n. 8: 1103-1120.
- Fredsøe J., Sumer M. (1997) - *Scour at the round head of a vertical-wall breakwater*. Coastal Eng., 29: 231-262.
- Hughes S. A. (1993) - *Physical models and laboratory techniques in coastal engineering*. World Scientific.
- Hughes S.A., Schwichtemberg B.R. (1999) - *Physical model of current-induced scour at Ventura Harbor*.
- Johnshon H. K., Zyserman J. A. (2004) - *Modelling morphological processes in the vicinity of low-crested detached breakwaters*. Proc. ICCE 2004. Lisbona.
- Johnson H. K., Karambas Th., Avgeris J., Zanuttigh B., Caceres I. (2005) - *Modelling of wave and currents around submerged breakwaters*. Coastal Eng., 52 (10-11): 949-969.
- Lamberti A., Archetti R., Kramer M., Paphitis D., Mosso C., Di Risio M. (2005) - *Prototype experience regarding low-crested structures*. Coastal Eng., DELOS Special Issue, in revisione.
- Lillycrop W.J., Hughes S.A. (1993) - *Scour hole problems experienced by the Corps of Engineers; Data presentation and summary*. Miscellaneous papers. CERC-93-2, US Army Engineer Waterways Experiment Station, Coastal Engineering Research Center, Vicksburg, MS.
- Lorenzoni C., Mancinelli A., Soldini L. (1988) - *Caratteristiche sedimentologiche del litorale a Nord di Ancona. Analisi del movimento delle ghiaie*. Atti dell'Istituto di Idraulica dell'Università degli studi di Ancona, giugno 1988.
- Lorenzoni C., Mancinelli A., Soldini L. (1988) - *Evoluzione batimetrica del litorale a Nord di Ancona. Analisi del trasporto solido trasversale*. Atti dell'Istituto di Idraulica dell'Università degli studi di Ancona, giugno 1988.
- Mancinelli A., Di Risio M., Archetti R., Franco L., Aminti P., Atzeni A. (2005) - *Casi di studio selezionati*. Studi Costieri n. 9.
- Martinelli L., Zanuttigh B., Clementi E., Guerrero M., Lamberti A. (2004) - *Experimental analysis and 2DH numerical simulations of morphodynamics around Low-Crested Structures*. Proc. Coastal Eng. 2004. Lisbona, 19-24 Sept. Ed. J.M. Smith, World Scientific Publishing Co., USA, vol. 3: 2810-2822.
- Oumeraci H. (1994) - *Review and analysis of vertical breakwater failures - lessons learned*. Coastal Eng., Special Issue on Vertical Breakwaters, 22: 3-29.
- Ripanti D. (1987) - *Note storiche sul litorale di Montemarignano*. Dicembre 1987.
- Shimizu T., Ikeno M., Ujiie H., Yamauchi K. (1994) - *Plane design of SPAC; countermeasure against Seabed Scour due to Submerged Discharge and Large Waves*. Coastal Eng., 3: 3320-3334.
- Stockdon H.F., Holman R.A. (2000) - *Estimation of wave phase speed and nearshore bathymetry from video imagery*. J. Geophys. Res., 105 (C9), 22: 015-22,033.
- Sumer B.M., Fredsøe J., Christiansen N., Hansen S.B. (1994) - *Bed shear stress and scour around coastal structures*. Coastal Eng., 2: 1595-1624.
- Sumer M., Fredsøe J. (1997) - *Scour at the head of a vertical-wall breakwater*. Coastal Eng., 29: 201-230.
- Sumer M., Fredsøe J. (2000) - *Experimental study of 2D scour and its protection at a rubble-mound breakwater*. Coastal Eng., 40: 59-87.
- Sumer M., Whitehouse R.J.S., Tørum A. (2001) *Scour around coastal structures: a summary of recent research*. Coastal Eng., 44, Issue 2: 153-190.
- Sumer M., Fredsøe J. (2002) - *The mechanics of scour in the marine environment*. Advanced Series on Ocean Eng., 17, World Scientific.

- Sumer, M., Fredsøe J., Dixen M., Jakobsen F. (2003) - *Scour around the roundhead of a submerged rubble-mound breakwater*. DELOS Internal Report, TUD, Lyngby 2003.
- Sumer M., Fredsøe J., Lamberti A., Zanuttigh B., Gislason K., Dixen M., Di Penta A. (2005) - *Local scour and erosion around low crested coastal defence structures*. Coastal Eng., Coastal Eng., 52 (10-11): 995-1025.
- Whitehouse R. J. S. (1998) - *Scour at marine structures*. Thomas Telford, London, 216 pp.
- Xie S. L. (1985) - *Scouring patterns in front of vertical breakwaters*. Acta Oceanologica Sinica, 4, n.1: 153-164.
- Zanuttigh B., Archetti R., Barbanti C. (2004) - *Hydrodynamics and morphodynamics at a protected beach: the study site of Pellestrina, Italy*. Proc. Coastal Eng., 2004. Lisbona, 19-24 Sept. Ed. J.M. Smith, World Scientific Publishing Co., USA, vol. 3: 2784-2796.

Manoscritto ricevuto il 10/07/2005, accettato il 10/10/2005.